

## BŁĘDY PROJEKTOWE I WYKONAWCZE JAKO PRZYCZYNY STANU AWARYJNEGO BUDYNKU MIESZKALNEGO

IZABELA BRYT-NITARSKA, *i.bryt-nitarska@itb.pl*  
Instytut Techniki Budowlanej

**Streszczenie:** W referacie omówiono przypadek budynku mieszkalnego, w którym krótko po jego zasiedleniu wystąpiły znaczne uszkodzenia ścian nośnych i ugięcia stropu nad parterem. Zakres uszkodzeń był tak znaczny, że konieczne było natychmiastowe podjęcie działań zabezpieczających stateczność konstrukcji i częściowe wyłączenia budynku z użytkowania. Analizy przeprowadzone dla ustalenia przyczyn stanu awaryjnego wykazały nałożenie się na siebie błędów wykonawczych i projektowych.

**Słowa kluczowe:** awaria konstrukcji murowej, błędy projektowe, błędy wykonawcze.

### 1. Wprowadzenie – opis stanu awarii

Dla budynku jednorodzinnego, wzniesionego, jako dwukondygnacyjna okazała willa (rys. 1), na etapie wykonywania konstrukcji popełniono kilka znaczących błędów, skutkiem, czego było powstanie licznych uszkodzeń w obrębie ścian nośnych i stropów międzykondygnacyjnych. Dodatkowo, w trakcie projektowania obiektu błędnie sformułowano założenia przyjęte do obliczeń elementów konstrukcji w zakresie schematów pracy statycznej i obciążeń. Miało to wpływ na zwiększony zakres ujawnionych w konstrukcji budynku uszkodzeń.



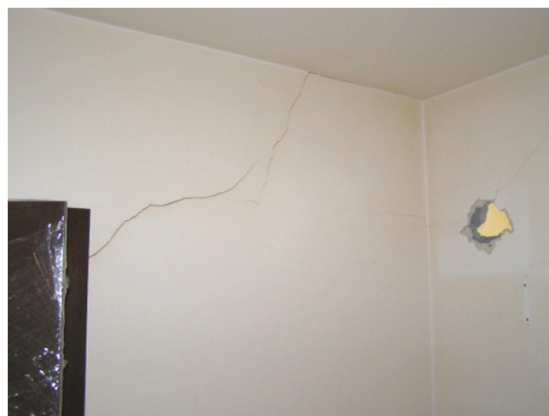
Rys. 1. Widok ogólny bryły budynku

Krótko po zasiedleniu budynku w ścianach zewnętrznych parteru pojawiły się ich pionowe zarysowania i spękania. Występowały w narożach budynku i w sąsiedztwie otworów okiennych, przebiegające praktycznie na całych wysokościach ścian pomiędzy otworami okien tarasowych i w murach podokiennych. Dodatkowo pojawiły się zarysowania tynku na dolnych powierzchniach stropów gęsto żebrowych. W polach stropowych widoczne było obrysowywanie się konturów pustaków. W ścianach piętra powstały poziome zarysowania ścian zewnętrznych

i wewnętrznych przebiegające w strefie przypodłogowej (rys. 2) i podstropowej oraz silne spękania ukośne ścian działowych w sąsiedztwie otworów drzwiowych (rys. 3).



Rys. 2. Poziome zarysowania ścian piętra



Rys. 3. Ukośne spękanie ściany wewnętrznej

Z powodu pojawiających się uszkodzeń właścicielka nieruchomości w pierwszej kolejności zleciła wykonanie przemurowania fragmentów zewnętrznych ścian parteru w narożach budynku (rys. 4) i w filarach międzyokiennych. W trakcie tych robót na parterze budynku wymurowano z cegły, dwa słupy dla podparcia przęseł wewnętrznego podciągu (rys. 5). Zakres uszkodzeń ulegał jednak stopniowemu powiększaniu się i dlatego podjęto decyzję o wykonaniu podstemplowania stropów parteru i piętra. Sprawę przekazano do prokuratury w celu ustalenia przyczyn złego stanu konstrukcji.



Rys. 4. Przemurowane naroże ścian parteru



Rys. 5. Dodatkowe podparcie podciągu i podstemplowanie stropu parteru

## 2. Zakres działań diagnostycznych

W ramach ekspertyzy [1] dla wyjaśnienia powodów stanu awaryjnego budynku przeprowadzono: (1) szczegółowe oględziny elementów jego konstrukcji nośnej wraz z inwentaryzacją widocznych w ich obrębie uszkodzeń, (2) badanie in situ części fundamentowej budynku w odkrywkach, (3) badanie elementów murowych w zakresie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać, wg norm: PN-68/B-10024, PN-EN 771-4-2012, (4) badania stropu, wg norm: PN-B-06251:1963, PN-EN 13791, (5) badania prawidłowości wykonania konstrukcji murowych, wg norm: PN-ISO 3443-8, PN-68/B-10024, PN-EN 771-4-2012, (6) badanie prawidłowości wykonania konstrukcji betonowych i żelbetowych, wg norm: PN-ISO 3443-8, PN-EN 13670, PN-EN 13791, (7) sprawdzenie nośności ścian konstrukcyjnych, wg norm: PN-EN 1996-1-1, PN-B-03002, PN-ISO 2394, (8) sprawdzenie nośności elementów stropu, wg norm: PN-EN 1992-1-1, PN-B-03264, PN-ISO 2394, (9) geodezyjną inwentaryzację stropów i ścian budynku, (10) ocenę warunków górniczych w zakresie możliwości oddziaływania dokonanej eksploatacji górniczej na budynek objęty opinią.

## 3. Opis konstrukcji – stan projektowany

Ogólne wymiary rzutu poziomego omawianego budynku wynoszą ok. 20×12,6 m, przy wysokości ok. 9 m, mierzonej do kalenicy dachu. W planie tworzą go: część południowa – zasadnicza z reprezentacyjnym wejściem (wymiarzy rzutu ok. 12,8×12,7 m, rys. 1) i część północna – mieszcząca w obrębie parteru garaż (wymiarzy rzutu ok. 10,3×6,7 m). Całkowita powierzchnia zabudowy terenu budynkiem wynosi 245,7 m<sup>2</sup>.

Budynek zaprojektowano o mieszanym układzie nośnym, który tworzą ściany zewnętrzne oraz monolityczne podciągi parteru i piętra, wykonane w osi wewnętrznej budynku, a także wsparte na nich stropy gęsto żebrowe. Budynek posadowiono na ławach fundamentowych, żelbetowych. Na ławach zaprojektowano mury fundamentowe z cegły pełnej, bloczków betonowych lub wykonanych, jako wylewane na mokro, o grubości równej grubości posadowionych na nich ścian nośnych tj. 36 cm. Układ ław usztywniono ukośnymi ściągami o przekrojach 40×40 cm.

Konstrukcję ścian nośnych budynku zaprojektowano, jako, „jednowarstwową murowaną z bloczków betonu komórkowego, gr. 36 cm lub bloczków ceramicznych atestowanych spełniających wymogi izolacyjności cieplnej, jako ściana jednowarstwową”. Zgodnie z projektem, technologię wykonania wraz z materiałami wiążącymi należało dostosować ściśle do wymogów wybranego systemu. W narożach ścian nośnych, na parterze budynku oraz w miejscu oparcia wewnętrznego podciągu na ścianie zewnętrznej i wewnętrznej, zaprojektowano wykonanie monolitycznych trzpieni o przekroju 25×25 cm, połączonych ze ścianami na strzépia.

W południowej części budynku, w osi wewnętrznej, na kondygnacji parteru i piętra, zaprojektowano podciąg monolityczny o przekroju 55×25 cm (p. rys. 5). Każdy z podciągów stanowić miała belka dwuprzęsłowa (o długość przęseł w świetle podpór 2×592 cm) wsparta na trzpieniach żelbetowych projektowanych do wykonania w grubościach ścian oraz wewnętrznym słupie pośrednim.

Na ścianach zewnętrznych i nośnych zaprojektowano wykonanie obwodowych wieńcy żelbetowych. Rozwiązanie przewidywało wykonanie tzw. wieńca obniżonego o ok. 4 cm, w którym zbrojenie podłużne położone jest poniżej prefabrykowanych belek opierającego się na ścianach stropu parteru i piętra. W ścianach, nad otworami okiennymi i drzwiowymi zaprojektowano nadproża prefabrykowane typu L19 lub monolityczne zbrojone, o przekroju 25×25 cm.

Strop nad parterem i piętrem zaprojektowano, jako gęsto żebrowy typu teriva I bis, o wysokości konstrukcyjnej 27 cm, z płytą nadbetonu o grubości 4 cm. Projektowane warstwy stropu układane na nadbetonie to: izolacja parochronna, styropian twardy (3 cm), gładź

wyrównawcza samopoziomująca (2 cm), panel drewniany, oraz tynk na dolnej powierzchni stropu (1 cm). Płytę nadbetonu zaprojektowano zbrojoną ortogonalną siatką prętów ze stali gładkiej  $\phi$  6 mm układanych, co 25 cm kotwioną w wieńcach.

Dach budynku zaprojektowano w konstrukcji krokwiowo–płatwiowej, jako trój i czterospadowy kryty dachówką ceramiczną układaną na łątach.

Z uwagi na lokalizację budynku na terenie górniczym, wymagane było zabezpieczenie konstrukcji na wpływ oddziaływań określonych III kategorią terenu górniczego. Uwzględnić należało możliwość wystąpienia poziomych rozpełzań i spelzań podłoża gruntowego o wielkości  $\varepsilon_{max} = 6,0$  [mm/m], nachylenia terenu  $T_{max} \leq 10,0$  [mm/m] i wygięcia terenu promieniem krzywizny  $R_{min} \geq 6$  [km]. W rejonie lokalizacji budynku możliwe jest również występowanie wstrząsów o energii  $10^5$  J generujących drgania podłoża o przyspieszeniu do  $200 \text{ mm/s}^2$ .

#### 4. Błędy wykonawcze

Sprawdzenie prawidłowości charakterystyk geometrycznych budynku, w tym grubości konstrukcyjnej ścian nośnych i działowych oraz wymiarów otworów okiennych w ścianach zewnętrznych wykazało, że w trakcie wznoszenia budynku popełniono dwa zasadnicze odstępstwa od projektu. Po pierwsze, wszystkie zewnętrzne nośne ściany budynku wykonano o gr. 24 cm, zamiast projektowanych 36 cm. Dodatkowo w obrębie ściany wschodniej parteru, w południowej reprezentacyjnej części budynku, powiększono otwory drzwiowe trzech wyjść na taras. Projektowane szerokości otworów wynosiły 150 cm. Wykonano natomiast otwory o szerokości 180 cm każdy. W ten sposób zmniejszono szerokości dwóch filarów międzyokiennych z projektowanych 198 do ok. 140 cm pomierzonych na obiekcie. W konsekwencji tego pole przekroju 1 metra bieżącego rzeczywiście wykonanej ściany konstrukcyjnej, na odcinku bez otworów wynosiło 66% pola przekroju uwzględnionego w projekcie ( $100 \times 24 \text{ cm} / 100 \times 36 \text{ cm}$ ). Dla ściany wschodniej, zmniejszenie jej grubości z 36 cm na 24 cm i powiększenie otworów wyjść na taras, spowodowały zmniejszenie całkowitego pola przekroju tej ściany do 64% powierzchni projektowanej.

Zmiana geometryczna i obciążeniowa dotyczyła również warstw stropu nad parterem. Na podstawie pobranego z konstrukcji odwiertu rdzeniowego ustalono, że jako dodatkową wykonano warstwę jastrych cementowego o grubości 55 mm, zazbrojonego siatką stalową. Średnią wartość gęstości objętościowej jastrychu ( $1\,822 \text{ kg/m}^3$ ) ustalono na podstawie badań próbek pobranych z konstrukcji stropu. W warstwie tej ułożono instalację ogrzewania podłogowego, czego projekt nie przewidywał. Zmieniono również warstwę wykończenia podłóg. Na ich powierzchni ułożono płytki kamionkowe zamiast przewidywanych w projekcie paneli drewnianych. Popełnione odstępstwa od projektu spowodowały przekroczenie wartości obciążeń projektowanych, uwzględnionych w dokumentacji budynku, o ok. 34%, w zakresie wielkości charakterystycznych. Należy równocześnie zaznaczyć, że z uwagi na lokalizację budynku na terenie górniczym, grubość warstwy nadbetonu, w stosunku do rozwiązania systemowego, zwiększono z 30 do 45 mm. Dodatkowo w warstwie tej zamieszczono ortogonalną siatką prętów  $\phi$  6 mm ze stali gładkiej kotwioną w wieńcach. Uzasadniona konieczność wzmocnienia stropu na terenie górniczym zwiększyła ciężar własny warstwy konstrukcyjnej stropu. W efekcie końcowym wartości obciążeń dla stropu wykonanego nad parterem budynku przekroczyły wartości uznane za dopuszczalne dla systemu stropu teriva I bis o ok. 17%.

W toku przeprowadzonych badań konstrukcji stwierdzono również:

- brak ściany fundamentowej w osi podciągu wewnętrznego,
- brak trzpieni żelbetowych w ścianach w miejscach oparcia podciągów wewnętrznych parteru i piętra,

- dla wykonanych w narożach budynku trzpieni żelbetowych, brak ich połączenia na strzepia z murem ścian zewnętrznych,
- brak obniżenia dla wieńca stropowego,
- nieprawidłowości w zakresie połączeń elementów konstrukcji więźby dachowej.

Na podstawie dzienniku budowy ustalono, że okres wznoszenie zasadniczej konstrukcji nośnej budynku, od momentu wykonania wykopu pod fundament, do przystąpienia do montażu więźby dachowej budynku trwał 48 dni. Roboty betoniarskie i murarskie prowadzono w okresie od 8 listopada – dzień betonowania fundamentów, do 4 grudnia – dzień betonowania stropu nad I piętrem, łącznie 27 dni. Roboty te realizowane były w warunkach tzw. obniżonych temperatur, poniżej  $+10^{\circ}\text{C}$ , bez podejmowania wymaganych technologią betonu, specjalnych działań w trakcie układania i pielęgnacji betonu.

Za inne prawdopodobne przyczyny wykonawcze złego stanu konstrukcji uznano:

- niewystarczające podstemplowanie stropu na etapie układania mieszanki betonowej,
- osiadanie podpór montażowych w trakcie układania mieszanki betonowej,
- za wczesne obciążenie stropu podczas wykonywania górnej kondygnacji tj. wznoszenia ścian i oparcia na stropie parteru podpór montażowych stropu piętra,
- przeciążenie konstrukcji stropu, czyli ułożenie warstw wykończenia o ciężarze przekraczającym dopuszczalne możliwe obciążenie,
- zmniejszenie stopnia utwardzenia stropu na podporze poprzez zmniejszenie grubości ściany i brak obniżenia wieńca,
- brak ciągłości zbrojenia górnego w podciągach wewnętrznych, nad podporą pośrednią.

## 5. Błędy projektowe

Dla ściany konstrukcyjnej budynku sprawdzono warunki nośności na ściskanie od obciążeń stałych i klimatycznych, w dwóch wariantach:

- WARIANT I – dla projektowanej grubości ściany tj. 36 cm – wykonanej z betonu komórkowego klasy 600,
- WARIANT II – dla istniejącej grubości ściany tj. 24 cm – wykonanej z betonu komórkowego klasy 600, po potwierdzeniu w badaniach wytrzymałościowych możliwości uwzględnienia takiej klasy elementów.

Z uwagi na ukształtowanie konstrukcji bryły budynku w części południowej tj. brak ścian wewnętrznych, analizy przeprowadzono dla różnych przypadków usztywnienia przestrzennego ściany konstrukcyjnej, zgodnie z normą [2]. W obrębie tej części bryły budynku poza ścianami zewnętrznymi wzajemnie się usztywniającym w narożach, nie zaprojektowano usztywnienia ściany konstrukcyjnej na jej długości. Analizowane przypadki usztywnienia ścian wg [2] zestawiono w tab. 1 i 2, kolumna (4). W obu wariantach (I i II) w odniesieniu do obciążeń przypadających na 1 metr bieżący ściany uwzględniono stan istniejący i stan projektowany, kolumny (2) w tab. 1 i 2. Obliczenia zróżnicowano również pod względem oddziaływania obciążeń wiatrem tj. parciem i ssaniem, kolumny (3). Uwzględnianie w obliczeniach obciążeń klimatycznych uzależnione jest od sytuacji obliczeniowej i obliczanego elementu. Przy dostatecznym nasyceniu konstrukcji ścianami usztywniającymi w jednym lub obu kierunkach, można przy sprawdzaniu ścian pominąć siły poziome, działające w płaszczyźnie ściany i traktować je, jako ściany obciążone głównie pionowo. W przedmiotowym przypadku w obliczeniach ścian zewnętrznych uwzględnienie parcia i ssania wiatru, jest podyktowane wysokością obliczanej ściany. W wyniku analiz w każdym przypadku uzyskano procent wykorzystania w przekrojach miarodajnych tj. pod stropem, w strefie środkowej i nad stropem. Na podstawie uzyskanych wyników za decydujący dla nośności obliczanej ściany

konstrukcyjnej uznano przekrój w strefie środkowej, wyniki dla obu wariantów zestawiono w kolumnach (5) odpowiednio tab. 1 i 2.

Tabela 1. Sprawdzenie warunków nośności na ściskanie ściany konstrukcyjnej, WARIANT I

| Przypadek obliczeniowy |              |                             | Usztywnienie przestrzenne ściany,<br>przypadki wg [2]/<br>grubość ściany konstrukcyjnej 36 cm                                                                                                                                 | Procentowe<br>wykorzystanie<br>nośności |
|------------------------|--------------|-----------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------|
| Lp.                    | Obciążenia   | ssanie/<br>parcie<br>wiatru |                                                                                                                                                                                                                               |                                         |
| 1                      | 2            | 3                           | 4                                                                                                                                                                                                                             | 5                                       |
| 1                      | Projektowane | nie                         | – konstrukcja bez ścian usztywniających, przy<br>czym liczba ścian prostopadłych do kierunku<br>działania obciążenia poziomego,<br>przejmujących to obciążenie wynosi 2,<br>– strop z betonu z wieńcami żelbetowymi,          | 92%                                     |
| 2                      |              | tak                         |                                                                                                                                                                                                                               | 102%                                    |
| 3                      |              | tak                         | – konstrukcja usztywniona przestrzennie w<br>sposób eliminujący przesuw poziomy,<br>– strop z betonu z wieńcami żelbetowymi,                                                                                                  | 66%                                     |
| 4                      |              | tak                         | – konstrukcja bez ścian usztywniających, przy<br>czym liczba ścian prostopadłych do kierunku<br>działania obciążenia poziomego,<br>przejmujących to obciążenie wynosi 3 i więcej,<br>– strop z betonu z wieńcami żelbetowymi, | 80%                                     |
| 5                      | Istniejące   | nie                         | – konstrukcja bez ścian usztywniających, przy<br>czym liczba ścian prostopadłych do kierunku<br>działania obciążenia poziomego,<br>przejmujących to obciążenie wynosi 2,<br>– strop z betonu z wieńcami żelbetowymi,          | 110%                                    |
| 6                      |              | tak                         |                                                                                                                                                                                                                               | 122%                                    |

W WARIANCIE I (tab. 1) dla obciążeń projektowanych, obliczone przekroczenie nośności wynosi ok. 2% w przypadku obliczania ściany obciążonej parciem/ssaniem wiatru przy najłagodniejszym jej usztywnieniu (kolumna (1) – lp. 2). W budynku, przy istniejących rozwiązaniach konstrukcyjnych właśnie z takim, bardzo słabym usztywnieniem ściany konstrukcyjnej mamy do czynienia. Równocześnie za uzasadnione należy przyjąć, że projektowana ściana o wysokości dwóch pełnych kondygnacji wymaga obliczania z uwzględnieniem obciążeń od wiatru. Na etapie projektowania założono całkowite wykorzystanie nośności przekroju w strefie środkowej ściany.

W obu przypadkach obliczeniowych wykonanych dla istniejących obciążeń oraz sposobu usztywnienia ściany konstrukcyjnej przy projektowanej jej grubości występuje przekroczenie nośności, w zależności od uwzględniania obciążeń klimatycznych o 10% i 22% (kolumna (1) – lp. 5). Oznacza to, że przy zaprojektowanej grubości ściany 36 cm i przyjętych rozwiązaniach kształtowania sztywności bryły budynku, zwiększenie obciążeń na stropie obliczeniowo wykazuje przekroczenie nośności ściany w przekroju środkowym.

W WARIANCIE II (tab. 2) dla ściany o grubości zmniejszonej do 24 cm, w przypadkach obliczeniowych odpowiadających istniejącym, zwiększonym obciążeniom, uzyskano obliczeniowe przekroczenie nośności od 21 do 95%, odpowiednio lp. 5 i lp. 2. Należy podkreślić, że przypadek oznaczony lp. 2 najbardziej właściwy opisuje warunki pracy ściany konstrukcyjnej zewnętrznej! Równocześnie zauważyć można, że zapas nośności na poziomie 6,5% uzyskany w przypadku usztywnienia konstrukcji w sposób eliminujący przesuw poziomy (przypadek (4) w tab. 2) wskazuje na rolę, jaką pełni usztywnienie konstrukcji w przypadku pojawienia się błędów wykonawczych!



Tabela 2. Sprawdzenie warunków nośności na ściskanie ściany konstrukcyjnej, WARIANT II

| Przypadek obliczeniowy |              |                      | Usztywnienie przestrzenne ściany<br>przypadki wg [2]/<br>grubość ściany konstrukcyjnej 24 cm                                                                                                                         | Procent<br>wykorzystania<br>nośności |
|------------------------|--------------|----------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------|
| Lp.                    | Obciążenia   | ssanie/parcie wiatru |                                                                                                                                                                                                                      |                                      |
| 1                      | 2            | 3                    | 4                                                                                                                                                                                                                    | 5                                    |
| 1                      | Istniejące   | nie                  | – konstrukcja bez ścian usztywniających, przy czym liczba ścian prostopadłych do kierunku działania obciążenia poziomego, przejmujących to obciążenie wynosi 2,<br>– strop z betonu z wieńcami żelbetowymi,          | 169%                                 |
| 2                      |              | tak                  |                                                                                                                                                                                                                      | 195%                                 |
| 3                      |              | tak                  | – konstrukcja usztywniona przestrzennie w sposób eliminujący przesuw poziomy,<br>– strop z betonu z wieńcami żelbetowymi,                                                                                            | 100%                                 |
| 4                      |              | nie                  |                                                                                                                                                                                                                      | 92,5%                                |
| 5                      |              | nie                  | – konstrukcja bez ścian usztywniających, przy czym liczba ścian prostopadłych do kierunku działania obciążenia poziomego, przejmujących to obciążenie wynosi 3 i więcej,<br>– strop z betonu z wieńcami żelbetowymi, | 121%                                 |
| 6                      |              | tak                  |                                                                                                                                                                                                                      | 136%                                 |
| 7                      | Projektowane | nie                  | – konstrukcja bez ścian usztywniających, przy czym liczba ścian prostopadłych do kierunku działania obciążenia poziomego, przejmujących to obciążenie wynosi 2,<br>– strop z betonu z wieńcami żelbetowymi,          | 134%                                 |
| 8                      |              | tak                  |                                                                                                                                                                                                                      | 157%                                 |

W przypadkach odpowiadających obciążeniom projektowanym w istniejących warunkach usztywnienia ściany, przy zmniejszonej jej grubości, również obliczono przekroczenie nośności ściany w przekroju środkowym od 34 do 57% w zależności od uwzględnienia obciążeń klimatycznych, przypadki (7) i (8) w tab. 2.

Biorąc pod uwagę fakt tak silnej perforacji ściany wschodniej, sposób wykonania nadproży bez podlewki przy za małych długościach oparć nadproży prefabrykowanych, przekroczenie wykorzystania nośności tej ściany jest większe niż wykazane w tab. 2. Obliczenia przeprowadzono dla 1 metra bieżącego pasma pełnej ściany. Wytrzymałość muru na ściskanie jest jednak funkcją między innymi wymiaru przekroju poprzecznego muru. Fakt znacznego przekroczenia nośności potwierdza również stan spękania ściany wschodniej i pozostałych. Dodatkowo w interpretacji uzyskanych wyników nie można pominąć faktu, iż w rzeczywistości sposób połączenia ścian konstrukcyjnych wzajemnie prostopadłych bez strzępia z żelbetowym rdzeniem nie zapewnia normowych warunków usztywnienia ścian konstrukcyjnych zewnętrznych!

W odniesieniu do elementów konstrukcji stropów budynku, za inne przyczyny projektowe złego stanu konstrukcji uznano wykazane obliczeniowo przekroczenie wartości momentów przęsłowych w belkach stropu teriva I bis pod obciążeniem ścinkami działowymi, równoległymi do belek stropu we wszystkich możliwych przypadkach rozdziału obciążeń, a także:

- brak dodatkowych żeber rozdzielczych w strefach kotwienia płyt balkonowych,
- brak wzmocnionych żeber podłużnych pod ściankami działowymi i słupami więźby dachowej,
- oparcie słupów więźby dachowej wprost na płycie stropu i przekazywanie sił z dachu, jako skupionych,
- obliczanie podciągu wewnętrznego, jako belki jednoprzęsłowej, częściowo utwierdzonej na podporach, w rzeczywistości zaprojektowano podciąg w postaci belki dwuprzęsłowej, bez zamocowania na podporach skrajnych.

## 6. Podsumowanie

Na stan uszkodzenia budynku zasadniczy wpływ miały błędy wykonawcze, w tym zmiana grubości ścian konstrukcyjnych zewnętrznych z projektowanych 36 cm na 24 cm, a także zwiększenie obciążeń na stropie budynku (poprzez wykonanie nadlewki dla ogrzewania podłogowego) i powiększenie otworów okiennych w ścianie wschodniej parteru. Niewłaściwie prowadzony był również nadzór nad wykonywaniem konstrukcji, w szczególności brak reakcji na zmianę grubości ścian konstrukcyjnej i za szybkie obciążanie konstrukcji w warunkach wykonywania prac betonowych i kolejnych etapów budowy.

Zaprojektowane rozwiązania nie spełniły natomiast warunków wymaganej sztywności przestrzennej konstrukcji w aspekcie oczekiwań inwestorskich tj. uzyskania dużej otwartej przestrzeni na parterze budynku, obciążenia stropu ciężkimi ściankami działowymi i wykonania dwóch pełnych kondygnacji. Nie uwzględniono w obliczeniach zapasów bezpieczeństwa, które powinny ograniczyć skutki błędów wykonawczych.

## Literatura

1. Opinia w sprawie budynku przy ul. Polnej w Rudzie Śląskiej. Praca naukowo-badawcza ITB. Katowice, lipiec 2013 r.
2. PN-EN 1996-1-1 Eurokod 6. Projektowanie konstrukcji murowych.

## DESIGN ERRORS AND REGULATIONS AS THE CAUSE OF THE EMERGENCY STATUS OF A RESIDENTIAL BUILDING

**Abstract:** The paper discusses the case of a residential building, in which shortly after its owners as there was significant damage to the bearing walls and sagging ceiling above the ground floor. The scope of the damage was so significant that it was necessary to immediately take action to protect the stability of the structure and partial exemption from the use of the building. The analysis carried out to determine the causes of the emergency status showed an overlap of errors of design and implementation.

**Keywords:** the failure of the masonry buildings, the failure of the ceiling teriva, design errors, implementing errors.