

POLITECHNIKA CZĘSTOCHOWSKA

# **PRAKTYCZNE ASPEKTY BEZPIECZEŃSTWA KONSTRUKCJI OBIEKTÓW BUDOWLANYCH**

**Redakcja naukowa  
Maciej Major**

**Częstochowa 2021**

Politechnika Częstochowska

---

# **PRAKTYCZNE ASPEKTY BEZPIECZEŃSTWA KONSTRUKCJI OBIEKTÓW BUDOWLANYCH**

---

Redakcja naukowa  
**Maciej Major**

Monografia



Wydawnictwo Politechniki Częstochowskiej

Częstochowa 2021

## Recenzent

dr hab. inż. Tomasz Dyl, prof. UMG

## Autorzy rozdziałów:

dr inż. Jacek Nawrot

Politechnika Częstochowska, jacek.nawrot@pcz.pl

mgr inż. Wiesław Liszewski

Politechnika Częstochowska, wieslaw.liszewski@pcz.pl

## Redakcja

Lucyna Żyła

## Redakcja techniczna

Paweł Ujma

## Projekt okładki

Dorota Boratyńska

**ISBN 978-83-7193-848-1**

**e-ISBN 978-83-7193-849-8**

© Copyright by Wydawnictwo Politechniki Częstochowskiej, Częstochowa 2021

© Copyright by Maciej Major, Częstochowa 2021



Publikacja udostępniona na licencji Creative Commons Uznanie autorstwa - Użycie niekomercyjne 4.0 Międzynarodowa (CC BY-NC 4.0) <https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode>

---

# SPIS TREŚCI

---

Wprowadzenie .....5

Wykaz użytych oznaczeń .....6

## Rozdział 1

**ANALIZA PRZYCZYŃ KATASTROFY BUDOWLANEJ  
PODCZAS REALIZACJI BUDYNKU  
PRODUKCYJNO-BIUROWEGO ..... 9**

1.1. Wprowadzenie .....9

1.2. Dane techniczne obiektu .....10

1.3. Analiza zniszczeń .....11

1.4. Określenie stanu technicznego obiektu oraz deskowań po katastrofie .....16

1.5. Ustalenie przyczyn katastrofy .....19

1.6. Wnioski .....23

Literatura ..... 23

## Rozdział 2

**OCENA BEZPIECZEŃSTWA EKSPLOATACJI STROPU  
PO POŻARZE ..... 24**

2.1. Wprowadzenie .....24

2.2. Konstrukcja budynku .....25

2.3. Analiza zniszczeń .....25

2.4. Określenie stanu technicznego konstrukcji po pożarze .....27

2.5. Proponowane wzmocnienie uszkodzonej płyty stropowej .....36

2.6. Wnioski .....39

Literatura ..... 39

### **Rozdział 3**

<b>ANALIZA PRZYCZYŃ KATASTROFY BUDOWLANEJ BUDYNKU HANDLOWO-USŁUGOWEGO .....</b>	<b>40</b>
3.1. Wprowadzenie .....	40
3.2. Konstrukcja budynku .....	41
3.3. Zakres zniszczeń .....	41
3.4. Przeprowadzone badania materiałowe .....	43
3.5. Analiza przyczyn katastrofy .....	44
3.6. Wnioski .....	52
Literatura .....	53

### **Rozdział 4**

<b>ANALIZA PRZYCZYŃ AWARII BUDOWLANEJ BUDYNKU MIESZKALNEGO ORAZ GARAŻOWEGO .....</b>	<b>54</b>
4.1. Wprowadzenie .....	54
4.2. Charakterystyka analizowanych budynków .....	55
4.2.1. Budynek mieszkalny .....	55
4.2.2. Budynek garażowy .....	56
4.3. Charakterystyka powstałych uszkodzeń .....	56
4.3.1. Awaria budowlana budynku mieszkalnego .....	56
4.3.2. Awaria budowlana budynku garażowego .....	58
4.4. Analiza dokumentacji technicznej oraz formalnoprawnej .....	59
4.5. Analiza przyczyn awarii konstrukcji budynku mieszkalnego i garażowego .....	62
4.6. Wnioski .....	67
Literatura .....	68
<b>Podsumowanie .....</b>	<b>69</b>

---

# WPROWADZENIE

---

Istotnym zagadnieniem związanym z projektowaniem oraz realizacją obiektów budowlanych jest zapewnienie bezpieczeństwa konstrukcji zarówno na etapie jej wykonywania, jak i eksploatacji. Do czynników, które negatywnie wpływają na bezpieczeństwo konstrukcji, zaliczyć można:

- błędy projektowe,
- błędy wykonawcze,
- wady materiałowe,
- zdarzenia wyjątkowe, negatywnie oddziałujące na konstrukcję obiektu (np.: powódź, pożar),
- degradację konstrukcji.

Błędy projektowe wynikają najczęściej z nieprawidłowego oszacowania obciążeń działających na obiekt (zaniżenia wartości obciążenia, nieuwzględnienia niektórych typów obciążeń), przyjęcia niewłaściwych założeń projektowych (np. zawyżonej nośności gruntu), błędów w schemacie statycznym konstrukcji lub rozbieżności między schematem statycznym przyjętym na etapie obliczeń statyczno-wytrzymałościowych a rzeczywistym schematem statycznym wynikającym z dokumentacji wykonawczej (np. niewłaściwe odwzorowanie schematu statycznego połączeń/podpór w rzeczywistej konstrukcji).

Błędy wykonawcze spowodowane są niewłaściwym sposobem prowadzenia robót budowlanych (np. brak lub niewłaściwe usytuowanie stężeń montażowych), samowolnym stosowaniem innych niż w dokumentacji technicznej materiałów budowlanych (zazwyczaj tańszych, lecz o gorszej jakości), nieprzestrzeganiem (skracaniem) wymaganej długości przerw technologicznych, wynikających z czasu niezbędnego na osiągnięcie założonej wytrzymałości poszczególnych elementów konstrukcyjnych (np. zbyt szybki demontaż deskowań przed osiągnięciem wymaganej nośności monolitycznych elementów żelbetowych).

Niewykryte wady materiałowe obniżają rzeczywistą wytrzymałość elementu konstrukcyjnego, w którym występują (w stosunku do wartości przyjętej w obliczeniach projektowych), co w konsekwencji może prowadzić do przekroczenia jego nośności i inicjacji procesu awarii lub katastrofy budowlanej.

Zdarzenia wyjątkowe powodują wzrost obciążenia konstrukcji obiektu na skutek zmiany schematu statycznego, wygenerowania obciążeń nieuwzględnionych w obliczeniach lub ponadnormatywnego wzrostu wartości obciążeń istniejących.

Degradacja konstrukcji spowodowana jest najczęściej jej korozją, uszkodzeniami powstałymi w czasie eksploatacji, brakiem bieżących napraw i remontów.

W niniejszej monografii przedstawiono i omówiono przykłady, w których bezpieczeństwo konstrukcji nie zostało zachowane, zarówno na etapie realizacji obiektów budowlanych, jak i podczas ich eksploatacji.

---

## WYKAZ UŻYTYCH OZNACZEŃ

---

### Litery greckie:

- $\alpha_1$  – współczynnik momentu zginającego dla zniszczenia w płaszczyźnie równo ległej do spoin wspornych
- $\alpha_2$  – współczynnik momentu zginającego dla zniszczenia w płaszczyźnie prostopadłej do spoin wspornych
- $\gamma$  – ciężar objętościowy muru
- $\gamma_f$  – współczynnik częściowy dla siły przesuwej
- $\gamma_w$  – współczynnik częściowy dla momentu zginającego
- $\mu$  – współczynnik zależny od wartości obliczeniowej wytrzymałości muru na rozciąganie przy zginaniu w przekroju równoległym i prostopadłym do spoin wspornych
- $\rho$  – gęstość objętościowa gruntu
- $\rho_h$  – współczynnik wynikający ze schematu statycznego ściany
- $\rho_n$  – współczynnik redukcyjny

### Małe litery:

- $c$  – szacowana grubość otuliny betonowej
- $c_e(z)$  – współczynnik ekspozycji
- $c_o(z)$  – współczynnik orografii
- $c_r(z)$  – współczynnik chropowatości
- $c_z$  – zmierzona grubość otuliny betonowej
- $\Delta c$  – błąd pomiarowy przy szacowaniu grubości otuliny betonowej
- $f_b$  – znormalizowana wytrzymałość na ściskanie pustaków
- $f_B$  – średnia wytrzymałość na ściskanie pustaków
- $f_d$  – obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie muru
- $f_k$  – charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie muru
- $f_{xd}$  – wytrzymałość obliczeniowa muru na zginanie
- $f_{xk1}$  – wytrzymałość charakterystyczna muru na rozciąganie przy zginaniu (w przekroju równoległym do spoin wspornych)
- $f_{xk2}$  – wytrzymałość charakterystyczna muru na rozciąganie przy zginaniu (w przekroju prostopadłym do spoin wspornych)
- $h$  – wysokość ściany
- $h_{eff}$  – wysokość efektywna ściany
- $h_{rz}$  – rzeczywista smukłość ściany
- $k_s$  – orientacyjna wartość obciążeń dopuszczalnych gruntu
- $m$  – współczynnik korekcyjny
- $q_b$  – bazowe ciśnienie prędkości wiatru

- t – grubość ściany
- u – kąt tarcia wewnętrznego
- $v_b$  – bazowa prędkość wiatru
- $v_m(z)$  – średnia prędkość wiatru

### **Duże litery:**

- $C_u$  – spójność gruntu
- $E_o$  – moduł odkształcenia pierwotnego
- $F_{d,dst}$  – siła pozioma spowodowana działaniem wiatru
- $F_e$  – siła odpowiadająca granicy plastyczności stali
- $F_m$  – siła odpowiadająca wytrzymałości stali na rozciąganie
- G – ciężar ściany
- ID – stopień zagęszczenia gruntu
- $I_L$  – stopień plastyczności gruntu
- $I_v$  – intensywność turbulencji
- L – długość ściany
- $\Delta L$  – wydłużenie po rozerwaniu
- $M_{d,stab}$  – moment utrzymujący (bierny)
- $M_{d,dst}$  – stateczność ściany z uwagi na możliwość obrotu
- $M_{Ed1}$  – moment zginający ścianę od obciążenia wiatrem dla zniszczenia w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych
- $M_{Ed2}$  – moment zginający ścianę od obciążenia wiatrem dla zniszczenia w płaszczyźnie prostopadłej do spoin wspornych
- $M_o$  – moduł ściśliwości pierwotnej
- $M_{Rd1}$  – nośność ściany na zginanie w przekroju równoległym do spoin wspornych
- $M_{Rd2}$  – nośność ściany na zginanie w przekroju prostopadłym do spoin wspornych
- $R_c$  – wytrzymałość na ściskanie gruntu
- $R_e$  – granica plastyczności stali
- $R_m$  – wytrzymałość na rozciąganie
- $W_e$  – charakterystyczna wartość obciążenia wiatrem
- $W_{e,A}$  – obciążenie wiatrem dla strefy A
- $W_{e,B}$  – obciążenie wiatrem dla strefy B
- $W_{e,C}$  – obciążenie wiatrem dla strefy C
- $W_n$  – wilgotność naturalna
- Z – sprężysty wskaźnik wytrzymałości na zginanie przekroju ściany





# ANALIZA PRZYCZYŃ KATASTROFY BUDOWLANEJ PODCZAS REALIZACJI BUDYNKU PRODUKCYJNO-BIUROWEGO

---

**Streszczenie:** W rozdziale dokonano analizy przyczyn katastrofy budowlanej, jaka miała miejsce podczas betonowania stropu budynku produkcyjno-biurowego o konstrukcji żelbetowej monolitycznej w układzie słupowo-płytowym. Omówiono zakres zniszczeń, jakie wystąpiły na skutek zawalenia się stropu. Przedstawiono wyniki przeprowadzonych badań w celu określenia przyczyn katastrofy oraz oszacowania stanu technicznego budynku. Podano zakres prac rozbiórkowych oraz naprawczych, jakie należało wykonać, aby móc kontynuować roboty budowlane.

**Słowa kluczowe:** katastrofa budowlana, układ słupowo-płytowy, konstrukcje żelbetowe

## 1.1. Wprowadzenie

Proces projektowania i realizacji obiektów budowlanych powinien przebiegać zgodnie z odpowiednimi przepisami techniczno-budowlanymi oraz zasadami wiedzy technicznej [1], przy czym bezpieczeństwo konstrukcji (spełnienie odpowiednich warunków stanów granicznych nośności oraz stanów granicznych przydatności do użytkowania) powinno być zapewnione zarówno w okresie wznoszenia budynku, jak i jego użytkowania [2]. Zagrożeniem dla bezpieczeństwa konstrukcji mogą być czynniki losowe niezawinione przez projektanta czy wykonawcę oraz czynniki będące następstwem ich błędów [3]. Czynniki te mogą doprowadzić do awarii budowlanej lub katastrofy budowlanej, którą, zgodnie z [1], jest niezamierzone i nagłe zniszczenie obiektu budowlanego lub jego części, a także konstrukcji deskowań, rusztowań czy obudów ścian wykopów.

Zgodnie z danymi przedstawionymi w rejestrze Katastrofy Budowlane, prowadzonym przez Głównego Inspektora Nadzoru Budowlanego, zasadniczą przyczyną katastrof w 2019 r. (ostatni opublikowany raport) były zdarzenia losowe (75,3%), nie odnotowano zdarzeń wynikających z błędów projektowych, a błędy wykonawcze były przyczyną 8,8% ogółu odnotowanych katastrof w 2019 r. [4].

W przypadku kiedy katastrofa budowlana wystąpi, poza podjęciem działań doraźnych mających na celu minimalizację jej skutków, zapewnienia bezpieczeństwa ludzi przebywających w rejonie katastrofy, konieczne jest ustalenie jej przyczyn oraz określenie stanu technicznego obiektu. W konsekwencji tych działań podejmowane są decyzje dotyczące dalszego losu obiektu – działania naprawcze lub decyzja o jego całkowitej lub częściowej rozbiórce.

W niniejszym rozdziale przeanalizowano przyczyny katastrofy, jaka miała miejsce podczas realizacji budynku produkcyjno-biurowego, dokonano oceny stanu technicznego obiektu, przedstawiono zakres prac naprawczych, jakie należało podjąć przed kontynuacją robót budowlanych.

## 1.2. Dane techniczne obiektu

Budynek produkcyjno-biurowy zlokalizowany w Gliwicach zaprojektowany został w konstrukcji żelbetowej monolitycznej o ustroju płytowo-słupowym z belkami krawędziowymi oraz pogrubieniami (grzybkami) w strefie głowicowej słupów z monolitycznymi trzonami usztywniającymi (klatki schodowe i szyby windy). Szerokość oraz długość budynku (mierzone po zewnętrznej krawędzi ścian) wynosiły odpowiednio: 24,30 m oraz 88,20 m, docelowa wysokość: 19,84 m. Poziom posadowienia równy +241,30 m n.p.m (-1,05 m poniżej ustalonego poziomu ±0,00).

Obiekt posadowiono na płycie fundamentowej o grubości 50 cm z lokalnymi pogrubieniami pod słupami centralnymi od 90 do 100 cm, pogrubieniami pod słupami skrajnymi do 65 cm oraz przegłębieniem pod szyby windowe. Płyta fundamentowa wystaje poza obrys obiektu o 1,50 m. Po obwodzie wykonano żebra usztywniające gr. 24 cm w paśmie słupów skrajnych. Wymiar płyty w rzucie wynosi 27,30x91,20 m. Płyta wykonana została jako monolityczna „wanna” z betonu klasy C30/37.

Stropy wykonane zostały jako płytowe monolityczne z betonu klasy C25/30, wsparte na słupach żelbetowych monolitycznych, ścianach żelbetowych oraz ścianach zewnętrznych klatek schodowych. Stropy posiadają lokalne pogrubienia (grzybki) zaprojektowane ze względu na możliwość przebicia płyty oraz jako jej usztywnienie. W poziomie stropów wykształcono belki krawędziowe usytuowane po obwodzie budynku, pełniące rolę nadproży i przenoszące obciążenia od murowanych ścian zewnętrznych oraz usztywniające krawędź stropu.

Słupy wykonano jako żelbetowe monolityczne, z betonu klasy C35/45, zbrojone stalą A-III N, o wymiarach: słupy parteru centralne 55x55 cm, narożne 40x40 cm, skrajne 50x40 cm lub 55x40 cm. Słupy I kondygnacji centralne kwadratowe 55x55 cm, narożne 40x40 cm, skrajne 50x40 cm lub 55x40 cm. Słupy kondygnacji wyższych nie zostały wykonane.

Nadproża monolityczne zbrojone wylewano razem ze słupami. Belki krawędziowe wykonano wraz z płytą stropową. W budynku, zgodnie z projektem, wykonano dwie klatki schodowe w konstrukcji żelbetowej monolitycznej. Pierwsza zlokalizowana jest w narożu budynku (oś C-D/13-14), druga w strefie środkowej (oś B-B'/3-4/5). Biegi schodowe wykonano jako płytowe, ze spocznikiem zamocowanym w ścianie klatki schodowej, z betonu klasy C25/30, zbrojone stalą A-III N. Płyty biegów grubości 15 cm oddylatowano od ścian trzonów komunikacyjnych i zamocowano w płytach podestów i spoczników. Podesty i spoczniki wykonano o grubości 15-18 cm i zamocowano w ścianach klatek schodowych i podestów.

Dwa szyby windowe zlokalizowano bezpośrednio przy klatkach schodowych. Ściany szybów wykonano jako żelbetowe o grubości 20 cm, połączone ze ścianami klatek schodowych, tworząc trzony usztywniające konstrukcję budynku. Szyby

windowde posiadają podszybia, wykonane jako przegłębienia w płycie fundamentowej – dla klatki narożnej (dźwig towarowy) o głębokości  $-1,60$  m, dla szybów osobowych o głębokości  $-1,10$  m.

Do momentu wystąpienia katastrofy budowlanej stan zaawansowania realizacji budynku obejmował: posadowienie bezpośrednie na płycie fundamentowej, ściany zewnętrzne parteru i I piętra, strop nad parterem z antresolą w części produkcyjnej, klatki schodowe oraz rozpoczęto wykonywanie stropu na poziomie  $+7,09$  m, który w trakcie prac betonarskich uległ częściowemu zawaleniu.

### 1.3. Analiza zniszczeń

Podczas betonowania stropu I kondygnacji, na poziomie  $+7,09$  m, doszło do katastrofy budowlanej, polegającej na zawaleniu się stropu na skutek uszkodzenia szalunków. Strop nad parterem (antresola, poziom  $+3,28$  m) w kształcie litery L między osiami A-D/1-6 oraz C-D/6-14 o grubości, przewidzianej projektem (25 cm), w wyniku przedmiotowej katastrofy nie uległ uszkodzeniu. Zniszczeniu uległ fragment stropu kondygnacji I o powierzchni ok.  $900$  m<sup>2</sup>, tj. o wymiarach  $56 \times 16$  m pomiędzy osiami A-D/1-12 (fot. 1.1).



*Fot. 1.1. Widok fragmentu stropu I kondygnacji, który uległ zniszczeniu podczas betonowania*

W wyniku zdarzenia odkształceni uległo zbrojenie płyty stropowej oraz zbrojenie pogrubień nadśłupowych, tzw. grzybków (fot. 1.2).



***Fot. 1.2. Zdeformowane zbrojenie płyty w rejonie słupa C/7***

Wieniec w osi D przemieścił się oraz zabudowane w nim zbrojenie uległo obrotowi (fot. 1.3).



***Fot. 1.3. Belka obwodowa oraz strop w osiach C-D/6-7***

Niekontrolowane zdarzenie spowodowało natychmiastowe przerwanie prac budowlanych związanych z betonowaniem stropu, w związku z czym nie zabetonowano pola między osiami C-D/4-6.

Zaobserwowano odkształcenie się prętów zbrojeniowych wieńca w osiach C-D/7 (fot. 1.4).



*Fot. 1.4. Odkształcone zbrojenie wieńca w osiach C-D/7*

Wartość przemieszczeń prętów zbrojenia podłużnego wieńca w osiach C-D/7 mierzona od pierwotnego położenia szalunku wyniosła maksymalnie około 19 cm (fot. 1.5). Pręty siatki zbrojeniowej górnej i dolnej również uległy przemieszczeniu w kierunku osi C. Ponadto zaobserwowano obrót zbrojenia wieńca widoczny szczególnie w rejonie powiązanych z nim prętów startowych.

Zbrojenie płyty w osi 6 podczas katastrofy uległo odkształceniu. Wyniki badań nieniszczących w połowie ocalałego przęsła, między osiami 6-5, nie wykazały zmiany grubości otuliny w stosunku do projektu, można więc stwierdzić, że zbrojenie w tym przekroju nie uległo odkształceniu. Oględziny wieńca podporowego w tym rejonie nie wykazały wystąpienia nadmiernych przemieszczeń i odkształceń.





*Fot. 1.5. Maksymalne przemieszczenie zbrojenia wieńca w osiach C-D/7*

Zbrojenie w osiach C/12-8 uległo przemieszczeniu, co sugerują rysy podłużne zgodne z kierunkiem zbrojenia oraz odkształcony wieniec podporowy (fot. 1.6).



*Fot. 1.6. Płyta stropowa w osiach C/8-12*

Deskowanie i rusztowanie pod urządzenia formujące wykonano w systemie STENlab. Siatka podstawowa stempli (stojaków) wynosiła ok. 1,20 m z lokalnym zagęszczeniem do ok. 0,80 m (fot. 1.7).



*Fot. 1.7. Deskowanie stropu nad antresolą (nawa skrajna) – widok z dołu przy osi D*

W głowicach opadowych stojaków zamontowano dźwigary systemowe DOKA o długości 1,6 i 2,4 m. Dźwigary o długości 2,4 m podparto dodatkowo w środku rozpiętości dźwigarem drewnianym H-20. W gniazdach głowic opadowych umieszczono belki dystansowe o długości 1,2 m, prostopadle do dźwigarów, tworząc poziomą ramę. Na belkach dystansowych ułożono panele szalunkowe o wymiarach 1,2x0,8 m oraz 1,2x0,4 m, tworzące sztywną tarczę. W miejscach występowania słupów i szachtów wolne przestrzenie wypełniono deskami i przybito do dźwigarów wyrównujących. Szalunek w części oparto na istniejącym stropie żelbetowym antresoli (poziom +3,28 m, między osiami A-D/1-6 oraz C-D/6-14), a między osiami A-D/1-12 (część „wysoka” dwukondygnacyjna) wykonano deskowanie dwupoziomowe: poziom +3,28 m oraz poziom +7,09 m. Deskowanie na poziomie +3,28 m tworzyło sztywną tarczę (przeponę) i stanowiło podporę dla deskowania części wyższej na poziomie +7,09 m. Deskowania części wyższej (na poziomie +7,09 m) były ze sobą połączone i tworzyły jeden układ statyczny. Po oględzinach ocalałego fragmentu deskowania stropowego można stwierdzić, że zostało wykonane zgodnie z zaleceniami producenta systemu STENlab firmy STEN.



## 1.4. Określenie stanu technicznego obiektu oraz deskowań po katastrofie

W związku z zaistniałą katastrofą przeprowadzono serię badań w celu określenia stanu technicznego obiektu oraz ustalenia wymaganego zakresu robót rozbiórkowych i naprawczych w rejonie uszkodzonej części stropu I kondygnacji. Do tego celu wykorzystano elektromagnetyczny skaner FERROSCAN FS10 firmy HILTI, pozwalający w sposób nieniszczący zlokalizować pręty zbrojeniowe w konstrukcji, oszacować ich rozstaw, układ oraz otulinę.

Przeprowadzono również serię nieniszczących badań sklerometrycznych z użyciem młotka Schmitda firmy PROCEQ (typ N,  $L_{nom} = 80$ ), pozwalających oszacować za pomocą krzywej skalowania i liczby odbicia osiągniętą w dniu badania wytrzymałość betonu na ściskanie.

Pomiary przeprowadzono, wykorzystując system FERROSCAN. Korzystając z opcji Quickscan, wykonano trzy pomiary pasmowe i oszacowano przedziały otuliny prętów zbrojeniowych w badanych miejscach (fot. 1.8).

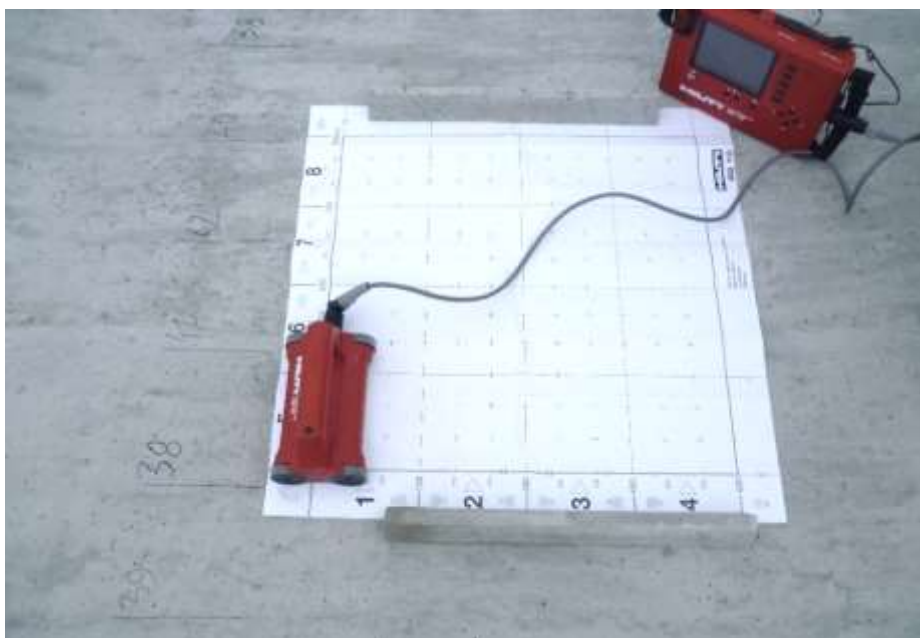


*Fot. 1.8. Znaczniki prętów zbrojeniowych oraz mieszanej otuliny w badanym fragmencie płyty stropowej*

Wyniki przedstawiono w tabeli 1.1. W celu weryfikacji układu siatki zbrojenia w górnych warstwach wykonano 2 skany dokładne, korzystając z opcji Scan i arkusza pomiarowego (fot. 1.9). Analizę skanów wykonano na monitorze urządzenia, otrzymując wyniki przedstawione w tabeli 1.2. Błąd pomiarowy otuliny określono przy założonej rzeczywistej średnicy pręta równej 10 mm na podstawie wykresu łączonego do instrukcji urządzenia pomiarowego.

**Tabela 1.1. Rozstaw prętów zbrojeniowych oraz wielkość otuliny betonowej – protokół pomiarowy Ferroskan (pomiar pasmowy Quickscan)**

Nr miejsca pomiarowego	Mierzone wielkości	Wartość	Jednostka
1	Szacowany rozstaw prętów	19-22	cm
	Szacowana otulina	48-52	mm
2	Szacowany rozstaw prętów	19-21	cm
	Szacowana otulina	36-40	mm
3	Szacowany rozstaw prętów	18-21	cm
	Szacowana otulina	38-42	mm



**Fot. 1.9. Zestaw pomiarowy HILTI Ferroskan FS 10**

**Tabela 1.2. Rozstaw prętów zbrojeniowych oraz wielkość otuliny betonowej - protokół pomiarowy Ferroskan (pomiar dokładny Scan)**

Nr arkusza pomiarowego	Mierzone wielkości	Wartość	Jednostka
1	Zmierzona otulina $c_z$	53	mm
	Błąd pomiarowy $\Delta c$	$\pm 3$	mm
	Szacowana otulina $c = c_z + \Delta c$	50-56	mm
	Szacowany rozstaw prętów	19,9	cm
2	Zmierzona otulina $c_z$	42	mm
	Błąd pomiarowy $\Delta c$	$\pm 3$	mm
	Szacowana otulina $c = c_z + \Delta c$	39-45	mm
	Szacowany rozstaw prętów	19,5	cm

Badanie metodą elektromagnetyczną skanerem HILTI potwierdziło prawidłowość ułożenia siatki zbrojenia górnego: zachowanie rozstawu prętów – ok. 20 cm oraz zachowanie odpowiednich otulin zbrojenia – ok. 50 mm dla punktu 1 oraz ok. 40 mm dla punktów 2 i 3 w badanych miejscach pomiarowych. Wyniki uzyskane z badania pozwalają stwierdzić, że zbrojenie w warstwie górniej zostało ułożone poprawnie z zachowaniem zgodnych z projektem rozstawów, średnic oraz otulin. Badania siatki zbrojeniowej dolnej nie przeprowadzono ze względu na brak dostępu do powierzchni dolnej stropu oraz rozmiar skanera pomiarowego. Jednakże dokładność i staranność ułożenia zbrojenia górnego w stropie pozwala domniemywać, że zbrojenie dolne zostało ułożone w analogiczny sposób i jest wykonane zgodnie z projektem, co dodatkowo potwierdzono oględzinami odkrytego zbrojenia w miejscu, gdzie nie wykonano betonowania.

W celu określenia parametrów wytrzymałościowych betonu wykonano badanie sklerometrem w 12 miejscach pomiarowych, dokonując 9 odczytów w każdym z miejsc (fot. 1.10).



**Fot. 1.10. Pomiary wykonane za pomocą sklerometru (młotka Schmidta)**

Analizę wyników otrzymanych z przeprowadzonych pomiarów wykonano zgodnie z normami [5, 6] oraz instrukcją [7]. Określono następujące parametry wytrzymałościowe betonu:

Wytrzymałość charakterystyczna: 11,40 MPa

Wytrzymałość doraźna betonu: 13,80 MPa

Klasa wytrzymałości betonu: C8/10

Wiek betonu określono na 8 dni, stan jako powietrzno suchy, krzywą skalowania dobrano standardową, zgodnie z instrukcją [7].

Na podstawie dostarczonej receptury mieszanki betonowej oraz karty badań betonu sporządzonej przez jego dostawcę ustalono, że dostarczony materiał do wbudowania posiadał założone parametry, określone zgodnie z normami [5, 8]:

Rodzaj betonu:	beton zwykły
Klasa betonu:	C25/30
Klasa konsystencji:	S3
Klasy ekspozycji:	XC2
D <sub>max</sub> :	16 mm
W/C:	0,62

Stwierdzono, że skład laboratoryjny mieszanki betonowej został przyjęty prawidłowo.

Wykonano również pomiary geodezyjne dla stropu w części nieobjętej zakresem katastrofy. Stwierdzono, że średnia grubość stropu wynosi 245 mm (wobec wartości projektowej równej 250 mm).

## 1.5. Ustalenie przyczyn katastrofy

Podczas prowadzenia robót związanych z betonowaniem stropu na poziomie +7,09 m doszło do zawalenia się części wykonanej płyty stropowej o powierzchni ok. 900 m<sup>2</sup>, tj. o wymiarach 56x16 m, pomiędzy osiami A-D/1-12. Zgodnie z przekazanymi informacjami od kierownika budowy, miejscem rozpoczęcia kaskadowego zniszczenia rusztowania i deskowania stropowego był rejon przy osi 6. Po przeprowadzonej wizji lokalnej i oględzinach miejsca katastrofy stwierdzono, że możliwym początkiem awarii była okolica osi C/7. Sugeruje to największe odkształcenie zbrojenia oraz duże zniszczenia okolice głowicy słupa w tym rejonie (fot. 1.11, 1.12).



*Fot. 1.11. Zdeformowany dźwigar podpierający deskowanie płyty stropowej w rejonie przecięcia się osi C/7*



*Fot. 1.12. Zniszczone deskowanie stropu przy grzybku słupa w osi C/7, widoczne zbrojenie grzybka*

Awaria górnego szalunku stropu na poziomie +7,02 m spowodowała znaczne odkształcenia ocalałego szalunku na antresoli na poziomie +3,28 m (fot. 1.13).



*Fot. 1.13. Przemieszczone w stosunku do ściany żelbetowej deskowanie stropu (widoczny prześwit między ścianą a deskowaniem płyty)*



Ciągła tarcza górnego stropu podczas awarii spowodowała przemieszczenie poziome deskowania opartego na antresoli, które dzięki oparciu na istniejącej płycie żelbetowej nie uległo zniszczeniu (fot. 1.14).



*Fot. 1.14. Brak pionu podpory stropowej spowodowany przemieszczeniem poziomym deskowania*

Prawdopodobną przyczyną katastrofy była awaria drewnianego dźwigara H-20, wchodzącego w skład deskowania stropu (fot. 1.15). Dźwigar po utracie nośności spowodowanej zniszczeniem przestał podpierać panele deskowania systemowego, które zostały rozszczelnione.



*Fot. 1.15. Zniszczony dźwigar drewniany podpierający deskowanie płyty stropowej*

Beton z zabetonowanej części stropu w niekontrolowany sposób zaczął spadać na przeponę pośrednią, wywołując obciążenie dynamiczne. Równocześnie na deskowanie pośrednie spadły niepodpierane przez zniszczony dźwigar części paneli deskowania formującego, powodując niekontrolowane uszkodzenia sztywnej tarczy przepony. W konsekwencji został zmieniony schemat statyczny przepony oraz zniszczeniu uległy stężenia, co doprowadziło do utraty sztywności tarczy szalunku i niekorzystnej redystrybucji sił wewnętrznych, wskutek czego nastąpiła utrata stateczności tarczy pośredniej i jej zniszczenie. W okolicy osi C/7 znaleziono zniszczony dźwigar drewniany. Jego umiejscowienie na wierzchu zawalonej konstrukcji sugeruje, że był on częścią szalunku górnego.

Wylimitowano (jako mało prawdopodobną) możliwość przemieszczenia pionowego słupów rusztowania (regulowanych stempli stalowych) z uwagi na fakt, że były one w dolnej części ustawione bezpośrednio na płycie fundamentowej.

Ponieważ miejsce katastrofy położone jest na terenach górniczych, a w dniu katastrofy doszło do tąpnięcia w pobliskiej okolicy, przeanalizowano ewentualny wpływ tego zdarzenia na zaistniałą sytuację. Na podstawie danych uzyskanych z Górnośląskiej Regionalnej Sieci Sejsmologicznej Głównego Instytutu Górnictwa w Katowicach ustalono, że na niespełna 13 godzin przed katastrofą wystąpiło tąpnięcie o magnitudzie 2,7. Jednak z uwagi na odległość między jego epicentrum a miejscem katastrofy stwierdzono, iż zakres jego oddziaływania nie obejmował w żaden istotny sposób terenu budowy.

## 1.6. Wnioski

W wyniku przeprowadzonych badań oraz oględzin miejsca katastrofy, a także wyjaśnień złożonych przez wykonawcę uznano, że przyczyną bezpośrednią zaistniałej katastrofy budowlanej była ukryta wada materiałowa pełnościennego dźwigara deskowania stropu.

W celu usunięcia skutków zaistniałej katastrofy zalecono przeprowadzenie prac rozbiórkowo-wyburzeniowych, mających na celu umożliwienie kontynuacji budowy i doprowadzenia obiektu do stanu technicznego zgodnego z normą [1]. Naprawę części stropu między osiami C-D/6-13 uznano za technicznie i ekonomicznie nieuzasadnioną, w związku z tym zdecydowano o jej rozbiórce (eliminując ewentualne drgania – cięcie piłą poszczególnych fragmentów stropu i zdejmowanie ich żurawiem).

Ocalałą część stropu między osiami 5-6 postanowiono zachować i naprawić, ponieważ siatka zbrojeniowa nie uległa widocznej deformacji, co potwierdzają badania metodą elektromagnetyczną. Wieniec podporowy nie wykazuje widocznych przemieszczeń i deformacji, a deskowanie stropu nie uległo widocznym przemieszczeniom.

Stwierdzono konieczność rozbiórki wieńcy podporowych i ponowne ich wykonanie według pierwotnej dokumentacji na odcinkach, gdzie prowadzone będą roboty zbrojarskie i betonowanie stropu.

Zalecono rozbiórkę, oczyszczenie głowic słupów i ponowne wykonanie zbrojenia „grzybków” w miejscach prowadzenia robót zbrojarskich i betonowanie stropu według pierwotnej dokumentacji.

Stwierdzono, że po wykonaniu robót rozbiórkowych, wyburzeniowych i naprawczych kontynuacja budowy może być realizowana na podstawie dotychczasowej dokumentacji projektowej.

## Literatura

1. Ustawa z dn. 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane, tekst jednolity, Dz.U. z dn. 3 sierpnia 2020 r., poz. 1333.
2. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dn. 12 kwietnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie, tekst jednolity, Dz.U. z dn. 7 czerwca 2019, poz. 1065.
3. Runkiewicz L., Przyczyny powstawania zagrożeń, awarii i katastrof obiektów budowlanych, Przegląd Budowlany 2020, nr 5, s. 15-19.
4. <https://www.gunb.gov.pl/strona/katastrofy-budowlane>, dostęp w dn. 26.08.2021 r.
5. PN-EN 206-1:2003, Beton, Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
6. PN-EN 12504-2:2002, Badania betonu w konstrukcjach. Część 2: Badania nieniszczące – oznaczanie liczby odbicia.
7. Instrukcja ITB 210/1997, Instrukcja stosowania młotków Schmidta do nieniszczącej kontroli jakości betonu.
8. PN-B-06265:2004, Krajowe uzupełnienia PN-EN 206-1:2003, Beton. Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.



## OCENA BEZPIECZEŃSTWA EKSPLOATACJI STROPU PO POŻARZE

---

**Streszczenie:** Rozdział zawiera analizę możliwości eksploatacji stropu żelbetowego budynku, który uległ miejscowemu pożarowi. Omówiono zakres uszkodzeń, jaki wystąpił na skutek działania obciążenia wyjątkowego spowodowanego pożarem. Przeprowadzono badania, na podstawie których określono parametry wytrzymałościowe zbrojenia oraz betonu. Określono zakres prac naprawczych, jakie należy wykonać. Wykonano obliczenia statyczno-wytrzymałościowe analizowanego stropu, których celem było ustalenie możliwości jego dalszej eksploatacji.

**Słowa kluczowe:** stropy płytowe, obciążenie pożarowe, konstrukcje żelbetowe

### 2.1. Wprowadzenie

Jednym z istotnych wymogów stawianych obiektom budowlanym jest bezpieczeństwo pożarowe. Zgodnie z [1], budynek powinien być zaprojektowany i wykonany w taki sposób, aby w razie wystąpienia pożaru zapewniona została nośność konstrukcji (w określonym czasie), umożliwiająca bezpieczną ewakuację osób znajdujących się w strefie pożaru oraz bezpieczną pracę ekip ratowniczych. Aby to było możliwe, poszczególne elementy konstrukcji budynku (ściany, stropy, biegi klatek schodowych itp.) muszą wykazywać odpowiednią klasę odporności ogniowej w zależności od klasy odporności pożarowej budynku (np. dla klasy odporności pożarowej budynku A, klasa odporności ogniowej stropu jest równa REI 120, co oznacza zapewnienie przez tę przegrodę nośności, szczelności i izolacyjności ogniowej przez okres 120 minut [1]).

Zagadnienia związane z oceną odporności ogniowej konstrukcji żelbetowych podejmowane są w licznych publikacjach [2-4]. W pracy [5] autorzy przeanalizowali zachowanie się ciągłych żelbetowych płyt stropowych w warunkach pożaru. Wykazano, że zwiększanie współczynnika zbrojenia oraz zastosowanie zbrojenia ciągłego skutecznie zapobiega lub opóźnia zniszczenie ciągłych płyt w dowolnym scenariuszu rozprzestrzeniania się ognia. W pracy [6] zaproponowano model obliczeniowy stropu zespolonego stalowo-betonowego do szacowania stopnia nagrzewania się elementów stalowych pod wpływem standardowego pożaru. Określono wpływ efektu cieplnego na wykruszanie się betonu i wynikające z tego oderwanie się izolacji przeciwpożarowej.

W przypadku wystąpienia pożaru w istniejącym budynku podstawowym kryterium decydującym o możliwości jego dalszej eksploatacji obiektu jest „popożarowa” nośność poszczególnych elementów konstrukcji obiektu. W niniejszym rozdziale omówiono zagadnienie oceny bezpieczeństwa konstrukcji stropu na przykładzie budynku, który uległ miejscowemu pożarowi.

## 2.2. Konstrukcja budynku

Budynek zrealizowany został jako konstrukcja monolityczna żelbetowa. Wymiary obiektu w rzucie wynoszą 24,30x88,20 m, wysokość równa 19,84 m.

Obiekt posadowiono na płycie fundamentowej o grubości 50 cm z lokalnymi pogrubieniami pod słupami centralnymi od 90 do 100 cm, pogrubieniami pod słupami skrajnymi do 65 cm oraz przegłębieniem pod szyby windowe. Płyta fundamentowa wystaje poza obrys obiektu o 1,50 m. Po obwodzie wykonano żebra usztywniające gr. 24 cm w paśmie słupów skrajnych. Wymiar płyty w rzucie wynosi 27,30x91,20 m. Płyta wykonana została jako monolityczna „wanna” z betonu klasy C30/37.

Stropy wykonane zostały jako płytowe monolityczne z betonu klasy C25/30, wsparte na słupach żelbetowych monolitycznych, ścianach żelbetowych oraz ścianach zewnętrznych klatek schodowych. Stropy posiadają lokalne pogrubienia (grzybki), zaprojektowane ze względu na przebicie i usztywnienie płyty. W poziomie stropów wykształcono belki krawędziowe usytuowane po obwodzie budynku, pełniące rolę nadproży i przenoszące obciążenia od murowanych ścian zewnętrznych oraz usztywniają krawędź stropu.

Słupy wykonano jako żelbetowe monolityczne, z betonu klasy C35/45, zbrojone stalą A-III N, o wymiarach: słupy parteru centralne 55x55 cm, narożne 40x40 cm, skrajne 50x40 cm lub 55x40 cm. Słupy I kondygnacji centralne kwadratowe 55x55 cm, narożne 40x40 cm, skrajne 50x40 cm lub 55x40 cm. Słupy kondygnacji wyższych nie zostały wykonane.

Nadproża monolityczne zbrojone wylewano razem ze słupami. Belki krawędziowe wykonano wraz z płytą stropową.

W budynku, zgodnie z projektem, wykonano dwie klatki schodowe w konstrukcji żelbetowej monolitycznej. Pierwsza zlokalizowana jest w narożu budynku (oś C-D/13-14), druga w strefie środkowej (oś B-B'/3-4/5). Biegi schodowe wykonano jako płytowe, ze spocznikiem zamocowanym w ścianie klatki schodowej, z betonu klasy C25/30, zbrojone stalą A-III N. Płyty biegów grubości 15 cm oddylatowano od ścian trzonów komunikacyjnych i zamocowano w płytach podestów i spoczników. Podesty i spoczniki wykonano o grubości 15-18 cm i zamocowano w ścianach klatek schodowych i podestów.

Dwa szyby windowe zlokalizowano bezpośrednio przy klatkach schodowych. Ściany szybów wykonano jako żelbetowe o grubości 20 cm, połączone ze ścianami klatek schodowych, tworząc trzony usztywniające konstrukcję budynku. Szyby windowe posiadają podszybia, wykonane jako przegłębienia w płycie fundamentowej – dla klatki narożnej (dźwig towarowy) o głębokości –1,60 m, dla szybów osobowych o głębokości –1,10 m.

## 2.3. Analiza zniszczeń

W związku z obciążeniem wyjątkowym, wynikającym z działania ognia na kondygnacji II piętra, nastąpiły liczne uszkodzenia konstrukcji płyty stropowej (fot. 2.1), słupów (fot. 2.2), instalacji oraz wyposażenia obiektu.



*Fot. 2.1. Uszkodzenie płyty stropowej w rejonie pożaru*



*Fot. 2.2. Uszkodzenie słupa oraz pogrubienia stropu (grzybka) w rejonie pożaru*

Dolna warstwa betonowej płyty stropowej, stanowiąca otulinę prętów zbrojenio-  
wych, w wyniku działania podwyższonej temperatury uległa odspojeniu, odsłaniając  
dolne zbrojenie płyty. W wyniku działań ratowniczo-gaśniczych doszło do zalania  
kondygnacji położonych poniżej kondygnacji II piętra – nie miało to jednak wpływu  
na nośność konstrukcji budynku.

W słupach żelbetonowych podpierających płytę stropową zaobserwowano niewiel-  
kie uszkodzenia dotyczące wypraw tynkarskich i otuliny, w pozostałych elementach  
konstrukcji (nadproża, belki, klatki schodowe) nie stwierdzono uszkodzeń.

## 2.4. Określenie stanu technicznego konstrukcji po pożarze

W celu ustalenia rzeczywistego stanu technicznego konstrukcji nośnej budynku, ze szczególnym uwzględnieniem nośności stropu pomiędzy II a III piętrem budynku, wykonano badania inwazyjne związane z pobraniem próbek stali konstrukcyjnej oraz kompozytu betonowego wykorzystanego podczas wznoszenia konstrukcji. Aby wyznaczyć rzeczywiste parametry wytrzymałościowe stali zbrojeniowej (poddanej działaniu wysokich temperatur i nagłego schłodzenia) pobrano próbki prętów zbrojenia górnego (fot. 2.3) i dolnego płyty (fot. 2.4).



*Fot. 2.3. Miejsce pobrania próbki zbrojenia górnego płyty stropowej*



*Fot. 2.4. Miejsce pobrania próbki zbrojenia dolnego płyty stropowej*

Badania przeprowadzono na podstawie wytycznych określonych w załączniku C normy [7].

Przedmiot badań stanowiły pręty zbrojeniowe o następujących parametrach:

- średnica nominalna 10 mm,
- długość całkowita 200 mm,
- początkowa długość pomiarowa 100 mm.

W celu weryfikacji powtarzalności wyników dla każdego rodzaju pręta wykonano badania 3 próbek. Próbki poddano próbie jednoosiowego rozciągania na maszynie wytrzymałościowej. Prędkość rozciągania wynosiła 20 mm/min. Dla każdej z próbek wyznaczono następujące wielkości:

- siła odpowiadająca granicy plastyczności,
- siła odpowiadająca wytrzymałości na rozciąganie,
- wydłużenie po zerwaniu,
- naprężenie odpowiadające granicy plastyczności,
- naprężenie odpowiadające wytrzymałości na rozciąganie,
- skrajne wartości stosunku wytrzymałości na rozciąganie do granicy plastyczności.

Dla celów porównawczych przeprowadzono badania próbek wzorcowych (oznaczonych symbolem „N”), wykonanych z tej samej stali zbrojeniowej, jaką zastosowano do zbrojenia płyty. Szczegółowe wyniki przedstawiono w tabelach 2.1-2.8.

*Tabela 2.1. Właściwości stali zbrojeniowej dla próbek 1.1-1.3*

Oznaczenie próbki	Wyznaczane wielkości	Wartość	Jednostka
1.1	Siła odp. granicy plastyczności $F_e$	39,36	kN
	Siła odp. wytrzymałości na rozciąganie $F_m$	46,48	kN
	Wydłużenie po zerwaniu $\Delta L$	22,11	mm
	Granica plastyczności $R_e$	501	MPa
	Wytrzymałość na rozciąganie $R_m$	592	MPa
	$R_m/R_e$	1,18	–
1.2	Siła odp. granicy plastyczności $F_e$	41,68	kN
	Siła odp. wytrzymałości na rozciąganie $F_m$	49,24	kN
	Wydłużenie po zerwaniu $\Delta L$	18,03	mm
	Granica plastyczności $R_e$	531	MPa
	Wytrzymałość na rozciąganie $R_m$	627	MPa
	$R_m/R_e$	1,18	–
1.3	Siła odp. granicy plastyczności $F_e$	41,80	kN
	Siła odp. wytrzymałości na rozciąganie $F_m$	49,08	kN
	Wydłużenie po zerwaniu $\Delta L$	20,24	mm
	Granica plastyczności $R_e$	532	MPa
	Wytrzymałość na rozciąganie $R_m$	625	MPa
	$R_m/R_e$	1,17	–

Tabela 2.2. Właściwości stali zbrojeniowej dla próbek 2.1-2.3

Oznaczenie próbki	Wyznaczone wielkości	Wartość	Jednostka
2.1	Siła odp. granicy plastyczności $F_e$	46,30	kN
	Siła odp. wytrzymałości na rozciąganie $F_m$	53,48	kN
	Wydłużenie po zerwaniu $\Delta L$	16,27	mm
	Granica plastyczności $R_e$	590	MPa
	Wytrzymałość na rozciąganie $R_m$	681	MPa
	$R_m/R_e$	1,16	–
2.2	Siła odp. granicy plastyczności $F_e$	43,10	kN
	Siła odp. wytrzymałości na rozciąganie $F_m$	50,54	kN
	Wydłużenie po zerwaniu $\Delta L$	19,58	mm
	Granica plastyczności $R_e$	549	MPa
	Wytrzymałość na rozciąganie $R_m$	643	MPa
	$R_m/R_e$	1,17	–
2.3	Siła odp. granicy plastyczności $F_e$	45,42	kN
	Siła odp. wytrzymałości na rozciąganie $F_m$	52,72	kN
	Wydłużenie po zerwaniu $\Delta L$	16,98	mm
	Granica plastyczności $R_e$	578	MPa
	Wytrzymałość na rozciąganie $R_m$	671	MPa
	$R_m/R_e$	1,16	–

Tabela 2.3. Wyznaczone właściwości stali zbrojeniowej dla próbek 3.1-3.3

Oznaczenie próbki	Wyznaczone wielkości	Wartość	Jednostka
3.1	Siła odp. granicy plastyczności $F_e$	44,56	kN
	Siła odp. wytrzymałości na rozciąganie $F_m$	50,44	kN
	Wydłużenie po zerwaniu $\Delta L$	21,23	mm
	Granica plastyczności $R_e$	567	MPa
	Wytrzymałość na rozciąganie $R_m$	642	MPa
	$R_m/R_e$	1,13	–
3.2	Siła odp. granicy plastyczności $F_e$	44,58	kN
	Siła odp. wytrzymałości na rozciąganie $F_m$	49,98	kN
	Wydłużenie po zerwaniu $\Delta L$	21,41	mm
	Granica plastyczności $R_e$	568	MPa
	Wytrzymałość na rozciąganie $R_m$	636	MPa
	$R_m/R_e$	1,12	–
3.3	Siła odp. granicy plastyczności $F_e$	43,88	kN
	Siła odp. wytrzymałości na rozciąganie $F_m$	49,72	kN
	Wydłużenie po zerwaniu $\Delta L$	20,47	mm
	Granica plastyczności $R_e$	559	MPa
	Wytrzymałość na rozciąganie $R_m$	633	MPa
	$R_m/R_e$	1,13	–

Tabela 2.4. Wyznaczone właściwości stali zbrojeniowej dla próbek 4.1-4.3

Oznaczenie próbki	Wyznaczone wielkości	Wartość	Jednostka
4.1	Siła odp. granicy plastyczności $F_e$	41,38	kN
	Siła odp. wytrzymałości na rozciąganie $F_m$	49,60	kN
	Wydłużenie po zerwaniu $\Delta L$	21,95	mm
	Granica plastyczności $R_e$	527	MPa
	Wytrzymałość na rozciąganie $R_m$	632	MPa
	$R_m/R_e$	1,20	–
4.2	Siła odp. granicy plastyczności $F_e$	42,42	kN
	Siła odp. wytrzymałości na rozciąganie $F_m$	49,42	kN
	Wydłużenie po zerwaniu $\Delta L$	20,87	mm
	Granica plastyczności $R_e$	540	MPa
	Wytrzymałość na rozciąganie $R_m$	629	MPa
	$R_m/R_e$	1,17	–
4.3	Siła odp. granicy plastyczności $F_e$	40,96	kN
	Siła odp. wytrzymałości na rozciąganie $F_m$	49,36	kN
	Wydłużenie po zerwaniu $\Delta L$	23,51	mm
	Granica plastyczności $R_e$	522	MPa
	Wytrzymałość na rozciąganie $R_m$	628	MPa
	$R_m/R_e$	1,21	–

Tabela 2.5. Wyznaczone właściwości stali zbrojeniowej dla próbek 5.1-5.3

Oznaczenie próbki	Wyznaczone wielkości	Wartość	Jednostka
5.1	Siła odp. granicy plastyczności $F_e$	40,48	kN
	Siła odp. wytrzymałości na rozciąganie $F_m$	48,30	kN
	Wydłużenie po zerwaniu $\Delta L$	21,72	mm
	Granica plastyczności $R_e$	515	MPa
	Wytrzymałość na rozciąganie $R_m$	615	MPa
	$R_m/R_e$	1,19	–
5.2	Siła odp. granicy plastyczności $F_e$	40,64	kN
	Siła odp. wytrzymałości na rozciąganie $F_m$	47,16	kN
	Wydłużenie po zerwaniu $\Delta L$	19,94	mm
	Granica plastyczności $R_e$	517	MPa
	Wytrzymałość na rozciąganie $R_m$	600	MPa
	$R_m/R_e$	1,16	–
5.3	Siła odp. granicy plastyczności $F_e$	42,18	kN
	Siła odp. wytrzymałości na rozciąganie $F_m$	47,72	kN
	Wydłużenie po zerwaniu $\Delta L$	22,76	mm
	Granica plastyczności $R_e$	537	MPa
	Wytrzymałość na rozciąganie $R_m$	608	MPa
	$R_m/R_e$	1,13	–

Tabela 2.6. Wyznaczone właściwości stali zbrojeniowej dla próbek 6.1-6.3

Oznaczenie próbki	Wyznaczone wielkości	Wartość	Jednostka
6.1	Siła odp. granicy plastyczności $F_e$	44,56	kN
	Siła odp. wytrzymałości na rozciąganie $F_m$	52,10	kN
	Wydłużenie po zerwaniu $\Delta L$	19,78	mm
	Granica plastyczności $R_e$	567	MPa
	Wytrzymałość na rozciąganie $R_m$	663	MPa
	$R_m/R_e$	1,17	–
6.2	Siła odp. granicy plastyczności $F_e$	39,66	kN
	Siła odp. wytrzymałości na rozciąganie $F_m$	48,30	kN
	Wydłużenie po zerwaniu $\Delta L$	16,20	mm
	Granica plastyczności $R_e$	505	MPa
	Wytrzymałość na rozciąganie $R_m$	615	MPa
	$R_m/R_e$	1,22	–
6.3	Siła odp. granicy plastyczności $F_e$	44,94	kN
	Siła odp. wytrzymałości na rozciąganie $F_m$	52,42	kN
	Wydłużenie po zerwaniu $\Delta L$	19,39	mm
	Granica plastyczności $R_e$	572	MPa
	Wytrzymałość na rozciąganie $R_m$	667	MPa
	$R_m/R_e$	1,17	–

Tabela 2.7. Wyznaczone właściwości stali zbrojeniowej dla próbek 7.1-7.3

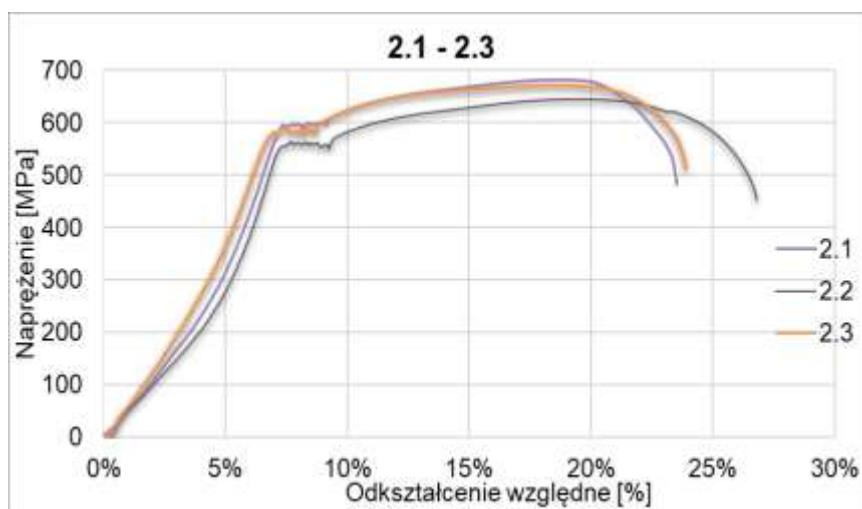
Oznaczenie próbki	Wyznaczone wielkości	Wartość	Jednostka
7.1	Siła odp. granicy plastyczności $F_e$	39,64	kN
	Siła odp. wytrzymałości na rozciąganie $F_m$	49,60	kN
	Wydłużenie po zerwaniu $\Delta L$	20,33	mm
	Granica plastyczności $R_e$	505	MPa
	Wytrzymałość na rozciąganie $R_m$	632	MPa
	$R_m/R_e$	1,25	–
7.2	Siła odp. granicy plastyczności $F_e$	39,18	kN
	Siła odp. wytrzymałości na rozciąganie $F_m$	50,26	kN
	Wydłużenie po zerwaniu $\Delta L$	19,50	mm
	Granica plastyczności $R_e$	499	MPa
	Wytrzymałość na rozciąganie $R_m$	640	MPa
	$R_m/R_e$	1,28	–
7.3	Siła odp. granicy plastyczności $F_e$	40,24	kN
	Siła odp. wytrzymałości na rozciąganie $F_m$	49,90	kN
	Wydłużenie po zerwaniu $\Delta L$	23,67	mm
	Granica plastyczności $R_e$	512	MPa
	Wytrzymałość na rozciąganie $R_m$	635	MPa
	$R_m/R_e$	1,24	–



Tabela 2.8. Wyznaczone właściwości stali zbrojeniowej dla próbek wzorcowych N1-N3

Oznaczenie próbki	Wyznaczone wielkości	Wartość	Jednostka
N1	Siła odp. granicy plastyczności $F_e$	43,10	kN
	Siła odp. wytrzymałości na rozciąganie $F_m$	52,22	kN
	Wydłużenie po zerwaniu $\Delta L$	20,88	mm
	Granica plastyczności $R_e$	549	MPa
	Wytrzymałość na rozciąganie $R_m$	665	MPa
	$R_m/R_e$	1,21	–
N2	Siła odp. granicy plastyczności $F_e$	43,49	kN
	Siła odp. wytrzymałości na rozciąganie $F_m$	52,27	kN
	Wydłużenie po zerwaniu $\Delta L$	20,92	mm
	Granica plastyczności $R_e$	554	MPa
	Wytrzymałość na rozciąganie $R_m$	666	MPa
	$R_m/R_e$	1,20	–
N3	Siła odp. granicy plastyczności $F_e$	43,86	kN
	Siła odp. wytrzymałości na rozciąganie $F_m$	52,32	kN
	Wydłużenie po zerwaniu $\Delta L$	21,39	mm
	Granica plastyczności $R_e$	558	MPa
	Wytrzymałość na rozciąganie $R_m$	666	MPa
	$R_m/R_e$	1,19	–

Przykładowy wykres próby rozciągania stali stanowiącej zbrojenie płyty dla próbek 2.1-2.3 pokazano na rysunku 2.1.



Rys. 2.1. Przebieg wykresu statycznej próby rozciągania stali zbrojeniowej płyty dla próbek 2.1-2.3

Na podstawie przeprowadzonych badań wytrzymałościowych prętów zbrojenio-  
wych (poddanych działaniu wysokich temperatur i nagłego schłodzenia) stwier-  
dzono, że zbrojenie wiotkie zachowało wymagane parametry wytrzymałościowe na  
poziomie stali A-III N RB 500. Jednocześnie zaobserwowano przesunięcie granicy  
plastyczności materiału, co może mieć wpływ (bez wykonania robót naprawczych)  
na trwałość konstrukcji (skrócenie czasu wymaganej odporności ogniowej dla  
wydzielonej strefy), w przypadku poddania ustroju ponownemu obciążeniu, związa-  
nemu z działaniem wysokich temperatur.

W celu wyznaczenia właściwości wytrzymałościowych betonu dokonano  
odwiertów w stropie (fot. 2.5) i pobrano próbki do badań (fot. 2.6). Badania prze-  
prowadzono zgodnie z normami [8-10], określając rzeczywistą wytrzymałość  
betonu płyty stropowej (tab. 2.9).



**Fot. 2.5. Jedno z miejsc pobrania próbek betonu płyty stropowej**



**Fot. 2.6. Pobrane próbki betonu**

**Tabela 2.9. Wyznaczone wartości wytrzymałości na ściskanie betonu dla pobranych próbek**

Oznaczenie próbki	Wyznaczone wielkości	Wartość	Jednostka
A2D	Średnica/wysokość	94/95	mm
	Wytrzymałość na ściskanie	45,8	MPa
A2G	Średnica/wysokość	94/96	mm
	Wytrzymałość na ściskanie	53	MPa
A2G/D	Średnica/wysokość	94/96	mm
	Wytrzymałość na ściskanie	47,3	MPa
3G/3D	Średnica/wysokość	–	mm
	Wytrzymałość na ściskanie	–	MPa
4D/4G	Średnica/wysokość	–	mm
	Wytrzymałość na ściskanie	–	MPa
5D	Średnica/wysokość	94/94	mm
	Wytrzymałość na ściskanie	53,6	MPa
7D	Średnica/wysokość	94/96	mm
	Wytrzymałość na ściskanie	34,5	MPa
8D	Średnica/wysokość	94/96	mm
	Wytrzymałość na ściskanie	34,3	MPa
9D	Średnica/wysokość	94/97	mm
	Wytrzymałość na ściskanie	31,3	MPa
9D	Średnica/wysokość	94/95	mm
	Wytrzymałość na ściskanie	32,2	MPa
9G	Średnica/wysokość	94/95	mm
	Wytrzymałość na ściskanie	51,2	MPa
10D	Średnica/wysokość	94/94	mm
	Wytrzymałość na ściskanie	26,2	MPa
11D	Średnica/wysokość	94/96	mm
	Wytrzymałość na ściskanie	34,5	MPa
12D	Średnica/wysokość	95/96	mm
	Wytrzymałość na ściskanie	25,6	MPa
13D	Średnica/wysokość	94/96	mm
	Wytrzymałość na ściskanie	23,6	MPa
14G	Średnica/wysokość	94/96	mm
	Wytrzymałość na ściskanie	48,2	MPa
14D	Średnica/wysokość	94/96	mm
	Wytrzymałość na ściskanie	34,4	MPa
15D	Średnica/wysokość	94/96	mm
	Wytrzymałość na ściskanie	22,0	MPa
15G	Średnica/wysokość	94/95	mm
	Wytrzymałość na ściskanie	41,0	MPa
15G	Średnica/wysokość	94/96	mm
	Wytrzymałość na ściskanie	37,6	MPa

Pobrane próbki posiadały średnicę 94-95 mm i były docinane do wysokości równej średnicy. Powierzchnie ściskane próbek zostały doszlifowane w celu uzyskania ich równości i gładkości. Otrzymany w ten sposób materiał badawczy w kształcie walca o wysokości równej średnicy został poddany badaniom niszczącym w celu określenia wytrzymałości na ściskanie przy wykorzystaniu prasy wytrzymałościowej Toni Technick Zwick (rama na ściskanie do 3000 kN). Próbki, których pęknięcia uniemożliwiały wycięcie z nich walca o wysokości równej średnicy, pominięto w badaniach. Badanie przeprowadzono na próbkach w stanie powietrzno suchym. Maksymalną wytrzymałość na ściskanie uzyskano dla próbki 5D, jej wartość średnia wyniosła 53,6 MPa. Minimalną wytrzymałość na ściskanie uzyskano dla próbki 15D, której wartość wyniosła 22,0 MPa (tab. 2.9). Ze względu na fakt, że badane próbki w kształcie walca posiadały tę samą wysokość i średnicę (zbliżoną do 100 mm), można uznać, że uzyskane wartości wytrzymałości na ściskanie są równoważne wytrzymałości uzyskanej na próbkach w kształcie sześcianu o krawędzi 150 mm. Jednocześnie uwzględniając aktualną wiedzę w zakresie badań próbek walcowych o średnicy i wysokości 100 mm, uzyskane dla nich wartości wytrzymałości na ściskanie są o 5% niższe niż w przypadku próbek sześciennych o krawędzi 150 mm [11], dlatego wartości wytrzymałości na próbkach walcowych zwiększono o 5%. W związku z tym uznano, że do obliczeń statyczno-wytrzymałościowych płyty stropowej należy przyjąć klasę betonu o najniższej wartości ustalonej na podstawie przeprowadzonych badań, tj. C25/30.

Analizując uzyskane wartości wytrzymałości na ściskanie próbek pobranych w tym samym miejscu: z górnej (np. próbki 15G) oraz dolnej (np. próbka 15D) warstwy płyty stropowej, można zaobserwować, iż różnica wyznaczonej dla nich wytrzymałości na ściskanie betonu wynosi ok. 44%. Podobna różnica (38%) występuje w przypadku próbek 9G i 9D. Spowodowane jest to rozkładem temperatury w płycie w momencie pożaru – wyższa temperatura występuje w dolnej części płyty, bezpośrednio narażonej na działanie ognia, niższa temperatura w części górnej, bardziej oddalonej od źródła ciepła. Na podstawie uzyskanych wyników wartości wytrzymałości na ściskanie dla próbek pobranych z dolnej i górnej warstwy płyty stropowej można oszacować, iż temperatura płyty żelbetowej w momencie pożaru wynosiła 500-550°C, a chwilowa temperatura, do której rozgrzana została dolna część płyty, mogła osiągnąć ok. 700°C.

Należy również podkreślić, że część pobranych próbek była pęknięta wzdłuż osi podłużnej (rys. 2.6), co oznacza, że beton w konstrukcji może być popękany w wyniku naprężeń termicznych spowodowanych działaniem ognia, wskutek czego utracił jednorodną strukturę w swojej objętości pod względem parametrów mechanicznych i fizycznych. Z uwagi na różną rozszerzalność termiczną betonu oraz stali zbrojeniowej, w przypadku wystąpienia wysokich temperatur na styku stal/beton generowane są znaczne naprężenia termiczne powodujące odspajanie się otuliny betonowej zbrojenia (odpryski betonu). Powodują one również utratę przyczepności pomiędzy prętami stalowymi a betonem. Przyczepność ta częściowo powraca po ostygnięciu kompozytu betonowego, co jest szczególnie zauważalne w przypadku stali żebrowanej.

## 2.5. Proponowane wzmocnienie uszkodzonej płyty stropowej

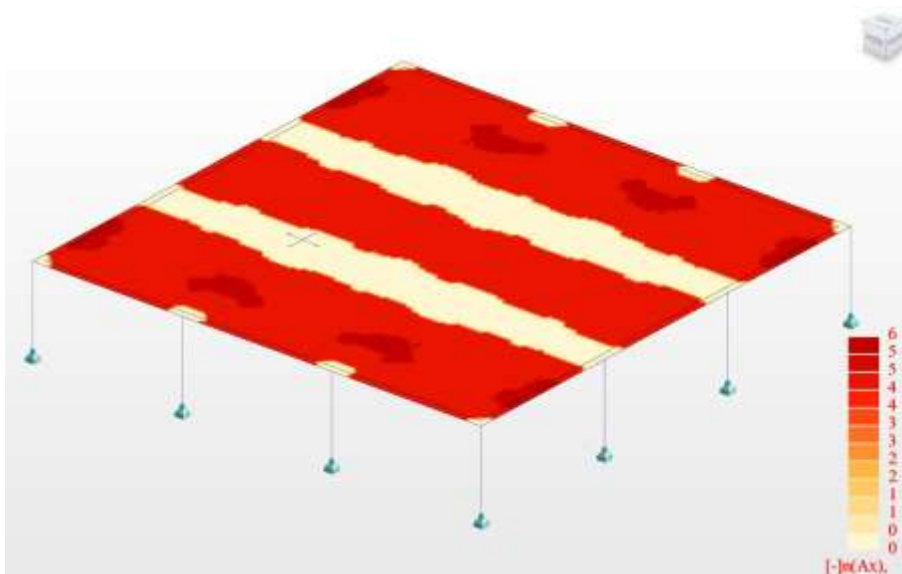
W celu zapewnienia wymaganej nośności stropu zalecono wykonanie prac naprawczych polegających na oczyszczeniu uszkodzonych fragmentów stropu (piaskowanie), usunięciu luźnych, drobnych elementów betonowych, naprawie pogrubień stropu (grzybków) poprzez uzupełnienie dolnej warstwy betonu za pomocą narzutu (torkretowanie) oraz zwiększenie grubości istniejącej płyty stropowej w przestrzeniach międzyprzęsłowych poprzez wykonanie dodatkowej płyty żelbetowej gr. 15 cm (rys. 2.2).



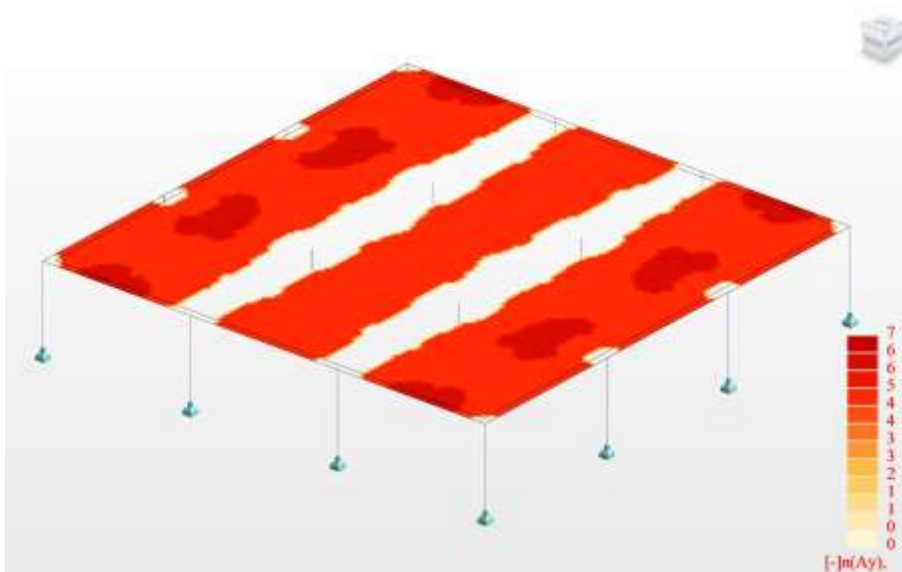
**Rys. 2.2. Proponowane pogrubienie płyty stropowej; 1 – pręty zbrojenia dolnego dodatkowej płyty –  $\phi 12$  co 15 cm, 2 – pręty zbrojenia górnego dodatkowej płyty –  $\phi 12$  co 15 cm, 3 – szpilka  $\phi 12$  co 50 cm, 4 – wkładki odgięte  $\phi 12$  (co trzeci pręt zbrojenia górnego), 5 – bigle  $\phi 12$  mocowane wzdłuż krawędzi grzybków co 25 cm, 6 – półstrzemie  $\phi 12$ , 7 – zbrojenie belki ukrytej  $\phi 16$**

Zaproponowane rozwiązanie powoduje przesunięcie osi obojętnej przekroju płyty stropowej. Dzięki temu istniejące zbrojenie dolne i część najbardziej zniszczonego kompozytu betonowego wyłączone są z przenoszenia naprężeń, które przejmuje pogrubiony przekrój płyty. Zbrojenie dodatkowej płyty przyjęto jako dwukierunkową siatkę prętów żebrowanych  $\phi 12$  o oczku 15x15 cm, stal RB 500, wprowadzonych (kotwionych) w pogrubienia płyty (grzybki) oraz w ścianę żelbetową z użyciem systemu do wklejania prętów zbrojeniowych. Z uwagi na fakt, że pogrubienie płyty występuje wzdłuż dolnej płaszczyzny istniejącego stropu, należy je wykonać poprzez torkretowanie.

Dla zaproponowanego rozwiązania przeprowadzono obliczenia statyczno-wytrzymałościowe. Sprawdzone, czy przyjęte zbrojenie w pogrubionej części płyty jest wystarczające (rys. 2.3 i 2.4).

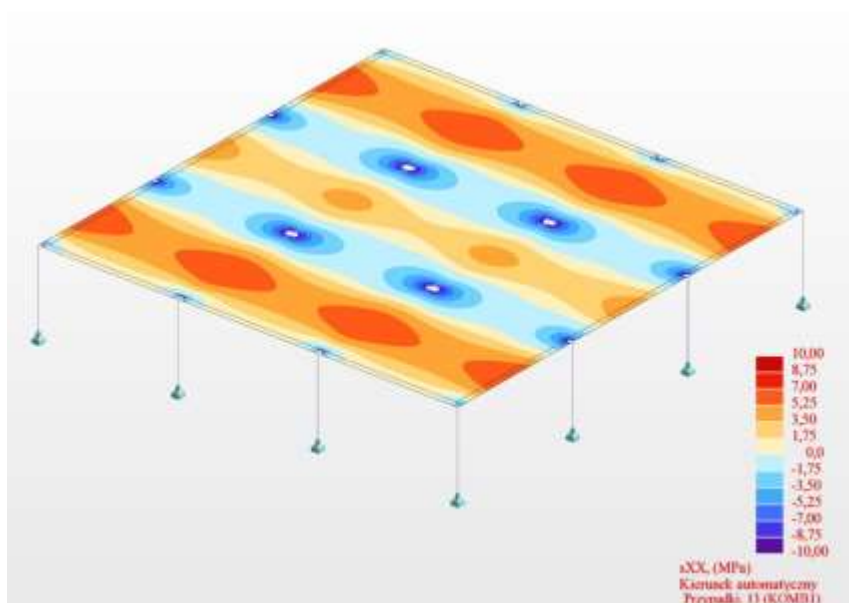


*Rys. 2.3. Wymagana liczba prętów zbrojenia w kierunku X*

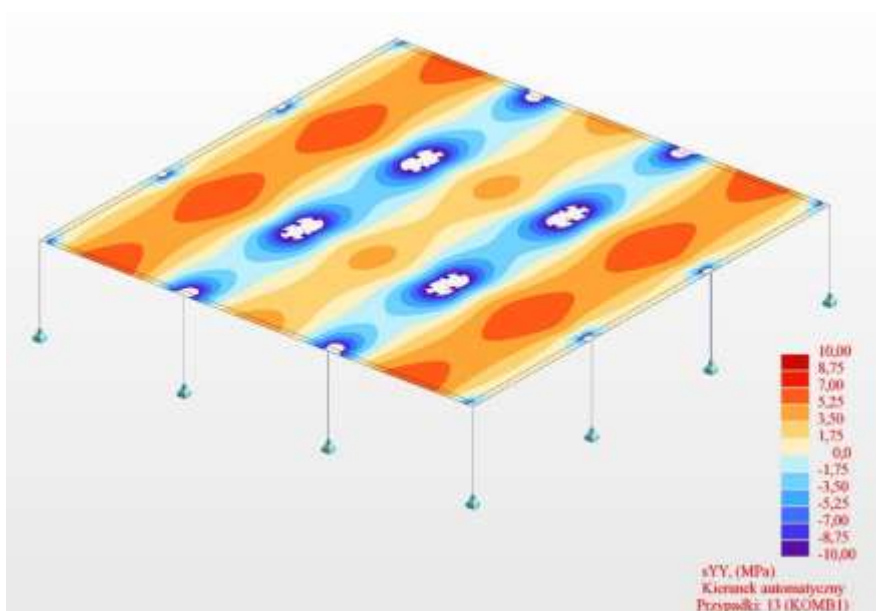


*Rys. 2.4. Wymagana liczba prętów zbrojenia w kierunku Y*

Wyznaczono również wartości naprężeń w dodatkowej płycie żelbetowej dla dwóch prostopadłych do siebie kierunków zgodnych z kierunkami zbrojenia: XX oraz YY (rys. 2.5 i 2.6).



*Rys. 2.5. Naprężenia w płycie dodatkowej dla kierunku XX*



*Rys. 2.6. Naprężenia w płycie dodatkowej dla kierunku YY*

Na podstawie przeprowadzonej analizy można stwierdzić, że założona liczba prętów zbrojeniowych w płycie stropowej jest wystarczająca.

## 2.6. Wnioski

Zaproponowane rozwiązanie naprawy stropu, który uległ częściowej destrukcji na skutek pożaru należy uznać za poprawne. Pogrubienie płyty stropowej „od dołu” spowodowało zmianę położenia osi obojętnej przekroju płyty, dzięki czemu wyłączono z przenoszenia naprężeń rozciągających dolne zbrojenie istniejącej płyty, którego właściwości wytrzymałościowe zostały obniżone na skutek pożaru.

Dzięki zabezpieczeniu nowo wykonanego zbrojenia w rejonie pogrubienia płyty betonem (dodatkowa płyta żelbetowa) zachowana została odporność ogniowa stropu. W przypadku innego możliwego wzmocnienia płyty stropowej np. poprzez aplikację taśm z włókna węglowego CFRP (bez dodatkowego zabezpieczenia przeciwpożarowego dolnej płaszczyzny stropu) odporności takiej nie udałoby się uzyskać.

## Literatura

1. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dn. 12 kwietnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie, tekst jednolity, Dz.U. z dn. 7 czerwca 2019, poz. 1065.
2. Gedam B.A., Fire resistance design method for reinforced concrete beams to evaluate fire-resistance rating, *Structures* 2021, Vol. 33, s. 855-877, DOI: <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.04.046>.
3. Yang D., Liu F., Huang S., Yang H., Structural fire safety design of square and rectangular tubed-reinforced-concrete columns, *Structures* 2021, Vol. 29, s. 1286-1321, DOI: <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.12.014>.
4. Tretyakov A., Tkalenko I., Wald F., Fire response model of the steel fibre reinforced concrete filled tubular column, *Journal of Construction Steel Research* 2021, Vol. 186, DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2021.106884>.
5. Wang Y., Duan Y., Ma S., Huang Z., Zhang Y., Wu J., Yuan G., Zhou M., Zhang G., Behaviour of continuous reinforced concrete floor slabs subjected to different compartment fires, *Engineering Structures* 2019, Vol. 197, DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109445>.
6. Banarjee D.K., Thermal response of a composite floor system to the standard fire exposure, *Fire Safety Journal* 2020, Vol. 111, DOI: <https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2019.102930>.
7. PN-EN 1992-1:2008, Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
8. PN-EN 12504-1:2011, Badania betonu w konstrukcjach. Część 1: Próbk rdzeniowe. Pobieranie, ocena i badanie wytrzymałości na ściskanie.
9. PN-EN 206:2014-04, Beton. Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
10. PN-EN 12390-3:2019-07, Badania betonu. Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badań.
11. Neville A.M., Właściwości betonu, Wydawnictwo Arkady, Warszawa 1977.



## ANALIZA PRZYCZYŃ KATASTROFY BUDOWLANEJ BUDYNKU HANDLOWO-USŁUGOWEGO

---

**Streszczenie:** W rozdziale przeprowadzono analizę, której celem było ustalenie przyczyn katastrofy budowlanej, jaka wystąpiła podczas wznoszenia ścian budynku handlowo-usługowego. Oszacowano uszkodzenia, jakie wystąpiły w wyniku katastrofy. Przeprowadzono badania niszczące, w wyniku których określono rzeczywistą wytrzymałość na ściskanie zaprawy w chwili katastrofy oraz wytrzymałość pustaków ściennych. Przeprowadzono obliczenia statyczno-wytrzymałościowe, na podstawie których określono wytrzymałość na zginanie ściany (w momencie katastrofy) oraz sprawdzono stateczność z uwagi na obrót oraz przesunięcie. Obliczenia wykonano, przyjmując rzeczywiste obciążenie poziome wiatrem.

**Słowa kluczowe:** katastrofa budowlana, stateczność ścian, konstrukcje murowe

### 3.1. Wprowadzenie

Konstrukcje murowe są jednym z najczęściej stosowanych rozwiązań konstrukcyjnych w budynkach mieszkalnych, handlowych czy usługowych. Istotną kwestią podczas wykonywania tego typu budynków jest zapewnienie im wymaganej nośności i stateczności zarówno w fazie realizacji, jak i eksploatacji. Szczególną uwagę należy zwrócić na to, aby podczas wznoszenia obiektu (kiedy nie wszystkie jego elementy są wykonane lub nie osiągnęły jeszcze wymaganej nośności) zachowane zostało bezpieczeństwo konstrukcji. Konstrukcje murowe powinny być projektowane i realizowane zgodnie z normami [1, 2], przy czym podane w nich procedury sprawdzania stanu granicznego nośności (ULS) oraz stanu granicznego użyteczności (SLS) mają zastosowanie tylko wtedy, jeśli konstrukcja spełnia wymagania projektowe określone w tych normach [3]. Do najczęściej popełnianych błędów związanych z ich wykonawstwem zaliczyć można [4]: stosowanie niewłaściwych materiałów, odstępstwa od projektu, niestaranność prowadzenia robót, niewłaściwe wykonanie spoin (nieodpowiednia grubość, brak przewiązania). Wyjątkową ostrożność należy zachować podczas prowadzenia robót modernizacyjnych i remontowych istniejących budynków o konstrukcji murowej, których rzeczywista nośność może być niższa od projektowanej. Może to być spowodowane degradacją konstrukcji lub mniejszą od założonej wytrzymałością zastosowanych materiałów (zaprawy, pustaków, bloczków czy cegieł). W przypadku kiedy dochodzi do ingerencji w istniejący ustrój nośny, powodującej czasowe osłabienie jego struktury (np. wybijanie otworów w ścianach pod okna, drzwi) należy stosować tymczasowe zabezpieczenia pozwalające zachować bezpieczeństwo konstrukcji. Niewłaściwe prowadzenie tego typu prac może doprowadzić do katastrofy budowlanej modernizowanego obiektu [5].

W rozdziale tym przeanalizowano katastrofę budowlaną, jaka miała miejsce podczas wznoszenia murowanych ścian wewnętrznych budynku handlowo-usługowego w celu ustalenia przyczyn, które ją spowodowały.

### 3.2. Konstrukcja budynku

Budynek zaprojektowano w konstrukcji murowo szkieletowej (ze ścianami nośnymi i działowymi murowanymi z pustaków ceramicznych) z dodatkowym usztywnieniem w postaci słupów żelbetowych (trzonów). Wymiary budynku w rzucie wynoszą 30,49x31,42 m, docelowa wysokość to 9,03 m.

Budynek posadowiono na monolitycznych stopach fundamentowych, z których wyprowadzono trzpienie podpierające belki podwalinowe. Elementy żelbetowe wykonano z betonu towarowego zwykłego C20/25 (według deklaracji właściwości użytkowych). Poziom posadowienia wynosi  $-4,00$  m poniżej ustalonego poziomu  $\pm 0,00$ .

Ściany fundamentowe wymurowano z bloczków betonowych na zaprawie cementowej C-5, ocieplono z zewnątrz według technologii lekkiej mokrej. W ścianach wykonano rdzenie żelbetowe.

Słupy i rdzenie żelbetowe wykonano jako monolityczne z betonu C20/25 (według deklaracji właściwości użytkowych). Wymiary słupów: 29x29 cm, 30x29 cm, 40x40 cm, okrągłe  $\phi$  30 cm. Słupy i rdzenie w poziomie parteru wykonane częściowo, słupy kondygnacji wyższych nie zostały wykonane.

Nadproża wykonano z betonu C16/20 jako monolityczne zbrojone prętami  $\phi$  10,  $\phi$  12,  $\phi$  16 ze stali A-III oraz  $\phi$  6 ze stali A0.

Ściany zewnętrzne zaprojektowano jako murowane z pustaków MAX grubości 29 cm, ocieplone styropianem gr. 15 cm. W ścianach przewidziano usztywnienie słupami żelbetowymi mocowanymi w stopach fundamentowych (wg projektu konstrukcji budynku). Ściany te wykonano z pustaka szczelinowego POROTHERM 30 na zaprawie murarskiej budowlanej.

Ściany wewnętrzne konstrukcyjne zaprojektowano jako murowane z pustaków MAX grubości 29 cm. W ścianach przewidziano usztywnienie słupami żelbetowymi mocowanymi w stopach fundamentowych (wg projektu konstrukcji budynku). Ściany wykonano z pustaka MAX grubości 19 cm na zaprawie murarskiej budowlanej.

Dach zaprojektowano jako jednospadowy, w formie stropodachu, pokryty powłokami bitumicznymi. Wykończenie ścian cegłą bądź kamieniem, z frontu witryna aluminiowa.

Do momentu wystąpienia katastrofy budowlanej stan zaawansowania robót obejmował wykonanie: fundamentów, ścian zewnętrznych parteru wraz z żelbetowymi trzpieniami usztywniającymi, ścian wewnętrznych konstrukcyjnych bez trzpieni usztywniających. Nie rozpoczęto żadnych prac związanych z wykonaniem stropu nad parterem.

### 3.3. Zakres zniszczeń

Podczas wykonywania robót murarskich związanych z realizacją wewnętrznych ścian konstrukcyjnych na poziomie przyziemia doszło do zdarzenia o charakterze katastrofy budowlanej, obejmującej częściowe zawalenie się ściany, wymurowanej

z użyciem zaprawy wykonanej na placu budowy. Zniszczeniu uległ fragment o powierzchni ok. 42,50 m<sup>2</sup> (12,60x3,40 m) wraz z usztywnieniem trzonowym o wysokości 16 warstw ceramicznego pustaka szczelinowego (fot. 3.1 i 3.2).



***Fot. 3.1. Miejsce katastrofy budowlanej***



***Fot. 3.2. Fragment zawalanej ściany – widoczne odspojenia poszczególnych pustaków***

Część ściany, która była usztywniona poprzecznie inną ścianą wewnętrzną, nie uległa destrukcji (fot. 3.3).



*Fot. 3.3. Część ściany, która nie uległa katastrofie*

### **3.4. Przeprowadzone badania materiałowe**

W celu ustalenia parametrów jakościowych materiału pobrano próbki zaprawy murarskiej z miejsca katastrofy budowlanej (fot. 3.4).



*Fot. 3.4. Odspojona warstwa zaprawy murarskiej pobrana do badań laboratoryjnych*

Próbki zaprawy odspojono od pustaków ceramicznych MAX. Pobrane próbki zapraw miały grubość od 35 do 39 mm. Materiał murarski został pocięty na paski o szerokości 40 mm. Stosując wkładki do badania zapraw budowlanych, wykonano

badania wytrzymałości na ściskanie po 7 i 28 dniach od daty wzniesienia ściany, która uległa zawaleniu. Od momentu pobrania próbek do czasu wykonania badań, próbki były przechowywane na wolnym powietrzu w temperaturze 20°C (stan powietrzno suchy zaprawy w trakcie wykonania oznaczenia wytrzymałości na ściskanie). Badania przeprowadzono zgodnie z normą [6], a ich wyniki dla zaprawy po 7 dniach przedstawiono w tabeli 3.1, a po 28 dniach w tabeli 3.2.

**Tabela 3.1. Wytrzymałość na ściskanie zaprawy murarskiej po 7 dniach**

Oznaczenie próbki	Wyznaczone wielkości	Wartość	Jednostka
1	Szerokość próbki	39	mm
	Pole powierzchni ściskanej	1560	mm <sup>2</sup>
	Wytrzymałość na ściskanie	4,85	MPa
2	Szerokość próbki	37	kN
	Pole powierzchni ściskanej	1480	kN
	Wytrzymałość na ściskanie	4,87	mm
3	Szerokość próbki	38	kN
	Pole powierzchni ściskanej	1520	kN
	Wytrzymałość na ściskanie	5,08	mm
Wartość średnia:		4,93	MPa

**Tabela 3.2. Wytrzymałość na ściskanie zaprawy murarskiej po 28 dniach**

Oznaczenie próbki	Wyznaczone wielkości	Wartość	Jednostka
1	Szerokość próbki	38	mm
	Pole powierzchni ściskanej	1520	mm <sup>2</sup>
	Wytrzymałość na ściskanie	9,10	MPa
2	Szerokość próbki	35	kN
	Pole powierzchni ściskanej	1400	kN
	Wytrzymałość na ściskanie	10,19	mm
3	Szerokość próbki	35	kN
	Pole powierzchni ściskanej	1400	kN
	Wytrzymałość na ściskanie	8,80	mm
Wartość średnia:		9,36	MPa

### 3.5. Analiza przyczyn katastrofy

W celu ustalenia przyczyn katastrofy przeprowadzono obliczenia statyczno-wytrzymałościowe konstrukcji ścian budynku. Obliczenia przeprowadzono dla trzech wariantów:

- 1) ściana wewnętrzna wykonana z pustaka MAX 288x188x188 mm (zgodnie ze stanem faktycznym stwierdzonym podczas oględzin),
- 2) ściana wewnętrzna wykonana z pustaka POROTHERM 30 gr. 29 cm (zgodnie z projektem technicznym),

3) ściana zewnętrzna wykonana z pustaka POROTHERM 30 gr. 29 cm (kontrolne sprawdzenie nośności na zginanie i stateczności ściany zewnętrznej budynku, usztywnionej rdzeniami żelbetowymi o rozstawie 6,62 m).

Dla powyższych wariantów sprawdzono smukłość ściany, stateczność konstrukcji na obrót i przesunięcie oraz wytrzymałość muru na zginanie.

Obciążenie wiatrem wyznaczono zgodnie z normą [7], przy czym bazową prędkość wiatru przyjęto na podstawie ekspertyzy warunków anemologicznych w dniu katastrofy dla obszaru, na którym był zlokalizowany budynek. Porównanie poszczególnych wielkości normowych i rzeczywistych przyjętych do obliczeń zamieszczono w tabeli 3.3.

Tabela 3.3. Parametry do obliczeń obciążenia wiatrem ściany

Wyznaczone wielkości	Rodzaj danych	Wartość	Jednostka
Bazowa prędkość wiatru $v_b$	Wartość normowa	22	m/s
	Wartość rzeczywista	25	m/s
Bazowe ciśnienie prędkości wiatru $q_b$	Wartość normowa	0,3025	kN/m <sup>2</sup>
	Wartość rzeczywista	0,3906	kN/m <sup>2</sup>
Współczynnik orografii $c_o(z)$	Wartość normowa	1,0	–
	Wartość rzeczywista	1,0	–
Współczynnik chropowatości $c_r(z)$	Wartość normowa	0,832	–
	Wartość rzeczywista	0,832	–
Średnia prędkość wiatru $v_m(z)$	Wartość normowa	18,31	m/s
	Wartość rzeczywista	20,80	m/s
Intensywność turbulencji $I_v$	Wartość normowa	0,41	–
	Wartość rzeczywista	0,41	–
Współczynnik ekspozycji $c_e(z)$	Wartość normowa	1,78	–
	Wartość rzeczywista	1,78	–
Wartość szczytowa ciśnienia prędkości wiatru $q_p(z)$	Wartość normowa	0,538	kN/m <sup>2</sup>
	Wartość rzeczywista	0,695	kN/m <sup>2</sup>

Wartość rzeczywistego obciążenia wiatrem działającego w dniu katastrofy przyjęta do obliczeń jest o 29% wyższa niż wartość wyznaczona według załącznika krajowego do normy [7]. Po przeprowadzeniu dalszych obliczeń według normy [7] wyznaczono obciążenie wiatrem ściany dla przyjętych wariantów obliczeniowych (tab. 3.4).

Norma [1] podaje zasady obliczeń i wymagania konstrukcyjne wyłącznie dla ścian nośnych obciążonych głównie pionowo lub obciążonych wiatrem z podpartą górną krawędzią. Rozpatrywana konstrukcja nie mieści się w zakresie przewidzianym normą, w związku z tym sprawdzenie nośności i stateczności należy wykonać indywidualnie.

Tabela 3.4. Obciążenie wiatrem ściany

Strefa	Wyznaczone wielkości	Wartość	Jednostka
A	Szerokość strefy	1,02	m
	Obciążenie wiatrem $W_{e,A}$	1,74	kN/m <sup>2</sup>
B	Szerokość strefy	5,78	m
	Obciążenie wiatrem $W_{e,B}$	1,06	kN/m <sup>2</sup>
C	Szerokość strefy	7,82	m
	Obciążenie wiatrem $W_{e,C}$	0,88	kN/m <sup>2</sup>

Wysokość efektywną ściany uwzględniającą jej schemat statyczny określono zgodnie ze wzorem:

$$h_{\text{eff}} = \rho_h \rho_n h \quad (3.1)$$

gdzie:  $\rho_h$  – współczynnik wynikający ze schematu statycznego ściany,  $\rho_n$  – współczynnik redukcyjny,  $h$  – wysokość muru.

Smukłość rzeczywistą ściany określono według wzoru:

$$h_{\text{rz}} = \frac{h_{\text{eff}}}{t} \quad (3.2)$$

gdzie:  $h_{\text{eff}}$  – efektywna wysokość ściany,  $t$  – grubość ściany.

Moment zginający ścianę spowodowany działaniem wiatru dla zniszczenia w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych wyznaczono na podstawie wzoru:

$$M_{\text{Ed1}} = \mu \alpha_1 W_e \gamma_w L \quad (3.3)$$

gdzie:  $\mu$  – współczynnik zależny od wartości obliczeniowej wytrzymałości muru na rozciąganie przy zginaniu w przekroju równoległym i prostopadłym do spoin wspornych,  $\alpha_1$  – współczynnik momentu zginającego,  $W_e$  – charakterystyczna wartość obciążenia wiatrem,  $\gamma_w$  – współczynnik częściowy,  $L$  – długość ściany.

Moment zginający ścianę spowodowany działaniem wiatru dla zniszczenia w płaszczyźnie prostopadłej do spoin wspornych wyznaczono na podstawie wzoru:

$$M_{\text{Ed2}} = \alpha_2 W_e \gamma_w L \quad (3.4)$$

gdzie:  $\alpha_2$  – współczynnik momentu zginającego,  $W_e$  – charakterystyczna wartość obciążenia wiatrem,  $\gamma_w$  – współczynnik częściowy,  $L$  – długość ściany.

Nośność ściany na zginanie określono na podstawie wzoru:

$$M_{\text{Rd}} = f_{\text{xd}} Z \quad (3.5)$$

gdzie:  $f_{\text{xd}}$  – wytrzymałość obliczeniowa muru na zginanie odpowiednio do płaszczyzny zginania,  $Z$  – sprężysty wskaźnik wytrzymałości na zginanie przekroju na jednostkę wysokości lub długości ściany.



Stateczność ściany na przesunięcie sprawdzono, wyznaczając wartość siły przesuwającej na podstawie wzoru:

$$F_{d,dst} = W_e h \gamma_f \quad (3.6)$$

gdzie:  $W_e$  – charakterystyczne obciążenie wiatrem,  $h$  – wysokość ściany,  $\gamma_f$  – współczynnik częściowy.

Siłę oporu tarcia określono według wzoru:

$$F_{d,stab} = \mu G \quad (3.7)$$

gdzie:  $\mu$  – współczynnik zależny od wartości obliczeniowej muru na rozciąganie przy zginaniu,  $G$  – ciężar ściany.

Stateczność z uwagi na możliwość obrotu sprawdzono, wyznaczając moment wywracający określony wzorem:

$$M_{d,dst} = F_{d,dst} \cdot 0,5 h \quad (3.8)$$

gdzie:  $F_{d,dst}$  – siła pozioma spowodowana działaniem wiatru,  $h$  – wysokość ściany  
Moment utrzymujący (bierny) określono zgodnie ze wzorem:

$$M_{d,stab} = G \cdot 0,5 t \quad (3.9)$$

gdzie:  $G$  – ciężar ściany,  $t$  – grubość ściany.

### **Wariant 1**

Ściana została wykonana z pustaków ceramicznych MAX 288x188x188 kl. 15 (I kategoria oraz 2 grupa elementów murowych), spoiny wykonano z zaprawy zwykłej, z dodatkiem plastyfikatora Febmix DH o średniej wytrzymałości zbadanej: po 7 dniach 4,93 MPa, po 28 dniach 9,36 MPa. Powyższe wyniki pozwalają zakwalifikować zaprawę zgodnie z projektem budowlanym do klasy M5. Założono do obliczeń, że roboty murarskie prowadzono w klasie wykonania robót A według normy [1]. Wartości przyjęte do obliczeń:

- ciężar objętościowy muru:  $\gamma = 7,96 \text{ kN/m}^3$ ,
- grubość muru:  $t = 0,188 \text{ m}$ ,
- średnia wytrzymałość elementu murowego na ściskanie:  $f_B = 13,80 \text{ MPa}$ ,
- znormalizowana wytrzymałość na ściskanie pustaków:  $f_b = 15,00 \text{ MPa}$ ,
- wytrzymałość charakterystyczna muru na ściskanie:  $f_k = 5,31 \text{ MPa}$ ,
- wytrzymałość obliczeniowa muru na ściskanie:  $f_d = 4,08 \text{ MPa}$ ,
- wytrzymałość charakterystyczna muru na rozciąganie przy zginaniu (w przekroju równoległym do spoin wspornych):  $f_{xk1} = 0,10 \text{ MPa}$ ,
- wytrzymałość charakterystyczna muru na rozciąganie przy zginaniu (w przekroju prostopadłym do spoin wspornych):  $f_{xk2} = 0,20 \text{ MPa}$ .

Sprawdzenia smukłości ściany dokonano na podstawie wzorów (3.1) oraz (3.2). Obliczona wartość rzeczywista smukłości ściany wynosi 20,26 i jest mniejsza od smukłości granicznej równej 27, a zatem warunek smukłości jest spełniony. Ze względu na dominujący charakter obciążenia wiatrem i brak obciążeń użytkowych pominięto sprawdzenie wytrzymałości ściany na ściskanie. Nośność ściany na zginanie sprawdzono na podstawie wzorów (3.3)-(3.5). Wyniki obliczeń zamieszczono w tabeli 3.5.

**Tabela 3.5. Sprawdzenie nośności ściany na zginanie – wariant 1**

Strefa	Wyznaczone wielkości	Wartość	Jednostka
A	Moment zginający w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych $M_{Ed1}$	0,05	kNm
	Nośność na zginanie w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych $M_{Rd1}$	0,45	kNm
	Warunek nośności $M_{Ed1}/M_{Rd1}$	0,11	–
	Moment zginający w płaszczyźnie prostopadłej do spoin wspornych $M_{Ed2}$	0,11	kNm
	Nośność na zginanie w płaszczyźnie prostopadłej do spoin wspornych $M_{Rd2}$	0,91	kNm
	Warunek nośności $M_{Ed2}/M_{Rd2}$	0,12	–
B	Moment zginający w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych $M_{Ed1}$	1,06	kNm
	Nośność na zginanie w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych $M_{Rd1}$	0,45	kNm
	Warunek nośności $M_{Ed1}/M_{Rd1}$	2,36	–
	Moment zginający w płaszczyźnie prostopadłej do spoin wspornych $M_{Ed2}$	2,12	kNm
	Nośność na zginanie w płaszczyźnie prostopadłej do spoin wspornych $M_{Rd2}$	0,91	kNm
	Warunek nośności $M_{Ed2}/M_{Rd2}$	2,33	–
C	Moment zginający w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych $M_{Ed1}$	1,61	kNm
	Nośność na zginanie w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych $M_{Rd1}$	0,45	kNm
	Warunek nośności $M_{Ed1}/M_{Rd1}$	3,58	–
	Moment zginający w płaszczyźnie prostopadłej do spoin wspornych $M_{Ed2}$	3,23	kNm
	Nośność na zginanie w płaszczyźnie prostopadłej do spoin wspornych $M_{Rd2}$	0,91	kNm
	Warunek nośności $M_{Ed2}/M_{Rd2}$	3,55	–

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń można stwierdzić, iż nośność na zginanie ściany spełniona jest tylko dla strefy A, której szerokość jest najmniejsza i wynosi 1,02 m. Dla pozostałych stref warunki nośności są znacznie przekroczone: dla strefy B dla płaszczyzny równoległej do spoin wspornych nośność jest

przekroczona o 136%, w płaszczyźnie prostopadłej o 133%. Dla strefy C przekroczenie nośności jest jeszcze większe i wynosi odpowiednio 258% dla płaszczyzny równoległej do spoin wspornych i 255% dla płaszczyzny prostopadłej do tych spoin. Sprawdzone również teoretyczną nośność ściany między projektowanymi rdzeniami żelbetowymi, przyjmując ich rozstaw obliczeniowy równy 7,56 m. Z uwagi na ich lokalizację obciążenie wiatrem przyjęto jak dla strefy C, a wyniki obliczeń zamieszczono w tabeli 3.6.

**Tabela 3.6. Sprawdzenie nośności na zginanie fragmentu ściany między rdzeniami – wariant 1**

Strefa	Wyznaczone wielkości	Wartość	Jednostka
C	Moment zginający w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych $M_{Ed1}$	1,50	kNm
	Nośność na zginanie w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych $M_{Rd1}$	0,45	kNm
	Warunek nośności $M_{Ed1}/M_{Rd1}$	3,33	–
	Moment zginający w płaszczyźnie prostopadłej do spoin wspornych $M_{Ed2}$	3,00	kNm
	Nośność na zginanie w płaszczyźnie prostopadłej do spoin wspornych $M_{Rd2}$	0,91	kNm
	Warunek nośności $M_{Ed2}/M_{Rd2}$	3,30	–

Nośność ściany na odcinku między projektowanymi rdzeniami żelbetowymi również jest znacząco przekroczona.

Sprawdzenia stateczności ściany dokonano na podstawie wzorów (3.6)-(3.9). Wyniki obliczeń zamieszczono w tabeli 3.7.

**Tabela 3.7. Sprawdzenie stateczności ściany – wariant 1**

Sprawdzenie stateczności	Wyznaczone wielkości	Wartość	Jednostka
Z uwagi na przesunięcie	Siła przesuująca $F_{d,dst}$	3,61	kN
	Siła oporu tarcia $F_{d,stb}$	2,54	kN
	Warunek stateczności $F_{d,dst}/F_{d,stb}$	1,42	–
Z uwagi na obrót	Moment wywracający $M_{d,dst}$	6,13	kNm
	Moment utrzymujący $M_{d,stb}$	0,48	kNm
	Warunek stateczności $F_{d,dst}/F_{d,stb}$	12,77	–

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń można stwierdzić, że warunki stateczności dla analizowanej ściany są znacznie przekroczone (o 42% z uwagi na przesunięcie i o 1177% z uwagi na obrót).

## **Wariant 2**

Ściana została wykonana z pustaków ceramicznych POROTHERM 30 kl. 15 (I kategoria oraz 3 grupa elementów murowych). Wartości przyjęte do obliczeń:

- ciężar objętościowy muru:  $\gamma = 7,66 \text{ kN/m}^3$ ,
- grubość muru:  $t = 0,290 \text{ m}$ ,
- średnia wytrzymałość elementu murowego na ściskanie:  $f_B = 13,20 \text{ MPa}$ ,

- znormalizowana wytrzymałość na ściskanie pustaków:  $f_b = 15,00$  MPa,
- wytrzymałość charakterystyczna muru na ściskanie:  $f_k = 3,98$  MPa,
- wytrzymałość obliczeniowa muru na ściskanie:  $f_d = 3,06$  MPa,
- wytrzymałość charakterystyczna muru na rozciąganie przy zginaniu (w przekroju równoległym do spoin wspornych):  $f_{xk1} = 0,10$  MPa,
- wytrzymałość charakterystyczna muru na rozciąganie przy zginaniu (w przekroju prostopadłym do spoin wspornych):  $f_{xk2} = 0,20$  MPa.

Sprawdzenia smukłości ściany dokonano na podstawie wzorów (3.1) oraz (3.2). Obliczona wartość rzeczywista smukłości ściany wynosi 12,70 i jest mniejsza od smukłości granicznej równej 27, a zatem warunek smukłości jest spełniony. Obliczenia wykonano w analogiczny sposób jak dla wariantu 1. Wyniki zamieszczono w tabeli 3.8.

*Tabela 3.8. Sprawdzenie nośności ściany na zginanie – wariant 2*

<b>Strefa</b>	<b>Wyznaczone wielkości</b>	<b>Wartość</b>	<b>Jednostka</b>
<b>A</b>	<b>Moment zginający w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych <math>M_{Ed1}</math></b>	0,05	kNm
	<b>Nośność na zginanie w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych <math>M_{Rd1}</math></b>	1,08	kNm
	<b>Warunek nośności <math>M_{Ed1}/M_{Rd1}</math></b>	0,05	–
	<b>Moment zginający w płaszczyźnie prostopadłej do spoin wspornych <math>M_{Ed2}</math></b>	0,11	kNm
	<b>Nośność na zginanie w płaszczyźnie prostopadłej do spoin wspornych <math>M_{Rd2}</math></b>	2,15	kNm
	<b>Warunek nośności <math>M_{Ed2}/M_{Rd2}</math></b>	0,11	–
<b>B</b>	<b>Moment zginający w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych <math>M_{Ed1}</math></b>	1,06	kNm
	<b>Nośność na zginanie w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych <math>M_{Rd1}</math></b>	1,08	kNm
	<b>Warunek nośności <math>M_{Ed1}/M_{Rd1}</math></b>	0,98	–
	<b>Moment zginający w płaszczyźnie prostopadłej do spoin wspornych <math>M_{Ed2}</math></b>	2,12	kNm
	<b>Nośność na zginanie w płaszczyźnie prostopadłej do spoin wspornych <math>M_{Rd2}</math></b>	2,16	kNm
	<b>Warunek nośności <math>M_{Ed2}/M_{Rd2}</math></b>	0,99	–
<b>C</b>	<b>Moment zginający w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych <math>M_{Ed1}</math></b>	1,61	kNm
	<b>Nośność na zginanie w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych <math>M_{Rd1}</math></b>	1,08	kNm
	<b>Warunek nośności <math>M_{Ed1}/M_{Rd1}</math></b>	1,49	–
	<b>Moment zginający w płaszczyźnie prostopadłej do spoin wspornych <math>M_{Ed2}</math></b>	3,23	kNm
	<b>Nośność na zginanie w płaszczyźnie prostopadłej do spoin wspornych <math>M_{Rd2}</math></b>	2,15	kNm
	<b>Warunek nośności <math>M_{Ed2}/M_{Rd2}</math></b>	1,50	–

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń można stwierdzić, iż nośność na zginanie ściany jest zapewniona dla stref A i B, dla strefy C przekroczenie nośności wynosi ok. 50%. Sprawdzone również nośność ściany między projektowanymi rdzeniami żelbetowymi (analogicznie jak dla wariantu 2). Wyniki obliczeń zamieszczono w tabeli 3.9.

**Tabela 3.9. Sprawdzenie nośności na zginanie fragmentu ściany między rdzeniami – wariant 2**

Strefa	Wyznaczone wielkości	Wartość	Jednostka
C	Moment zginający w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych $M_{Ed1}$	1,50	kNm
	Nośność na zginanie w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych $M_{Rd1}$	1,08	kNm
	Warunek nośności $M_{Ed1}/M_{Rd1}$	1,39	–
	Moment zginający w płaszczyźnie prostopadłej do spoin wspornych $M_{Ed2}$	3,00	kNm
	Nośność na zginanie w płaszczyźnie prostopadłej do spoin wspornych $M_{Rd2}$	2,15	kNm
	Warunek nośności $M_{Ed2}/M_{Rd2}$	1,39	–

Nośność na zginanie dla fragmentu ściany między rdzeniami żelbetowymi jest przekroczone o 39%. Analogicznie jak dla wariantu 1 sprawdzono stateczność ściany. Wyniki obliczeń zamieszczono w tabeli 3.10.

**Tabela 3.10. Sprawdzenie stateczności ściany – wariant 2**

Sprawdzenie stateczności	Wyznaczone wielkości	Wartość	Jednostka
Z uwagi na przesunięcie	Siła przesuwająca $F_{d,dst}$	3,61	kN
	Siła oporu tarcia $F_{d,stb}$	3,40	kN
	Warunek stateczności $F_{d,dst}/F_{d,stb}$	1,06	–
Z uwagi na obrót	Moment wywracający $M_{d,dst}$	6,13	kNm
	Moment utrzymujący $M_{d,stb}$	1,02	kNm
	Warunek stateczności $F_{d,dst}/F_{d,stb}$	6,02	–

Warunki stateczności ściany są przekroczone – z uwagi na przesunięcie o 6%, z uwagi na możliwość obrotu o 502%.

### **Wariant 3**

Ściana zewnętrzna wykonana z pustaków ceramicznych POROTHERM 30 kl. 15. W obliczeniach uwzględniono usztywnienie wieńcami o rozstawie 6,62 m, które zostały wykonane do momentu katastrofy. Pozostałe parametry obliczeniowe przyjęto jak w obliczeniach dla wariantu 2. Obliczenia ograniczono tylko do sprawdzenia nośności na zginanie. Wyniki obliczeń zamieszczono w tabeli 3.11.

Tabela 3.11. Sprawdzenie nośności ściany na zginanie – wariant 3

Strefa	Wyznaczone wielkości	Wartość	Jednostka
A	Moment zginający w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych $M_{Ed1}$	0,03	kNm
	Nośność na zginanie w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych $M_{Rd1}$	1,08	kNm
	Warunek nośności $M_{Ed1}/M_{Rd1}$	0,05	–
	Moment zginający w płaszczyźnie prostopadłej do spoin wspornych $M_{Ed2}$	0,11	kNm
	Nośność na zginanie w płaszczyźnie prostopadłej do spoin wspornych $M_{Rd2}$	4,31	kNm
	Warunek nośności $M_{Ed2}/M_{Rd2}$	0,03	–
B	Moment zginający w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych $M_{Ed1}$	0,73	kNm
	Nośność na zginanie w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych $M_{Rd1}$	1,08	kNm
	Warunek nośności $M_{Ed1}/M_{Rd1}$	0,68	–
	Moment zginający w płaszczyźnie prostopadłej do spoin wspornych $M_{Ed2}$	2,93	kNm
	Nośność na zginanie w płaszczyźnie prostopadłej do spoin wspornych $M_{Rd2}$	4,31	kNm
	Warunek nośności $M_{Ed2}/M_{Rd2}$	0,71	–
C	Moment zginający w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych $M_{Ed1}$	0,61	kNm
	Nośność na zginanie w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych $M_{Rd1}$	1,08	kNm
	Warunek nośności $M_{Ed1}/M_{Rd1}$	0,56	–
	Moment zginający w płaszczyźnie prostopadłej do spoin wspornych $M_{Ed2}$	2,43	kNm
	Nośność na zginanie w płaszczyźnie prostopadłej do spoin wspornych $M_{Rd2}$	4,31	kNm
	Warunek nośności $M_{Ed2}/M_{Rd2}$	0,59	–

Nośność ściany zewnętrznej usztywnionej rdzeniami żelbetowymi w rozstawie 6,62 m jest wystarczająca.

### 3.6. Wnioski

Z przeprowadzonej analizy wynika, że rozpatrywana ściana, zarówno wykonana z pustaka MAX 288x188x188 (która uległa katastrofie budowlanej), jak i pustaka POROTHERM 30 (która była w projekcie technicznym) nie spełnia wymagań nośności na zginanie określonych w normie [1] dla przyjętej wartości obciążenia parciem wiatru. Spoiny w trakcie wznoszenia nie uzyskały jeszcze pełnej nośności. Przy wartości bazowej prędkości wiatru zmierzonej przez IMGW w dniu katastrofy nastąpiło przekroczenie nośności spoin wspornych zarówno w kierunku prostopadłym, jak i równoległym, co doprowadziło do destrukcji konstrukcji.

Z uwagi na brak obciążenia stropem w początkowej fazie realizacji oraz obciążeniem użytkowym kondygnacji wyższej siła osiowa wynikająca jedynie z ciężaru własnego była zbyt mała, aby zapewnić stabilizację rozpatrywanego fragmentu ściany. Projektowane rdzenie żelbetowe w rozstawie 7,56 m (rzeczywisty rozstaw 7,60 oraz 5,00 m), które nie zostały wykonane w trakcie wznoszenia muru, nie zapewniłyby stabilności konstrukcji. Wykonany szalunek trzpieni uciąglił ścianę, powodując przekazanie sił od parcia wiatru na całą jej płaszczyznę i włączenie do współpracy pełnej tarczy muru. Fakt wykonania rdzeni żelbetowych w innym rozstawie niż założony w projekcie nie miał istotnego wpływu na rozpatrywane zdarzenie, gdyż sam szalunek nie wpływał w istotny sposób na pracę konstrukcji w fazie realizacji.

Ściana między rdzeniami obciążona ciśnieniem prędkości wiatru uległaby uszkodzeniu wskutek przekroczenia nośności zarówno w kierunku prostopadłym, jak i równoległym do płaszczyzny spoin wsporczych.

Sprawdzenie stateczności na obrót i przesunięcie wykazało, że zarówno mur wykonany z pustaka MAX, jak i z pustaka POROTHERM dla przyjętej do obliczeń wartości parcia wiatru nie spełnia wymagań stateczności na przesunięcie oraz na możliwość obrotu. Formalnie ściana wewnętrzna nie podlega obciążeniu wiatrem w trakcie eksploatacji obiektu, dlatego spełnienie wymagań zawartych w punkcie 9 normy [7] nie było konieczne.

Kontrolne sprawdzenie nośności ściany zewnętrznej wykonanej z pustaka POROTHERM wykazało, że ściany usztywnione rdzeniami w rozstawie 6,62 m spełniają warunki wytrzymałościowe – nośności spoin wsporczych zarówno w kierunku prostopadłym, jak i równoległym są wystarczające.

## Literatura

1. PN-EN 1996-1-1:2013, Eurokod 6. Projektowanie konstrukcji murowych. Część 1-1: Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych.
2. PN-EN 1996-2:2010, Eurokod 6. Projektowanie konstrukcji murowych. Część 2: Wymagania projektowe, dobór materiałów i wykonanie murów.
3. Jasiński R., Konstruowanie murów wg PN-EN 1996-1-1, Materiały Budowlane 2013, nr 4, s. 4-5.
4. Drobiec Ł., Najczęstsze błędy popełniane na etapie wykonawstwa konstrukcji murowych, Inżynier Budownictwa 2015, nr 3, s. 98-105.
5. Krentowski J., Chyży T., Dunaj P., Sudden collapse of a 19th-century masonry structure during its renovation process 2017, Engineering Failure Analysis, Vol. 82, s. 540-553, DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2017.04.010>.
6. PN-EN 1015-11:2001, Metody badań zapraw do murów. Część 11: Określenie wytrzymałości na zginanie i ściskanie stwardniałej zaprawy.
7. PN-EN 1991-1-4: 2010, Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-4: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania wiatru.



## **ANALIZA PRZYCZYN AWARII BUDOWLANEJ BUDYNKU MIESZKALNEGO ORAZ GARAŻOWEGO**

---

**Streszczenie:** W rozdziale przeprowadzono analizę, której celem było określenie przyczyn awarii budowlanej, jaka wystąpiła podczas realizacji dwóch budynków: mieszkalnego i garażowego, zlokalizowanych na tej samej działce, na terenie Jury Krakowsko-Częstochowskiej. Oszacowano uszkodzenia, jakie wystąpiły w wyniku awarii. Przeprowadzono badania, których celem było określenie rzeczywistego stanu technicznego fundamentów analizowanych obiektów. Przeprowadzono również analizę geotechniczną podłoża (wykonano odwierty kontrolne w celu określenia warunków gruntowych) oraz wykonano nieinwazyjne geofizyczne badania gruntu: metodą sejsmiczną Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW) oraz metodą tomografii elektrooporowej Electrical Resistivity Tomography (ERT), dzięki czemu opracowano rzeczywistą mapę podłoża gruntowego, uwzględniającą anomalie gruntowe występujące w rejonie posadowienia analizowanych obiektów. Wskazano przyczyny wystąpienia awarii.

**Słowa kluczowe:** awaria konstrukcji, nośność podłoża gruntowego, badania geotechniczne

### **4.1. Wprowadzenie**

Jednym z kluczowych zagadnień związanych z projektowaniem obiektów budowlanych jest określenie warunków gruntowych w miejscu posadowienia budowli. Zgodnie z [1], projekt architektoniczno-budowlany powinien zawierać m.in. opinię geotechniczną wraz z informacją o sposobie posadowienia obiektu budowlanego, która zawiera niezbędne dane dotyczące geotechnicznych warunków posadowienia. Według [2], warunki te mogą być przedstawione jako opinia geotechniczna, dokumentacja podłoża gruntowego lub projekt geotechniczny. Forma ich przedstawienia zależy od określonej kategorii geotechnicznej. Rozróżnia się trzy kategorie geotechniczne w zależności od stopnia skomplikowania warunków gruntowych, przy czym im trudniejsze warunki gruntowe, tym wyższa kategoria geotechniczna. Kategoria geotechniczna dla danego obiektu określana jest przez projektanta na podstawie dostępnych danych dotyczących podłoża na terenie realizacji inwestycji oraz wyników przeprowadzonych badań geotechnicznych gruntu. Dla obiektów kwalifikujących się do kategorii pierwszej rodzaj gruntu określa się na podstawie analizy makroskopowej, a badania obejmują sondowania oraz wiercenia. Przy wyższych kategoriach geotechnicznych zakres badań jest dużo szerszy i może obejmować w zależności od potrzeb m.in. sondowanie statyczne i dynamiczne, badania presjometryczne i dylatometryczne, badania

próbnym obciążeniu gruntu. Opinia geotechniczna jest opracowywana dla wszystkich obiektów, przy czym dla obiektów zaliczonych do kategorii drugiej i trzeciej dodatkowo należy załączyć dokumentację badań podłoża gruntowego oraz projekt geotechniczny [2].

Jeżeli warunki geotechniczne są niezadowalające, można stosować zabiegi zwiększające nośność gruntu [3, 4] lub stosować fundamenty pośrednie, np. w postaci pali [5], przy czym istotną kwestią jest optymalizacja przyjętych rozwiązań projektowych, aby uzyskać wymaganą nośność, nie zwiększając niepotrzebnie kosztów realizacji inwestycji [6]. Jednak podstawą do prawidłowego opracowania dokumentacji projektowej jest poprawne rozpoznanie warunków gruntowo-wodnych. Błędy popełnione na tym etapie mogą skutkować awarią lub katastrofą budowlaną na etapie wykonawstwa lub eksploatacji obiektu.

W rozdziale tym przeanalizowano przyczyny awarii konstrukcji dwóch budynków: mieszkalnego i garażowego, zlokalizowanych na tej samej działce, na terenie Jury Krakowsko-Częstochowskiej. Wskazano błędy popełnione na etapie tworzenia dokumentacji technicznej oraz błędy wykonawcze, które w konsekwencji doprowadziły do konieczności rozbiórki ww. obiektów.

## **4.2. Charakterystyka analizowanych budynków**

### **4.2.1. Budynek mieszkalny**

Realizowany budynek mieszkalny to obiekt wolno stojący, dwukondygnacyjny, niepodpiwniczony, z poddaszem użytkowym, przekryty dachem dwuspadowym z okapami, o funkcji mieszkalnej. Budynek w rzucie ma kształt prostokąta o wymiarach 13,60x11,65 m, z wysuniętą do tyłu częścią środkową, wysokość wynosi 9,50 m.

Posadowienie zaprojektowano w postaci żelbetowych ław fundamentowych o wymiarach 60x40 cm oraz o wymiarach 40x40 cm, zlokalizowanych na poziomie -1,82 m poniżej poziomu posadzki. Pod fundamentami przewidziano warstwę chudego betonu gr. 10 cm. Ściany fundamentowe wykonano jako monolityczne, żelbetowe, zwieńczone płytą żelbetową.

Ściany zewnętrzne parteru zaprojektowano w konstrukcji drewnianej wieńcowej. Od zewnątrz: półbale drewniane gr. 24 cm, listwy dystansowe, montowane poziomo gr. 1 cm, folia paroizolacyjna, ruszt drewniany wypełniony wełną drzewną gr. 10 cm, folia paroizolacyjna, deski gr. 32 mm. Ściany zewnętrzne poddasza w konstrukcji drewnianej szkieletowej. Od zewnątrz: deski gr. 32 mm, folia paroizolacyjna, konstrukcja drewniana szkieletowa gr. 16 cm, wypełniona wełną drzewną. Ściany działowe – drewniane: deski gr. 32 mm, konstrukcja ściany – ruszt drewniany gr. 12 cm, wypełniony wełną drzewną.

Strop nad parterem – drewniany, belkowy. Belki drewniane o wymiarach: 16x22 cm w rozstawie co 95 cm, oparte na podciągach drewnianych.

Dach dwuspadowy w konstrukcji drewnianej. Więźba krokwiowo-płatwiowa z jętkami, stanowiącymi strop poddasza z drewna klasy C-24. Krokwie drewniane o wym. 8x18 cm w rozstawie 0,9 m, jętki podwójne – kleszcze o wym. 2x8x18 cm, płatwie górne o wym. 20x22 cm, murlaty drewniane o wym. 16x16 cm, słupki drewniane o wym. 16x16 cm. Pokrycie dachu – blachodachówka.

Do momentu wystąpienia awarii konstrukcji stan zaawansowania robót obejmował wykonanie: fundamentów, ścian fundamentowych wraz z żelbetowymi trzpieniami usztywniającymi oraz płyty z wieńcem na ścianach fundamentowych. Nie rozpoczęto żadnych prac związanych z wykonaniem obiektu na poziomie parteru.

#### **4.2.2. Budynek garażowy**

Bryłę budynku stanowi prostopadłościan o wymiarach w rzucie 10,20x7,20 m oraz wysokości 7,11 m, przekryty dachem dwuspadowym, symetrycznym z okapami, o nachyleniu głównych połaci dachowych 45°, z lukarnami w kształcie wolego oka. Pokrycie dachu – blachodachówka.

Fundamenty zaprojektowano w postaci łań żelbetowych o wymiarach 60x40 cm, posadowionych na poziomie –1,40 m poniżej poziomu posadzki. Pod fundamentami przewidziano warstwę chudego betonu gr. 10 cm. Ściany fundamentowe żelbetowe monolityczne, zwieńczone płytą żelbetową.

Ściany zewnętrzne parteru murowane z pustaków gr. 25 cm, ocieplone od zewnątrz styropianem grafitowym gr. 15 cm. Na ścianach zewnętrznych wieńiec żelbetowy 25x30 cm.

Strop nad garażem w postaci płyty żelbetowej gr. 14 cm.

Dach dwuspadowy w konstrukcji drewnianej. Więźba krokwiowo-jętkowa z drewna klasy C-24. Krokwie drewniane o wym. 8x18 cm w rozstawie 0,9 m, jętki o wym. 6x18 cm, murlaty drewniane o wym. 2x16x16 cm. Pokrycie dachu – blachodachówka.

Do momentu wystąpienia awarii konstrukcji stan zaawansowania robót obejmował wykonanie: fundamentów, ścian fundamentowych wraz z żelbetowymi trzpieniami usztywniającymi oraz płytę z wieńcem na ścianach fundamentowych. Nie rozpoczęto żadnych prac związanych z wykonaniem obiektu w poziomie parteru.

### **4.3. Charakterystyka powstałych uszkodzeń**

#### **4.3.1. Awaria budowlana budynku mieszkalnego**

Po okresie wstrzymania robót budowlanych, wynikającym z obniżenia temperatury w okresie zimowym, stwierdzono uszkodzenia spowodowane nierównomiernym osiadaniem fundamentu budynku posadowionego bezpośrednio na podłożu gruntowym. Na ścianach fundamentowych zaobserwowano liczne pęknięcia i zarysowania (fot. 4.1). Dodatkowo stwierdzono uszkodzenie płyty stanowiącej zwieńczenie ścian fundamentowych – liczne spękania i rozwarstwienia (fot. 4.2).



***Fot. 4.1. Zarysowanie ścian fundamentowych budynku mieszkalnego***



***Fot. 4.2. Zniszczona płyta fundamentowa budynku mieszkalnego***

W celu zbadania struktury betonu na całej grubości płyty dokonano lokalnych odwiertów, w wyniku których pobrano próbki walcowe. Po analizie ich stanu stwierdzono niejednorodność kompozytu betonowego i zniszczenia jego struktury na skutek oddziaływania niskich temperatur (fot. 4.3).



*Fot. 4.3. Widok próbki pobranej z płyty fundamentowej budynku mieszkalnego*

#### **4.3.2. Awaria budowlana budynku garażowego**

Uszkodzenia, które wystąpiły w budynku garażowym, miały podobny charakter jak te w budynku mieszkalnym: liczne zarysowania ścian fundamentowych (fot. 4.4 i 4.5) oraz destrukcja płyty żelbetowej stanowiącej zwieńczenie tych ścian (fot. 4.6).



*Fot. 4.4. Zarysowanie ścian fundamentowych budynku garażowego (widok 1)*



*Fot. 4.5. Zarysowanie ścian fundamentowych budynku garażowego (widok 2)*



*Fot. 4.6. Zniszczona płyta fundamentowa budynku garażowego*

#### **4.4. Analiza dokumentacji technicznej oraz formalnoprawnej**

Opinia geotechniczna wykonana na potrzeby opracowania projektu architektoniczno-budowlanego oraz dla branży konstrukcyjnej zawierała informacje o występowaniu czterech warstw geotechnicznych:

Warstwa Ia – obejmująca ciągły poziom wilgotnych i nawodnionych piasków drobnych. Piaski nawiercono bezpośrednio pod glebami. Miąższość piasków wynosi od 0,3 do 1,9 m. Parametry geotechniczne warstwy Ia scharakteryzowano na podstawie stopnia zagęszczenia  $ID = 0,45$  przyjętego metodą C normy [7] (średnio zagęszczone). Parametr ten posłużył do określenia innych wielkości geotechnicznych zestawionych w tabeli 4.1.

Tabela 4.1. Zestawienie parametrów geotechnicznych

Nr warstwy	Symbol gruntu	Symbol konsolidacji gruntu	Stopień zagęszczenia / Stopień plastyczności	Wyznaczone wielkości	Wartość	Jednostka
Ia	Pd	–	0,45	Gęstość objętościowa $\rho$	1,75	t/m <sup>3</sup>
				Kąt tarcia wewnętrznego $u$	30,2 27,1**	°
				Spójność $C_u$	–	kPa
				Moduł odkształcenia pierwotnego $E_o$	42,1	MPa
				Moduł ścisłości pierwotnej $M_o$	56,4	MPa
				Wilgotność naturalna $W_n$	16	%
IIa	KWg	B	0,15	Gęstość objętościowa $\rho$	2,00	t/m <sup>3</sup>
				Kąt tarcia wewnętrznego $u$	19,2 17,3**	°
				Spójność $C_u$	33,5 30,1**	kPa
				Moduł odkształcenia pierwotnego $E_o$	31,90	MPa
				Moduł ścisłości pierwotnej $M_o$	41,69	MPa
				Wilgotność naturalna $W_n$	22-27	%
IIb	KW	–	SM	Orientacyjna wartość obciążeń dopuszczalnych wg [8] $k_s > 450$ kPa		
IIc	w	–	ST	$R_c < 5$ MPa		

\*\* – wartość pomniejszona o współczynnik korekcyjny  $m = 0,9$   
 $R_c$  – wytrzymałość na ściskanie

Warstwa IIa – obejmująca wilgotne zwietrzliny gliniaste litologicznie wykształcone jako gliny pylaste z pojedynczymi okruchami wapienia. Utwory tej warstwy nawiercono bezpośrednio pod piaskami drobnymi w otworach 1/P, 3/P i 4/P, co pokazano na rysunku 4.2. Miąższość glin zwietrzelinowych wynosi od 0,4 do 0,9 m.



Przyjęty (uśredniony na podstawie badań polowych penetrometrem tłoczkowym „PP”) stopień plastyczności wynosił  $I_L = 0,15$  (twardoplastyczne). Parametr ten wraz z przyjętym stopniem konsolidacji „B”, wg normy [7], posłużył do określenia innych wielkości geotechnicznych zestawionych w tabeli 4.1.

Warstwa IIb – zaliczono do niej mało wilgotne silnie spękane zwietrzliny kamieniste wykształcone jako kamienie wapienia o różnej granulacji. Osady zaliczone do tej warstwy w podłożu zalegają w sposób ciągły, a ich strop nawiercono bezpośrednio pod piaskami drobnymi w otworze nr 2 oraz pod zwietrzelinowymi glinami warstwy IIa – otwory 1/P, 3/P i 4/P (rys. 4.2). Miąższość utworów tej warstwy wynosi odpowiednio 0,3 m w otworze nr 1; 0,9 m w otworze nr 2; 0,5 m w otworze nr 3 oraz 0,4 m w otworze nr 4. Warstwa ta stanowi dobre podłoże budowlane przy warunku zachowania jej wilgotności.

Warstwa IIc – obejmująca skałę twardą spękaną, tj. wapień, której strop nawiercono bezpośrednio poniżej zwietrzelin warstwy IIb na głębokości od 1,4 do 3,0 m p.p.t. i do głębokości rozpoznania nie zostały przewiercone. Utwory tej warstwy stanowią skałę twardą, dla której wytrzymałość na ściskanie wynosi  $R_c < 5$  MPa. Jest to najlepsza warstwa geotechniczna przedmiotowego terenu. Utwory tej warstwy zaliczono do 6-7 kategorii urabialności – skały trudnourabialne.

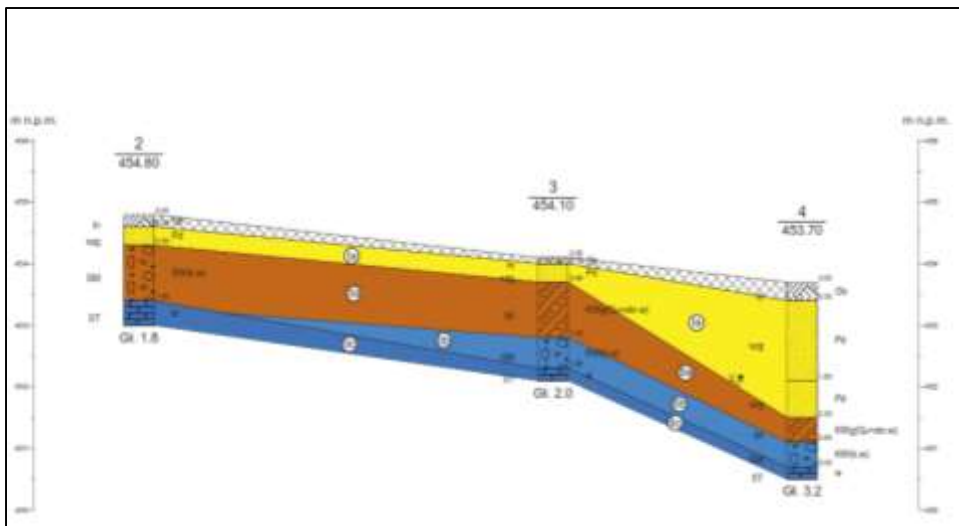
Według opinii, podłoże budowlane do głębokości rozpoznania 3,2 m p.p.t. ma charakter warstwowy o gruntach jednorodnych, mało ściśliwych i nośnych cechujących się dobrymi parametrami geotechnicznymi.

Na podstawie przeprowadzonych badań do głębokości rozpoznania wynoszącej 3,2 m stwierdzono nieciągły poziom wód gruntowych. Wodę o zwierciadło swobodnym nawiercono na głębokości 1,9 m p.p.t. w otworze nr 1 oraz na głębokości 1,6 m p.p.t. w otworze 4/P. Jest to tzw. woda infiltracyjna, dlatego nie należy wykluczyć możliwości okresowych wahań poziomu jej zwierciadła. Woda ta w najniższych miejscach zalega na słabo przepuszczalnych utworach gliniastych (zwietrzliny wykształcone w postaci glin pylastych z okruciami wapienia).

W opinii zawarta została klauzula, że wykonane rozpoznanie warunków gruntowo-wodnych ma charakter punktowy, w związku z czym nie wykluczono możliwości występowania w podłożu innych osadów niż stwierdzonych na podstawie wykonanych otworów wiertniczych.

Przekrój geotechniczny terenu wykonany w oparciu o przeprowadzone badania pokazano na rysunku 4.1.

Na podstawie analizy zapisów zawartych w dzienniku budowy dostrzeżono brak potwierdzenia przez kierownika budowy zgodności warunków gruntowych założonych w dokumentacji projektowej w odniesieniu do rzeczywiście stwierdzonych. Jednocześnie po przeprowadzeniu pomiarów z natury przy użyciu niwelatora oraz wykonaniu odkrywek ujawniono fakt przegłębienia wykopów w stosunku do założonych rzędnych posadowienia bezpośredniego. W trakcie realizacji przegłębienie uzupełniono materiałem pozyskanym podczas prowadzenia robót ziemnych jako urobek ze zwietrzliny.



Rys. 4.1. Przekrój geotechniczny terenu określony w dokumentacji technicznej

#### 4.5. Analiza przyczyn awarii konstrukcji budynku mieszkalnego i garażowego

W celu ustalenia przyczyn awarii konstrukcji analizowanych budynków przeprowadzono powtórne badania podłoża gruntowego. Zidentyfikowane wady w wykonanych elementach konstrukcyjnych w postaci przełamań ustrojów nośnych sugerowały błędne określenie warunków gruntowych. Dodatkowo stwierdzono zły stan techniczny konstrukcyjnych elementów żelbetowych poddanych działaniom niskich temperatur, wynikający ze zbyt późnego wykonywania prac w powiązaniu z zewnętrznymi czynnikami atmosferycznymi i lokalizacją (kanał przewietrzania) oraz prawdopodobną zmianą projektowanego składu betonu (kompozyt mieszanki betonowej na etapie dostawy na plac budowy). Beton towarowy po załadunku na węzeł został rozrzedzony, zmieniając w chwili betonowania konsystencję z S3 na S5, co spowodowało obniżenie jego klasy wytrzymałościowej. Na próbkach walcowych pobranych z konstrukcji budynku widoczna jest resegregacja składu ilościowego, co w konsekwencji prowadzi do niedotrzymania projektowanych parametrów pożądanego uziarnienia mieszanki betonowej.

W ramach badań dodatkowych dla budynku garażowego wykonano w poziomie posadowienia 3 otwory geotechniczne nr 1/K, nr 2/K oraz nr 3/K (rys. 4.2) o głębokościach od 1,0 do 3,0 m. Przypowierzchniowo stwierdzono grunty nasypowe złożone z materiału gliniasto-kamienistego, domieszki humusu. Stan: plastyczny. Miąższość: 0,3-0,7 m. Poniżej występowały mokre piaski drobne i piaski drobne zaglinione warstwowane gliną. Na podstawie obserwacji oporów przy wierceniu stan tych gruntów określono jako luźny (otwór nr 1/K) i średnio zagęszczony (otwór nr 2/K). Miąższość piasków była zróżnicowana: od 0,8 (otwór nr 2/K) do 1,5 m (otwór nr 1/K), w podłożu części wykopu wystąpiła całkowita redukcja warstwy

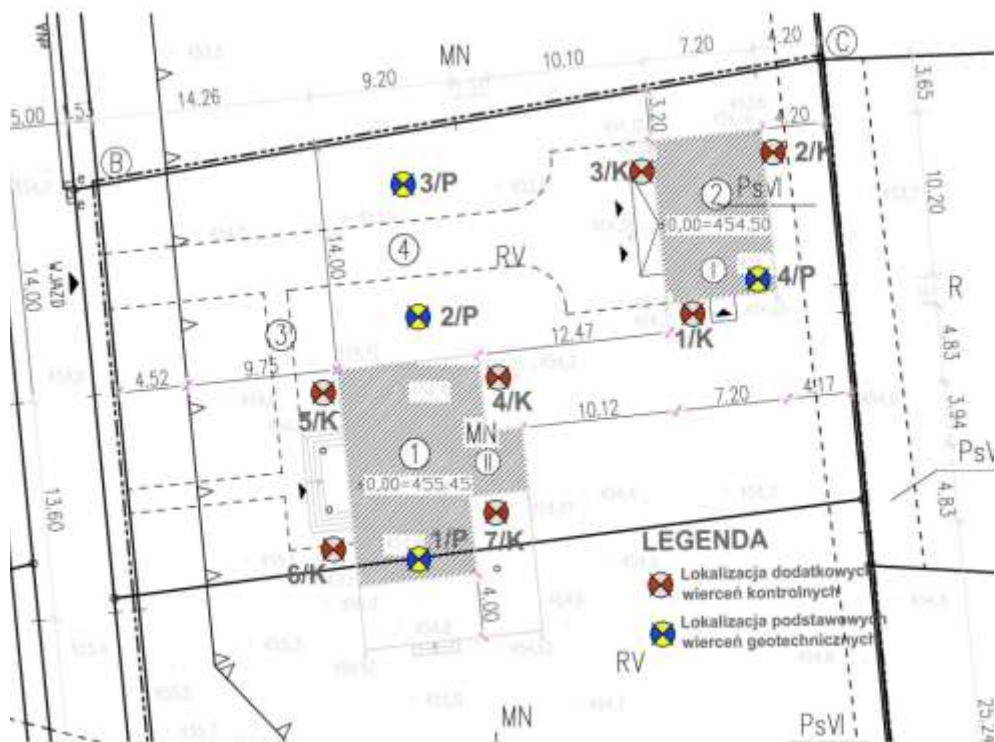
(otwór nr 3/K). Poniżej zalegały gliny na granicy gliny piaszczystej w stanie twaroplastycznym (przybliżony stopień plastyczności określony na podstawie badań makroskopowych  $I_L = 0,20-0,25$ ). Poniżej głębokości 0,5-2,9 m występowała zwietrzelina kamienista (spoiwo gliniaste) o niewielkiej miąższości. Strop skały węglanowej zalegał na bardzo zróżnicowanej głębokości, od 1,0 do 3,0 m poniżej poziomu posadowienia. Sączenie wody gruntowej stwierdzono na głębokości 1,1 m (otwór nr 2/K) oraz 2,9 m (otwór nr 1/K).

W ramach badań dodatkowych dla budynku mieszkalnego wykonano w poziomie posadowienia 4 otwory geotechniczne: nr 4/K, nr 5/K, nr 6/K oraz nr 7/K (rys. 4.8) o głębokościach od 0,5 do 3,2 m. Przypowierzchniowo stwierdzono piaski nasypane o niewielkiej miąższości (0,1 m), lokalnie rodzime gliny pylaste z okruskami skały w stanie plastycznym (0,4 m). W części wykopu (rejon otworu nr 5) przypowierzchniowo występowały piaski gliniaste z przewarstwieniami gliny i piasku drobnego w stanie twaroplastycznym ( $I_L = 0,15$ ) o miąższości 1,7 m. W otworze nr 6/K stwierdzono gliny na granicy gliny zwięzłej z licznymi okruskami skały węglanowej ( $I_L = 0,10-0,20$ ). Spągu warstwy w tym otworze nie osiągnięto (miąższość glin przekracza 3 m). Zaobserwowano zagęszczone zwietrzliny kamieniste na bardzo zróżnicowanej głębokości, od 0,1 m (otwór nr 7/K) do 1,7 m (otwór nr 5/K). W rejonie otworu nr 6/K wystąpiło znaczne przegłębienie warstwy, jej stropu nie osiągnięto wierceniem. Wody gruntowej nie stwierdzono do głębokości wykonanego rozpoznania.

Na podstawie dodatkowych odwiertów można stwierdzić, że podłoże w lokalizacji budynku mieszkalnego oraz garażowego posiada charakter warstwowy. Grunty charakteryzuje zróżnicowana ściśliwość oraz nośność (plastyczne gliny, luźne piaski, praktycznie nieściśliwe zwietrzliny kamieniste i skały węglanowe twarde). Strop starszego podłoża (utwory jury) zalega w podłożu bardzo nieregularnie. Skały węglanowe (wapienie) są potencjalnie podatne na rozwój procesów krasowych. Stwierdzone lokalne przegłębienia ich stropu mogą świadczyć o występowaniu form krasu powierzchniowego (lejów krasowych wypełnionych luźnym piaskiem drobnym i gliną).

Dokonując analizy porównawczej materiałów w postaci raportów geologicznych, stwierdzić należy, że wiercenia kontrolne przeprowadzone lekkimi zestawami wiertniczymi odbiegają od siebie w zakresie określenia warunków gruntowych w odniesieniu do stopnia ich skomplikowania. W pierwotnej opinii geotechnicznej warunki gruntowe określono jako proste – występujące w przypadku warstw gruntów jednorodnych genetycznie i litologicznie, zalegających poziomo, nieobejmujących mineralnych gruntów słabonośnych, gruntów organicznych i nasyków niekontrolowanych, przy zwiędnięciu wody poniżej projektowanego poziomu posadowienia oraz braku występowania niekorzystnych zjawisk geologicznych [2].

Opinia geologiczna sporządzona po zaistnieniu awarii określiła warunki gruntowe jako skomplikowane – występujące w przypadku warstw gruntów objętych działaniem niekorzystnych zjawisk geologicznych, zwłaszcza zjawisk i form krasowych, osuwiskowych, sufozyjnych, kurzawkowych, glacitektonicznych, gruntów ekspansywnych i zapadowych, na obszarach szkód górniczych [2].



**Rys. 4.2. Mapa z lokalizacją wiercen geotechnicznych podstawowych i dodatkowych**

Należy stwierdzić, że ilość odwiertów kontrolnych stanowiących podstawę opracowania opinii geotechnicznej pierwotnej była zbyt mała, gdyż dokumentowana parcela zlokalizowana jest na zboczu wyniesienia, a w sąsiedztwie zlokalizowane są powierzchniowe zjawiska krasowe, w tym np. ostańce i odsłonięte częściowo skały. Dodatkowe badania geotechniczne wskazały możliwość występowania zjawisk krasowych, co w konsekwencji narzuciło konieczność przeprowadzenia szczegółowych badań podłoża gruntowego.

W ramach opracowania dokumentacji z rozpoznania podłoża gruntowego wykonano badania geofizyczne metodą sejsmiczną Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW) oraz metodą tomografii elektrooporowej Electrical Resistivity Tomography (ERT) w celu zlokalizowania pustek oraz form krasowych w ośrodku gruntowo-skalnym w miejscu posadowienia analizowanych budynków.

Badania geofizyczne metodą sejsmiczną oparte są na pomiarze i analizie sztucznie wygenerowanych fal sprężystych (parasejsmicznych) w ośrodku skalnym. Główną zaletą tej metody jest uwzględnienie skomplikowanej natury fal sejsmicznych, zawierających zakłócenia, takie jak fale powierzchniowe, fale rozproszone, fale pochodzenia komunikacyjnego itp.

Badania podłoża gruntowego, które wykorzystują metody geoelektryczne, bazują na zmienności parametrów elektrycznych badanego ośrodka. Tomografia elektrooporowa (obrazowanie elektrooporowe, ERT) stanowi połączenie klasycznej metody sondowania elektrooporowego wraz z profilowaniem elektrooporowym. Umożliwia ona wykonywanie pomiarów na profilach o różnej długości oraz ich interpretację w 2D.

Pomiary techniką MASW zostały wykonane z wykorzystaniem aparatury sejsmicznej dedykowanej do takich pomiarów, składającej się z:

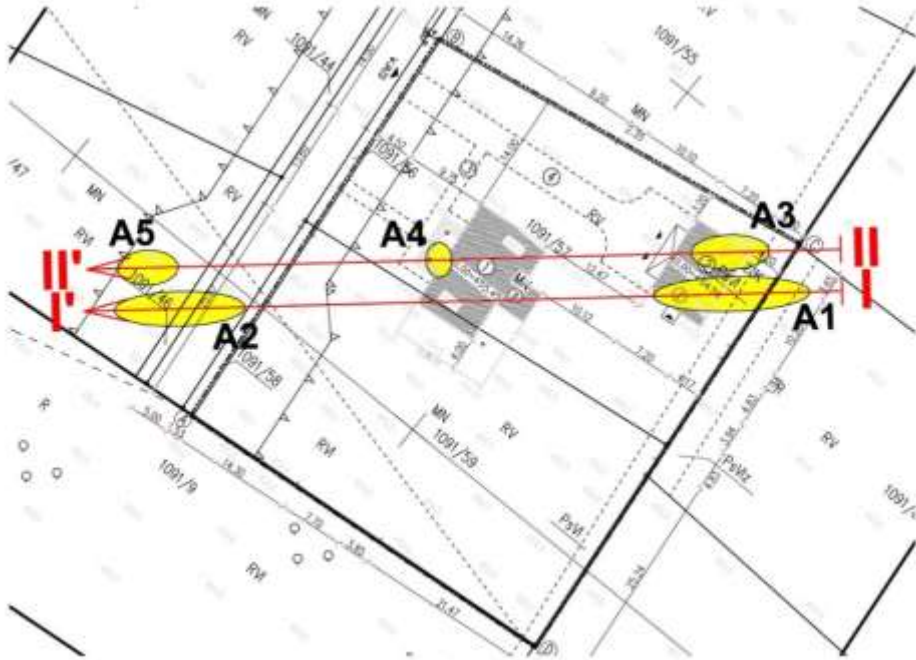
- 24-kanalowego rejestratora sejsmicznego, o częstotliwości próbkowania (sampling) 0,125 ms, dynamika systemowa 144 dB/mierzona 110 dB, zapis danych w formacie SEG-2 (model Geode-24CH, produkcji Geometrics, USA) z zasilaniem (akumulator 12 V),
- zestawu 24 geofonów pionowych (odbiorników drgań gruntu) o częstotliwości nominalnej  $f = 4,5$  Hz, z kablem geofonowym produkcji Geospace, USA,
- 6,5 kg młota sejsmicznego z płytą (strike plate) jako źródło fal poprzez pionowy uder,
- przenośnego komputera z oprogramowaniem pomiarowym SCS, Geometrics, USA,
- wyzwalacza (trigger) z kablem – do zsynchronizowania momentu wzbudzenia fali z rozpoczęciem pomiaru przez rejestrator.

Parametry akwizycji polowych danych elektrooporowych:

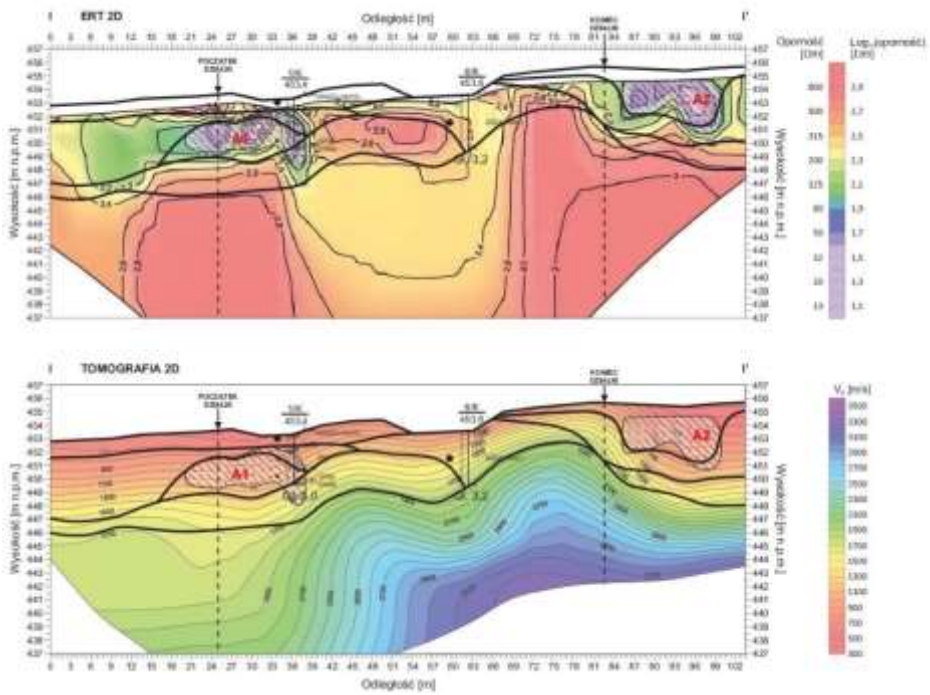
- układ pomiarowy: Wenner-Schlumberger (WS),
- długość jednostkowego rozstawu pomiarowego: 141,0 m,
- odległość między elektrodami: 3,0 m,
- długość impulsu: 0,3 s,
- tryb pomiaru: wielokanałowy (do 5 kanałów jednocześnie),
- filtrowanie: 50 Hz,
- moc wyjściowa: 850 W,
- minimalny potencjał (potential): 20 mV,
- składanie (stacking): 3/6.

Na podstawie wyników przeprowadzonych badań geofizycznych opracowano mapę podłoża gruntowego z anomaliami gruntowymi oznaczonymi symbolami od A1 do A5 zgodnie z przyjętą trasą przebiegu badań (rys. 4.3).

W miejscu lokalizacji budynku garażowego zlokalizowano dwie anomalie gruntowe (A1, A3) w postaci dwóch wielkogabarytowych okruchów skalnych – skały węglanowe (rys. 4.4 i 4.5). Wypełnienie między nimi stanowi grunt w postaci zwietrzelin skalnych wymieszany z glinami oraz piaskami zaglinionymi, które okresowo (pod wpływem wód gruntowych) ulegają rozluźnieniu w wyniku procesu sufozji, co prowadzi (mimo wtórnego skonsolidowania gruntu poprzez jego mechaniczne zagęszczenie) do utraty założonej nośności podłoża gruntowego, skutkującej jego nierównomiernym osiadaniem.

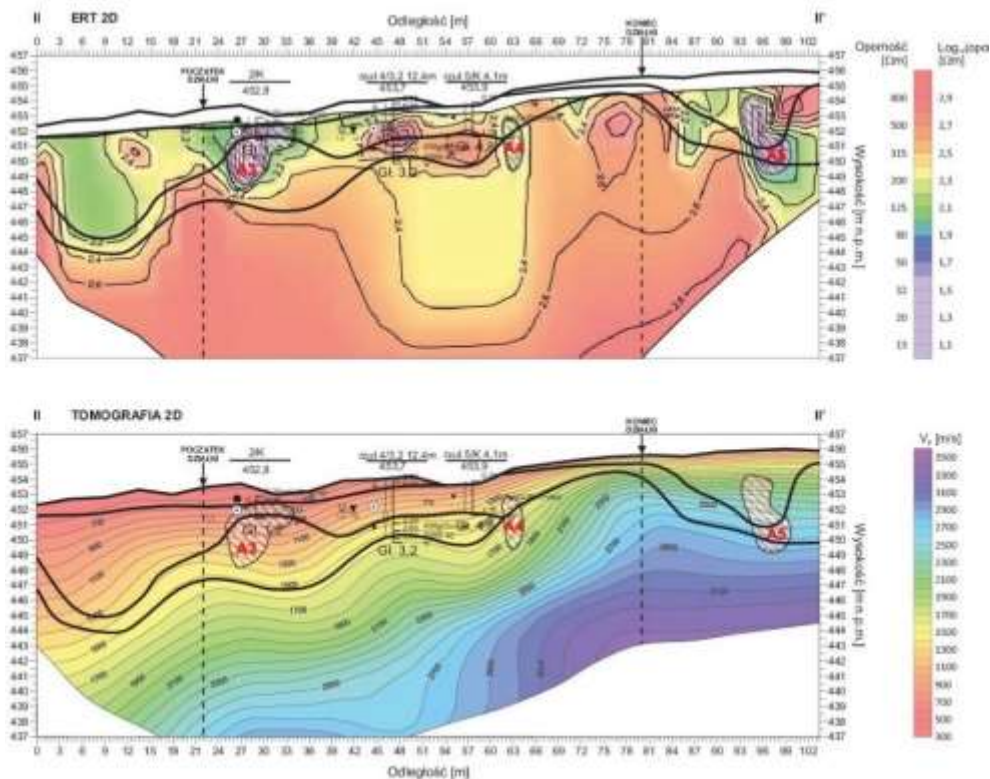


Rys. 4.3. Mapa z lokalizacją trasy przebiegu badań techniką MASW oraz ERT



Rys. 4.4. Przekrój głębokościowy I-I'





Rys. 4.5. Przekrój głębokościowy II-II'

W miejscu posadowienia budynku mieszkalnego występuje anomalia A4 (o mniejszej niż A1 i A3 wielkości) również w postaci wielkogabarytowego okrucha lub odłamu skalnego. W bezpośrednim jej sąsiedztwie zlokalizowane są niejednorodności gruntowe (rys. 4.5), które także mogły mieć wpływ na nierównomierne osiadanie fundamentów budynku mieszkalnego.

#### 4.6. Wnioski

Na podstawie przeprowadzonej analizy, w oparciu o zgromadzone materiały oraz wykonane badania, można stwierdzić, iż do awarii konstrukcji budynków doprowadziły błędy popełnione na etapie określenia warunków gruntowych oraz błędy wykonawcze.

Wykonano niedostateczną ilość odwiertów gruntowych – nie uwzględniono specyfiki terenu (liczne formy krasowe i skalne widoczne ponad poziomem terenu, sugerujące możliwość niejednorodności podłoża i zmiennych warunków geologicznych). Na tej podstawie sporządzono błędną opinię geotechniczną wchodzącą w skład projektu budowlano-architektonicznego – przyjęto pierwszą kategorię geotechniczną, podczas gdy wykonane po wystąpieniu awarii badania wskazywały na kategorię co najmniej drugą. Na podstawie tej opinii wykonano projekt konstrukcji



analizowanych budynków, w tym projekt ich fundamentów, które nie były dostosowane do rzeczywistych warunków gruntowych, co spowodowało ich osiadanie i pękanie.

Dodatkowo podczas dojrzwania betonu płyt wieńczących ściany fundamentowe panowały niesprzyjające warunki atmosferyczne (ujemne temperatury), które spowodowały zamarzanie wody znajdującej się w mikroporach betonu, co doprowadziło do pęknięć i destrukcji jego struktury.

Z uwagi na powstałe uszkodzenia, które z biegiem czasu mogłyby się jeszcze bardziej pogłębiać, niemożliwe jest zapewnienie wymaganego bezpieczeństwa konstrukcji analizowanych obiektów, w związku z czym konieczna jest ich rozbiórka. W przypadku kontynuacji realizacji inwestycji należy wykonać projekt geotechniczny i na jego podstawie opracować nowy sposób posadowienia przedmiotowych budynków. W przypadku podjęcia decyzji o bezpośrednim posadowieniu obiektów należy wzmocnić istniejące podłoże gruntowe (np. poprzez wymianę gruntu lub zastosowanie iniekcji cementowej), tak aby osiągnęło wymaganą nośność. Inną opcją jest zastosowanie posadowienia pośredniego, np. w postaci mikropali, lub zmiana lokalizacji budynków.

## Literatura

1. Ustawa z dn. 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane, tekst jednolity, Dz.U. z dn. 3 sierpnia 2020 r., poz. 1333.
2. Rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dn. 25.04.2012 r., Dz.U. z dn. 27 kwietnia 2012 r., poz. 463.
3. Raja M.N.A., Shukla S.K., Experimental study on repeatedly loaded foundation soil strengthened by wraparound geosynthetic reinforcement technique, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 2021, Vol. 13, s. 899-911, DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2021.02.001>.
4. Chang I., Prasadhi A.K., Im J., Cho G.-C., Soil strengthening using thermo-gelation biopolymers, *Construction and Building Materials* 2015, Vol. 77, s. 430-438, DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.12.116>.
5. Li X., Xiao Y., Xu Y.-M., Lu J., Ding B.-D., Zhou T., Structural behavior of double-CFT-pile foundations under cyclic loads, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 2020, Vol. 128, DOI: <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.105863>.
6. Letsios C., Lagaros N. D., Papadrakakis M., Optimum design methodologies for pile foundations in London, *Case Studies in Structural Engineering* 2014, Vol. 2, s. 24-32, DOI: <https://doi.org/10.1016/j.csse.2014.08.001>.
7. PN-B-03020:1981, Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
8. Wiłun Z., *Zarys geotechniki*, Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa 2003.

---

## PODSUMOWANIE

---

Przedstawione przykłady awarii i katastrof budowlanych wskazują potencjalne przyczyny, które mogą prowadzić do zagrożenia bezpieczeństwa konstrukcji. Przyczyny te mogą być następstwem błędów popełnionych przez uczestników procesu inwestycyjnego (projektanta, wykonawcę) lub być wynikiem działań siły wyższej lub niekorzystnych zdarzeń losowych.

Przyczyną katastrofy budowlanej opisanej w rozdziale pierwszym była wada materiałowa pełnościennego dźwigara deskowania stropu. Ten rodzaj wad jest najtrudniejszy do wykrycia, a wykonawca (poza oględzinami wizualnymi) nie ma praktycznie żadnej możliwości oceny stanu technicznego zastosowanych materiałów. W związku z tym zawsze podczas wykonywania prac budowlanych należy brać pod uwagę możliwość, iż taka nieprzewidziana sytuacja może wystąpić i tak zorganizować pracę, aby zapewnić maksymalne bezpieczeństwo pracownikom znajdującym się bezpośrednio w rejonie prowadzonych robót.

Utrata bezpieczeństwa konstrukcji może nastąpić również w fazie eksploatacji obiektu – taka sytuacja opisana została w rozdziale drugim. Częściowy pożar budynku spowodował uszkodzenie stropu, który musiał zostać poddany naprawie, aby przywrócić mu pierwotną nośność i odporność ogniową. Zabezpieczenie przeciwpożarowe obiektu ma na celu umożliwienie ewakuacji osób przebywających w budynku w momencie wybuchu pożaru, nie chroni jednak konstrukcji budynku przed skutkami działania ognia. W związku z tym po zaistnieniu takiego zdarzenia konieczna jest ocena stanu technicznego obiektu oraz podjęcie decyzji dotyczącej dalszych jego losów (naprawa lub rozbiórka). W omawianym przykładzie, na podstawie przeprowadzonej analizy, zdecydowano o możliwości dalszej eksploatacji stropu po wykonaniu działań naprawczych, które pozwoliły na przywrócenie mu wymaganych parametrów wytrzymałościowych i technicznych. Zaproponowany sposób naprawy może być stosowany w szerszym zakresie, w przypadku renowacji innych niż płyta stropowa elementów żelbetowych (np. belek stropowych), w których doszło do odsłonięcia zbrojenia na skutek destrukcji otuliny betonowej.

Przykładem działania siły wyższej jest katastrofa budowlana opisana w rozdziale trzecim – ponadnormatywna wartość obciążenia wiatrem spowodowała zawalenie się ściany podczas jej wznoszenia. Prowadząc roboty budowlane, należy pamiętać, iż w rzadkich przypadkach obciążenia oddziałujące na obiekt mogą mieć wartość większą niż wynikająca z odpowiednich norm przedmiotowych. Jeśli zachodzi podejrzenie zaistnienia takiej sytuacji, prowadzone prace należy natychmiast przerwać oraz podjąć działania, których celem będzie zapewnienie bezpieczeństwa pracownikom oraz wykonanej już konstrukcji. Wiąże się to, niestety, z poniesieniem

pewnych kosztów przez wykonawcę, ale w ostatecznym rozrachunku koszty te mogą się okazać dużo mniejsze niż te, które będzie trzeba ponieść w przypadku wystąpienia awarii lub katastrofy budowlanej (przerwa w prowadzeniu prac, działania naprawcze, ewentualne odszkodowania).

Przyczyną awarii budowlanej przedstawionej w ostatnim rozdziale były błędy popełnione na skutek niewłaściwego rozpoznania podłoża gruntowego oraz błędy wykonawcze. Niestety, zdarzają się przypadki realizacji budynków, w których przyjmowane na etapie projektu architektoniczno-budowlanego warunki gruntowe są korzystniejsze od rzeczywistych. Dzieje się tak m.in. z powodu zakładania takich samych warunków gruntowych, jakie występują na terenach sąsiadujących z działką, na której realizowana jest inwestycja i ograniczenia w związku z tym zakresu badań terenowych (np. ilości wykonanych odwiertów). Ponadto w przypadku zakwalifikowania terenu do pierwszej (najkorzystniejszej) kategorii geotechnicznej wymagany zakres badań terenowych i laboratoryjnych jest najmniejszy, a podstawę do opracowania projektu posadowienia budynku stanowi tylko opinia geotechniczna. W przypadku drugiej i trzeciej kategorii geotechnicznej zakres badań jest szerszy, a oprócz opinii geotechnicznej wymagane jest zamieszczenie dokumentacji z badań podłoża oraz wykonanie projektu geotechnicznego. Wiąże się to oczywiście z wyższymi kosztami przygotowania takiego opracowania. Jednak, jak pokazuje analizowany przypadek, tego typu „oszczędności” mogą w rezultacie doprowadzić do sytuacji, w której jedynym rozwiązaniem będzie rozbiórka wykonanych obiektów. Kolejnym błędem, jaki popełniono, a który najpewniej wynikał z pośpiechu wykonawcy (chęć wykonania robót przed nadejściem zimy), było betonowanie płyt wieńczących ściany fundamentowe w niesprzyjających warunkach atmosferycznych (ujemne temperatury). Spowodowało to ich destrukcję w stopniu uniemożliwiającym naprawę. Niewłaściwe działania podjęte na etapie opracowania dokumentacji geotechnicznej (wynikające być może z chęci obniżenia kosztów) oraz błędy wykonawcze, będące następstwem niepotrzebnego pośpiechu wykonawcy, doprowadziły do najgorszego możliwego rozwiązania dla inwestora – rozbiórki obiektów.

Analizowane przykłady przedstawiają konkretne przypadki, w których bezpieczeństwo realizowanych lub użytkowanych obiektów budowlanych zostało zagrożone. Wskazują, że sytuacja taka może wystąpić zarówno na skutek ludzkich błędów, jak i zdarzeń losowych, które trudno było przewidzieć. Stanowią (w opinii autorów) cenną wskazówkę dla projektantów, wykonawców i inwestorów w kontekście ewentualnych zagrożeń bezpieczeństwa konstrukcji obiektu, jakie mogą wystąpić w procesie jego realizacji i eksploatacji.