



Dr hab. inż. TADEUSZ URBAN
Politechnika Łódzka

STAN AWARYJNY BUDYNKU HOTELOWO-HANDLOWEGO

EMERGENCY STATE OF HOTEL AND TRADE BUILDING

Streszczenie W referacie przedstawiono stan awaryjny budynku spowodowany nadmiernymi ugięciami reologicznymi stropu. Przyczyną tych ugięć okazały się błędy projektowe oraz wykonawcze. Błędy projektowe polegały głównie na niedoszacowaniu obciążeń od ścianek działowych. Do błędów wykonawczych zaliczono dopuszczenie do przemarznięcia betonu i wykonanie zbyt grubej warstwy wylewki betonowej nad warstwą styropianu. Skutkiem nadmiernych ugięć stropu było spękanie ścianek działowych. Budynek został zabezpieczony przed dalszą destrukcją za pomocą dodatkowych podpór stalowych.

Abstract The paper presents emergency state of building caused by excessive rheological floor deflection. The main reason of this excessive deflections were design and execution errors. Design errors were mainly due to underestimation of load of partition walls. Frozen concrete and too thick concrete mortar layer over foamed polystyrene layer were the execution errors. As a result of excessive deflection cracks in partition walls appeared. The building was safe against further destruction in the future by additional steel supports.

1. Wstęp

Właściciel budynku hotelowo-handlowego w 2004 roku zwrócił się do autora referatu o opinię na temat przyczyn spękań ścian działowych piętra, na poziomie którego znajduje się część hotelowa obiektu. Ponieważ oględziny budynku nie wyjaśniły do końca stanu zagrożenia bezpieczeństwa i związku z ponownym pojawianiem się spękań ścian po ich wielokrotnych naprawach w 2007 roku sporządzono szczegółową ekspertyzę, wyniki której w skróconej formie przedstawiono w referacie.

2. Opis budynku

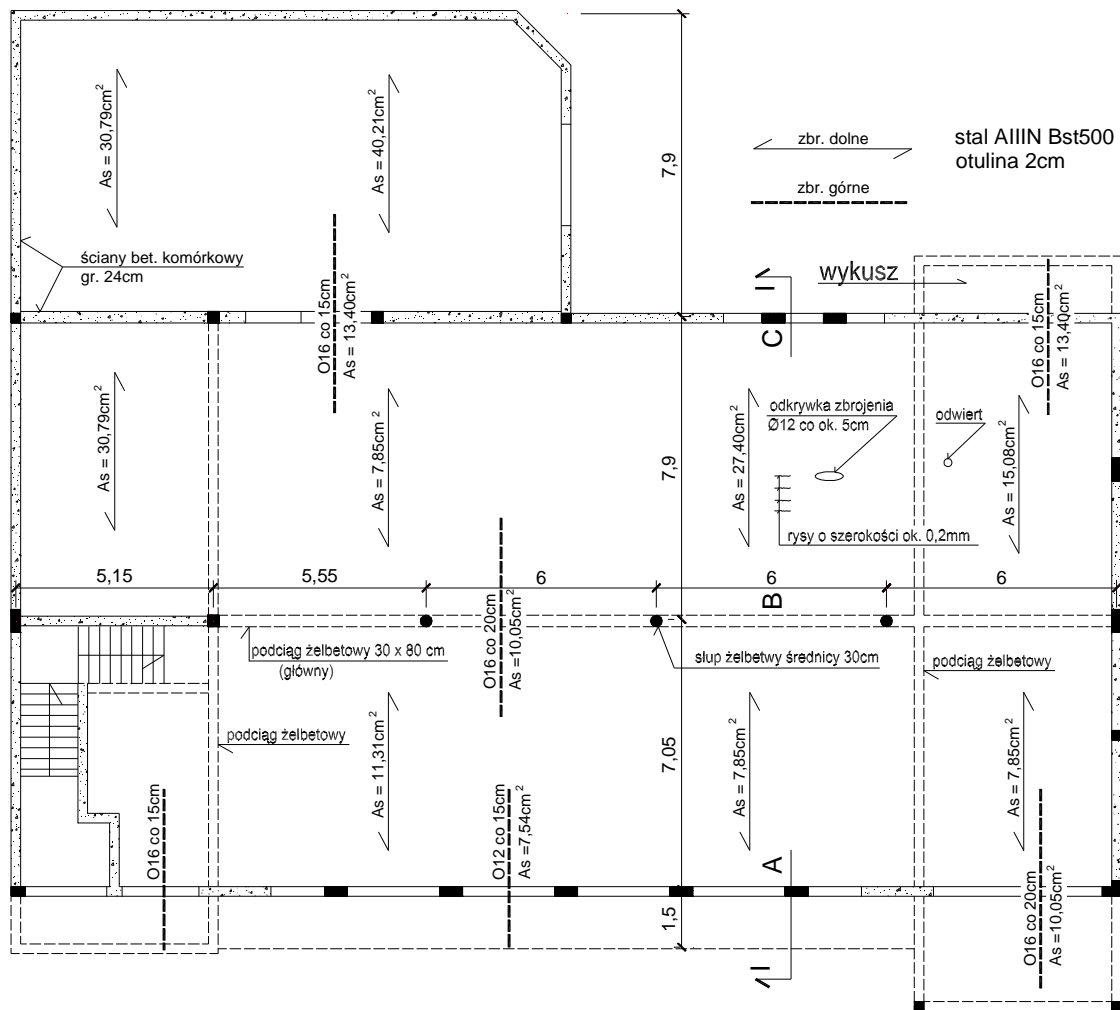
Analizowany budynek w zasadniczej swej bryle jest obiektem dwukondygnacyjnym. Na parterze budynku znajduje się część handlowa, a piętro pełni funkcję hotelową. Od strony północno-zachodniej do zasadniczej bryły budynku przylega część parterowa stanowiąca zaplecze magazynowe sklepu. Stropodach tej części pełni funkcje tarasu części hotelowej. Zasadnicza część dwukondygnacyjna ma wymiary w rzucie 29,27×15,52 m. Na rysunku 1 pokazano obiekt od strony frontowej.

Budynek ma podłużny układ konstrukcyjny. Strop nad parterem został wykonany z płyt typu „Filigran” o całkowitej grubości 22 cm. Schematy statyczne stropu stanowią układy trój-

lub dwu-przęsłowe ze wspornikami lub bez nich. Szczegółowe dane odnośnie geometrii stropu i jego zbrojenia pokazano na rys. 2.



Rys. 1. Widok budynku od strony frontowej (północno-wschodniej)



Rys. 2. Rzut konstrukcji stropu nad parterem

Wysokość kondygnacji parteru wynosi około 4 m, a piętra 2,8 m. Budynek przekryty jest dwuspadowymi dachami o nachyleniu połaci około 16 i 30°. Konstrukcję dachu stanowią drewniane więzary. Poszycie dachu zostało wykonane z płyt typu OSB. Do konstrukcji drewnianej został podwieszony sufit z płyt kartonowo-gipsowych na ruszcie metalowym, na którym ułożono warstwę wełny mineralnej o grubości około 20 cm.

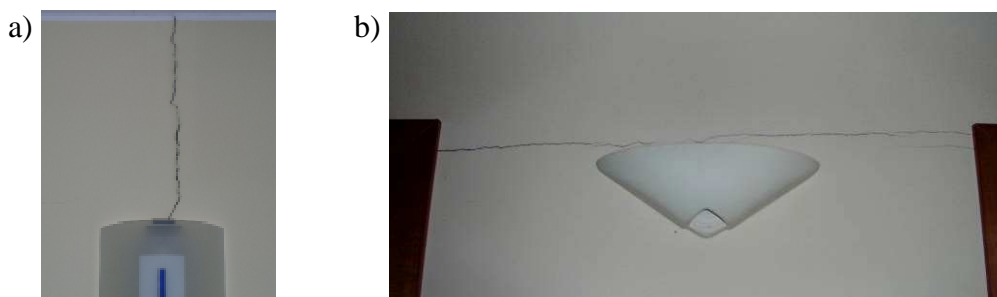
Elementy pionowe konstrukcji nośnej parteru zostały wykonane w postaci ścian murowanych o grubości 24 cm z betonu komórkowego i żelbetowych słupów wewnętrznych. Niektóre

filary międzyokienne były również żelbetowe. Na piętrze elementami nośnymi są ściany zewnętrzne i stalowe słupy wewnętrzne.

3. Opis istniejących uszkodzeń

W marcu 2004 r. podczas oględzin budynku stwierdzono występowanie licznych uszkodzeń ścian działowych piętra. Spękania te (pionowe rysy) występowały głównie na styku ścian poprzecznych z zewnętrznymi podłużnymi. Zauważono jednocześnie, że sytuacja ta dotyczyła w większym stopniu ścian usytuowanych po stronie południowo-zachodniej (od strony zaplecza). Po tej stronie pęknięcia miały zdecydowanie większe rozwarcie. Charakterystyczne było to, że maksymalne rozwarcie występowało u góry pod sufitem i stopniowo zanikało ku dołowi. Największe pęknięcie występowało w pokoju z wykuszem (patrz rys. 3a). Ściana poprzeczna działowa była tutaj przedłużeniem ściany zewnętrznej wykusza. Maksymalne rozwarcie rysy wystąpiło na styku tych ścian (początek wspornika) pod sufitem i zanikało w kierunku podłogi.

Drugi rodzaj spękań, to liczne rysy poziome występujące praktycznie we wszystkich miejscach, a zwłaszcza na ścianach korytarza (patrz rys. 3b).



Rys. 3. Przykładowe spękania ścian działowych: a) na styku ściany wykusza ze ścianą działową, b) ściana działowa pomiędzy pokojami i korytarzem, równoległa do podciagu

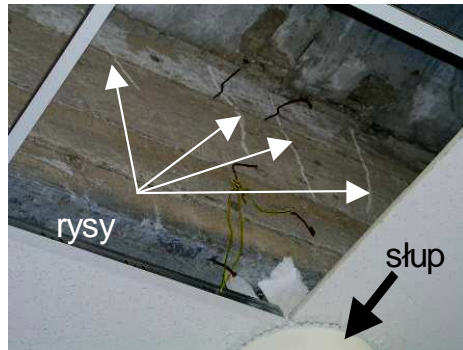
Po 2004 r. użytkownik wykonywał wielokrotne naprawy spękań ścian polegające na ich szpachlowaniu i ich malowaniu. Spękania te jednak w krótkim czasie pojawiały się ponownie choć o nieco mniejszym rozwarciu. Ponieważ obserwowano brak stabilizacji ugięć konstrukcji, w 2007 r. zostały wykonane szersze badania obejmujące inwentaryzację rys, wykonanie odkrywek zbrojenia oraz odwiert umożliwiające określenie klasy betonu i rzeczywistych warstw znajdujących się na stropie.

4. Badania stropu

Na dolnej powierzchni stropu zauważono liczne rysy o szerokości rozwarcia do 0,2 mm. Początek tych rys był zwykle prowokowany narożami otworów instalacyjnych. Stwierdzono również występowanie rys w środku przęsła biegnące prostopadle do głównego kierunku pracy konstrukcji (patrz rys. 2).

Oględziny głównego podciagu biegnącego w kierunku podłużnym budynku wykazały występowanie rys w strefach podporowych nad słupami. Przykładem takiego zarysowania jest fotografia pokazana na rys. 4. Szerokość tych rys również osiągały rozwarcia co najwyżej 0,2 mm.

Badania obejmowały również odkrywkę zbrojenia stropu. Lokalizację odkrywki pokazano na rys. 2. Została ona wykonana w miejscu zadysponowania przez projektanta największego zbrojenia. W odkrywce tej na odcinku o szerokości 21 cm stwierdzono występowanie $5\emptyset 12$ mm, co potwierdziło w przybliżeniu zadysponowaną przez projektanta wielkość zbrojenia $A_s = 26,7 \text{ cm}^2$ (patrz rys.2). Uźbrowanie prętów wskazywało na zastosowanie stali klasy AIIIIN.



Rys. 4. Rysy w strefie podporowej podciągu – max. szerokość 0,2 mm

Oprócz zbrojenia głównego, płyty typu FILIGRAN są wyposażone w kratownice przestrzenne. W przypadku badanego stropu pasy dolne kratownic były wykonane z dwóch prętów $\varnothing 4,5$. Zakładając, że kratownice te zwykle występują co 60 cm, to dodatkowe zbrojenie na szerokości 1m płyty powinno wynosić $\sim 0,53 \text{ cm}^2$. Pręty te były również klasy AIIIIN. Sumaryczne zbrojenie na szerokości 1m płyty oszacowano na $\sim 27,4 \text{ cm}^2/\text{m}$.

W celu określenia parametrów wytrzymałościowych betonu wykonano odwiert stropu. Wyciętą próbkę betonową o średnicy około 93 mm pokazano na rys. 5 i 6. Grubość całkowita płyty stropowej wynosiła około 22 cm, ale górna część próbki miała nieregularną powierzchnię. Miąższość tej uszkodzonej warstwy betonu wynosiła $\sim 2 \text{ cm}$. Częściowo potwierdzone zostały w ten sposób wcześniejsze badania, wykonane przez innego eksperta, który stwierdził przemarznięcie górnej warstwy betonu na głębokość $\sim 4 \text{ cm}$.

Z rdzenia pokazanego na rys. 5. wycięto próbkę o wysokości 10 cm. Odcięto część dolną stanowiącą prefabrykat FILIGRAN o grubości około 5,5 cm i część górną uszkodzoną. Badania wykonane w Laboratorium Katedry Budownictwa Betonowego Politechniki Łódzkiej wykazały wytrzymałość betonu $\sim 70 \text{ MPa}$. Należy jednak stwierdzić, że jest to wytrzymałość betonu nie przemarzniętej warstwy.



Rys. 5. Odwiert próbki betonu



Rys.6. Widok górnej powierzchni próbki

5. Obciążenia stropu

Autor projektu konstrukcji przewidywał obciążenia stropu w części hotelowej zgodnie z tablicą 1. W celu weryfikacji tych założeń projektowych przeprowadzono pomiary poszczególnych elementów oddziałujących na strop. W wyniku dokonanego odwiertu stwierdzono, że nad styropianem znajduje się wylewka z betonu droбноziarnistego o grubości ponad 10 cm. Zgodnie z dokumentacją architektoniczną, projektowana wylewka cementowa powinna mieć grubość 4,5 cm. W wyniku badań laboratoryjnych ustalono gęstość wylewki na wartość $2,15 \text{ g/cm}^3$ ($21,06 \text{ kN/m}^3$). Oznacza to, że przy przyjęciu warstwy o grubości 10 cm obciążenie charakterystyczne od wylewki wynosi $\sim 2,10 \text{ kN/m}^2$, czyli znacznie więcej niż to przewidywał projekt.

Tablica 1. Zestawienie obciążeń stropu według projektanta konstrukcji

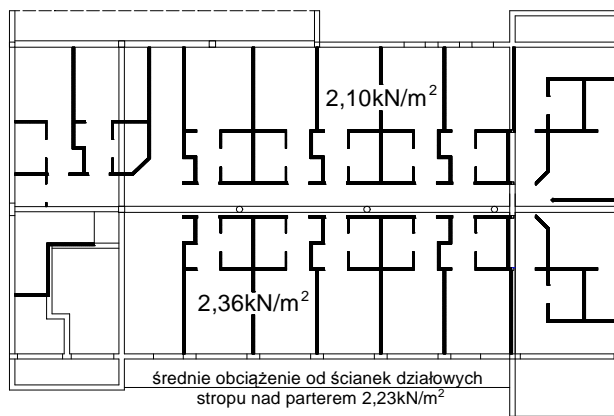
Rodzaj obciążeń	Charakter. [kN/m ²]	γ_f	Oblicz. [kN/m ²]
– warstwy posadzkowe	1,50	1,3	1,95
– obciążenie zastępcze od ścianek działowych	0,75	1,3	0,98
– ciężar własny stropu	5,50	1,1	6,05
– sufit powieszony	0,50	1,3	0,65
obciążenia stałe	8,25	~ 1,17	9,63
– obciążenie użytkowe	1,50	1,4	2,10
obciążenie całkowite	9,75	~ 1,20	11,73

Drugim elementem obciążenia budzącym wątpliwości, to obciążenie od ścianek działowych. W celu ustalenia wielkości tego obciążenia przeprowadzono szczegółową analizę i badania gęstości materiału. Wykonano odwiert w jednej ze ścian działowych i na jego podstawie ustalono, że jest to gazobeton odmiany „06”. Gęstość pobranej próbki wynosiła – 0,578 g/cm³ (ciężar obj. 5,67 kN/m³). Grubość tynku gipsowego na ścianach wynosi 10 mm. Zgodnie z normą PN-82/B-02001 ciężar objętościowy ścian należy przyjąć – 9,0 kN/m³. W zależności od wykończenia zewnętrznego ścian działowych i ich grubości ciężar jednostkowy ścian wynosi:

- ściana o grubości 12 cm z wyprawą gipsową – 1,32 kN/m²;
- ściana o grubości 12 cm z wyprawą gipsową i glazurowaną – 1,57 kN/m²;
- ściana o grubości 12 cm z wyprawą glazurowaną po obu stronach – 1,82 kN/m²;
- ściana o grubości 6 cm z wyprawą gipsową i glazurowaną – 1,03 kN/m².

Biorąc za miarodajny ciężar jednostkowy ściany do 2,5 kN/m² obciążenie charakterystyczne zastępcze na strop zgodnie z normą należałoby przyjąć:

$$1,25 \cdot \frac{2,80}{2,65} = 1,32 \text{ kN} / \text{m}^2.$$



Rys. 7. Układ ścianek działowych przyjęty w analizie obciążeń

W celu dokładniejszej analizy zliczono ciężar ścian działowych i ustalono jednostkowe wartości oddziaływań. Na rysunku 7 pokazano przyjęty układ ścianek do tej analizy. Średnie obciążenie dla całego stropu oszacowano na wartość 2,23 kN/m². Można rozróżnić wielkości tego obciążenia dla poszczególnych przęseł:

- przęsło o rozpiętości 7,90 m – 2,10 kN/m²,
- przęsło o rozpiętości 7,05 m – 2,36 kN/m².

Na podstawie przeprowadzonych badań oraz analiz, realne obciążenie stropu w części hotelowej zestawiono w tablicy 2.

Tablica 2. Zestawienie obciążeń stropu według ustaleń ekspertyzy

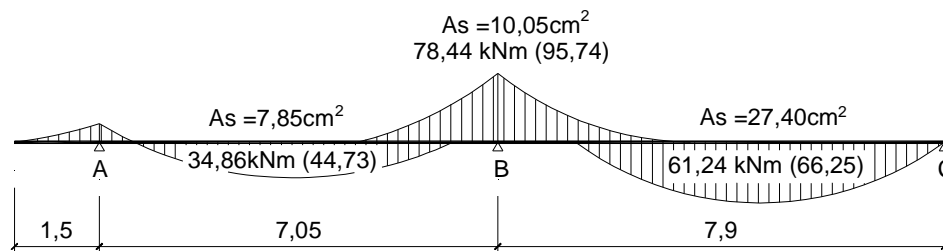
Rodzaj obciążeń	Charakter. [kN/m ²]	γ_f	Oblicz. [kN/m ²]
– warstwy posadzkowe	2,14÷2,35		
– obciążenie zastępcze od ścianek działowych	2,10÷2,36		
– ciężar własny stropu	5,50	1,1	6,05
– sufit powieszony + instalacje	0,10		
obciążenia stałe	9,84÷10,37		
– obciążenie użytkowe	1,50÷2,00	1,4	2,10÷2,80
obciążenie całkowite	11,34÷12,37		

Przeprowadzona analiza wykazała, że realne obciążenie stropu przewyższa założenia projektowe w stosunku do obciążeń charakterystycznych co najmniej o $11,34 - 9,75 = 1,59 \text{ kN/m}^2$, co stanowi około 16%. Ponieważ średni współczynnik obciążenia w założeniach projektowych wynosi około $\gamma_f = 1,20$, to można przyjąć, że stwierdzone realne obciążenia grawitacyjne stropu opowiadają obciążeniom obliczeniowym przyjętych przez projektanta.

6. Analiza statyczno-wytrzymałościowa stropu

Strop został zaprojektowany jako układ wieloprzęsłowy jednokierunkowo pracujący. Dla najbardziej niekorzystnego przekroju stropu projektant ustalił wielkości momentów obliczeniowych pokazanych na rys. 8. Obok podano wielkości momentów w nawiasach, które wynikają z analogicznego modelu obliczeniowego, ale dla obciążeń realnych. Z tego zestawienia wynika, że wielkości projektowe momentów obliczeniowych w rzeczywistości odpowiadają w przybliżeniu momentom charakterystycznym od rzeczywistego obciążenia.

Znaczną redukcję momentów można uzyskać modelując płytę, jako pracującą dwukierunkowo. Autor ekspertyzy wykonał takie obliczenia i okazało się, że dla takiego modelu maksymalny moment przęsłowy wynosiłby 50,2 kNm, a moment na krawędzi podciągu byłby – 73,7 kNm. Takie podejście wymagałoby jednak umożliwienie przejścia momentu w prostokątym kierunku o wartości 12,3 kNm. Niestety projekt nie przewidywał takiego zbrojenia.



Rys. 8. Obwiednia momentów obliczeniowych według projektu, w nawiasach podano wartości z uwzględnieniem rzeczywistych obciążeń

Nośność stropu w przęśle ustalono przyjmując następujące parametry w przekroju przęsłowym o rozpiętości 7,9 m: $h = 20 \text{ cm}$ (zmniejszono o 2 cm ze względu na przemarzanie), $d = 20 - 2 \cdot 0,6 = 17,4 \text{ cm}$, beton klasy B50 $f_{cd} = 26,7 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $A_s = 27,4 \text{ cm}^2$.

$$M_{Rd} \approx 175 \text{ kNm} > M_{Ed} = 66,25 \text{ kNm}.$$

Nośność obliczeniowa w przęśle okazała się zapewniona z ponad dwukrotnym zapasem.

Nośność stropu na krawędzi podciągu ustalono przyjmując następujące parametry przekroju: $h = 22 \text{ cm}$ (nie zmniejszono wysokości ponieważ strefa ściskana jest na dole), $d = 22 - 2 \cdot$

$-0,8 - 0,5 = 18,7$ cm (0,5 cm – tolerancja usytuowania), beton klasy B50 $f_{cd} = 26,7$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $A_s = 10,05$ cm² (Ø16 co 20 cm – zgodnie z projektem), moment obliczeniowy na krawędzi podpory – 86,0 kNm. Okazało się, że nośność obliczeniowa nie spełnia wymagań normowych:

$$M_{Rd} \approx 75,6 \text{ kNm} < M_{Ed} = 86,0 \text{ kNm}.$$

Występuje deficyt nośności 10,4 kNm, co stanowi ~12%.

Przyjmując do analizy parametry charakterystyczne: beton klasy B50 $f_{ck} = 40$ MPa, $f_{yk} = 500$ MPa, moment charakterystyczny na krawędzi podpory 71,7 kNm, otrzymamy:

$$M_{Rk} \approx 90,8 \text{ kNm} > M_{Ek} = 71,7 \text{ kNm},$$

co oznacza, że globalny współczynnik bezpieczeństwa wynosi co najmniej:

$$s = \frac{M_{Rk}}{M_{Ek}} = \frac{90,8}{71,7} = 1,27.$$

Pozostał jednak pewien problem, którego nie można było rozstrzygnąć w trakcie ekspertyzy, ze względu na brak możliwości wykonania odkrywki górnego zbrojenia stropu. Może się okazać, że zbrojenie to może znajdować w uszkodzonej warstwie betonu, co byłoby jednoznaczne z brakiem przyczepności zbrojenia do betonu. Poślizg górnego zbrojenia musiałby objawić się pęknięciem płyty nad podciągami, czego nie zaobserwowano na warstwach podłogowych. Dodatkowym elementem zabezpieczającym, jest możliwość ewentualnej redystrybucji momentów ze względu na istniejący zapas nośności w przeszle. Przyjmując hipotetyczną sytuację, że moment na podporze B zostałby zredukowany do zera, to moment w przeszle BC musiałby wtedy osiągnąć wartość:

$$M_{Ed}^{BC} = 0,125 \cdot 12,37 \cdot 7,9^2 = 96,5 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = 175 \text{ kNm}$$

Nawet w tak skrajnej sytuacji bezpieczeństwo konstrukcji byłoby zachowane.

7. Analiza ugięć

Stan graniczny szerokości rozwarcia rys nie został przekroczony ($0,2 < w_{\max} = 0,4$ mm dla klasy ekspozycji XC1), co zostało stwierdzone w wyniku oględzin stropu. W dalszej części tego punktu zostanie przedstawiona wyłącznie analiza ugięć stropu dotycząca przeszła o maksymalnej długości –7,9 m.

Zgodnie z normą PN-EN 1992-1-1:2008 obliczenia ugięć można pominąć gdy stosunek rozpiętości do wysokości użytecznej nie przekraczają wartości określonych wzorami (7.16). Biorąc pod uwagę następujące miarodajne parametry dla rozważanej konstrukcji:

$K = 1,3$ (Tablica 7.4N normy) – skrajne przeszło jednokierunkowo zbrojonych płyt,

$\rho_0 = 0,0063$ – porównawczy stopień zbrojenia,

$\rho = 0,0157$ – stopień zbrojenia rozciąganego w środku rozpiętości,

$\rho' = 0,0$ – stopień zbrojenia ściskanego w środku rozpiętości,

$f_{ck} = 40$ MPa – wytrzymałość charakterystyczna betonu,

stosunek l/d nie powinien przekroczyć wielkości:

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho'}{\rho_0} \right] = 19,2$$

W rzeczywistości $l/d = 790/17,4 = 45,4 \gg 19,2$ zostało przekroczone ponad dwukrotnie.

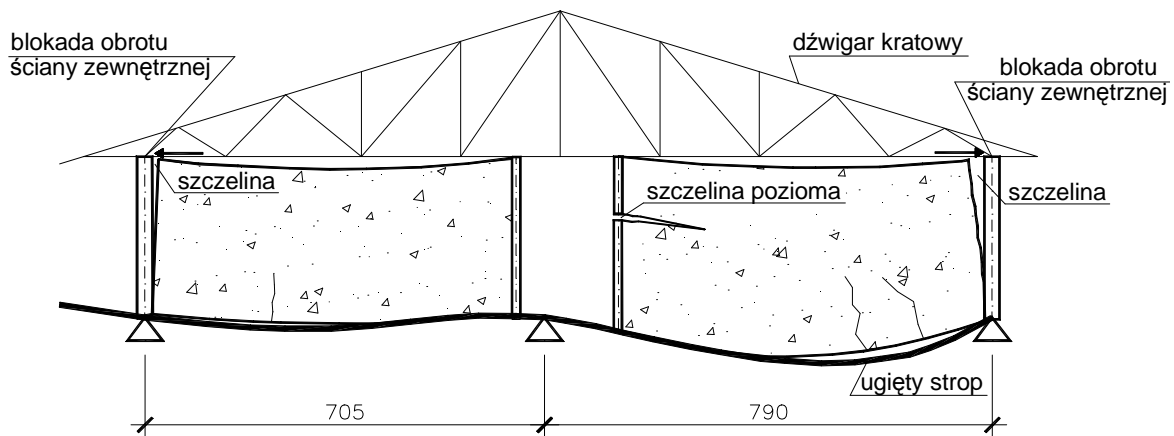
Analiza pasma płytowego o szerokości 1m za pomocą programu ABC-Płyta, wykazała dla obciążeń długotrwałych w przęśle o długości 7,9 m ugięcie 4,2 cm. Nawet gdyby odjąć strzałkę ujemną (o ile ją zrealizowano) o wartości 1 cm, to realne ugięcie długotrwałe będzie i tak wynosić około 3,2 cm. Przyjmując, że ugięcie narastające w czasie wynosi tylko 50%, to przyrost reologiczny strzałki ugięcia rzędu 1,6 cm musiał spowodować spękanie sztywnych murowanych ścian działowych.

8. Wnioski

W wyniku przeprowadzonych badań i analiz można było stwierdzić, że przyczyną istniejących spękań ścian działowych były ugięcia reologiczne stropu, które drastycznie objawiły się w dłuższym przęśle skrajnym. Uginający się strop wymusił pracę tarczową ścianek działowych, co pokazano na rys. 9 w części dwutraktowej budynku. Ściany zewnętrzne podłużne zostały zablokowane w poziomie, przez opierające się na nich dźwigary dachowe i nie mogły obracać się wraz z dochodzącymi do nich ścianami poprzecznymi. Obrót stropu na podporze skrajnej z prawej strony rysunku jest znacznie większy niż na podporze z lewej strony. Wynika to z różnicy długości przęseł oraz z faktu istnienia wspornika z lewej strony, który częściowo równoważy ugięcia w sąsiednim przęśle. Efekt ten był zauważalny w obrazie i rozwarciu spękań.

Jako przyczynę braku pełnej sprawności technicznej stropu można wskazać:

- **błędy projektowe** – przyjęcie zbyt małej grubości stropu przy założonym jednokierunkowym schemacie jego pracy oraz niedoszacowanie obciążeń od ścianek działowych,
- **błędy wykonawcze** – dopuszczenie do przemarznięcia górnej warstwy stropu co najmniej na głębokość 2 cm oraz przeciążenie konstrukcji zbyt grubą warstwą „wylewki betonowej” (zamiast 4,5 cm jest około 10 cm).



Rys. 9. Wpływ ugięć reologicznych stropu na spękania ścianek działowych

Mając na uwadze, niepewność rozeznania konstrukcji z powodu braku możliwości wykonania większej liczby odkrywek oraz braku stabilizacji spękań w okresie 4 lat, zdecydowano się na zabezpieczenie konstrukcji za pomocą stalowych podpór z regulacją ich długości. Usytuowano je w miejscu przeznaczonym na regały, tak aby nie zakłócić funkcji handlowej na parterze budynku. Dodatkowo wsparto również część wspornikową stropu pod wykuszem.