

Wadliwa realizacja – przyczyną awarii żelbetowego stropu galerii handlowej

Prof. dr hab. inż. Leonard Runkiewicz, dr inż. Kazimierz Konieczny,
mgr inż. Leszek Chomacki, Instytut Techniki Budowlanej

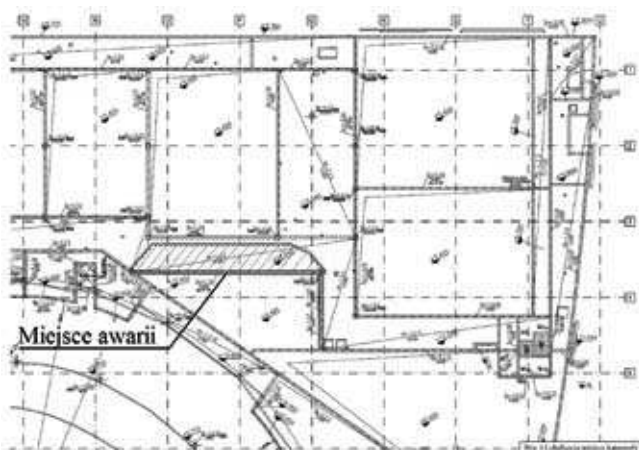
1. Wprowadzenie

W trakcie budowy jednej z dużych galerii handlowych wystąpiła awaria budowlana. Polegała ona na zawaleniu się odcinka fragmentu żelbetowego wspornika stropu wykonanego na poziomie + 12,04 m. Do awarii doszło w trakcie betonowania wewnętrznej ściany opartej na wsporniku stropu. Nastąpiło zawalenie się wspornika stropu z betonowanym fragmentem ściany. W momencie awarii strop ten był podparty systemową konstrukcją rusztowania.

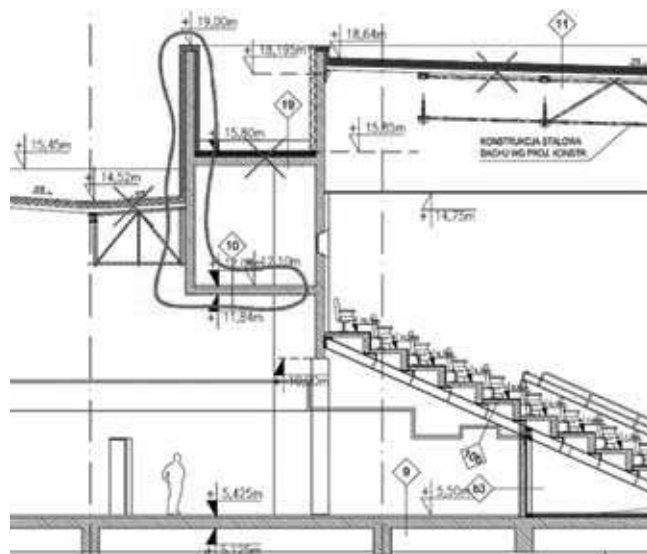
2. Opis techniczny

Konstrukcja budynku oparta jest na siatce słupów 8,0 m x 8,4 m. Parter obiektu wykonano w układzie konstrukcyjnym płytowo-słupowym. Ściany zewnętrzne wykonano częściowo murowane, a częściowo żelbetowe grubości 25 cm z betonu klasy C 25/30. Konstrukcyjne ściany wewnętrzne grubości 20–25 cm oraz słupy wewnętrzne żelbetowe o przekroju 50 × 50 cm zostały zrealizowane również jako żelbetowe z betonu klasy C 25/30. Płyta stropu na poziomie „0” (nad garażami) jest monolityczna żelbetowa grubości od 25 cm do 30 cm. Dach jest o konstrukcji stalowej z 18-metrowymi dźwigarami kratowymi z węzłami spawanymi.

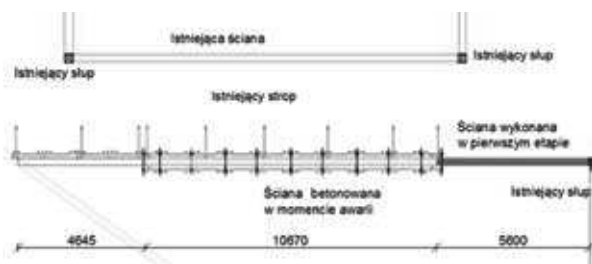
W rejonie awarii zaprojektowano wewnętrzne ściany grubości 25 cm z betonu C 25/30 ze zbrojeniem pionowymi



Rys. 1. Rzut lokalizacji miejsca awarii



Rys. 2. Schematyczny przekrój realizowanego fragmentu konstrukcji z zaznaczonym miejscem awarii



Rys. 3. Rzut pogłówny realizowanego fragmentu ściany w chwili awarii

prętami $\varnothing 12$ co 100 mm oraz prętami poziomymi $\varnothing 12$ co 100 mm (poziom 12,04–15,80 m) lub $\varnothing 10$ co 150 mm (poziom 15,8–19,0 m). W obszarze wystąpienia zniszczenia strop grubości 20 cm posiadał zbrojenie podłużne górną prętami $\varnothing 6$ co 240 mm oraz dołem prętami $\varnothing 8$ co 240 mm. Natomiast zbrojenie poprzeczne – górną $\varnothing 6$ co 200 mm i dołem $\varnothing 10$ co 200 mm. W strefie przypodporowej – zbrojenie górną $\varnothing 10$ co 200 mm o długości ok. 1200 mm.

3. Opis awarii

W sierpniu 2014 r. w trakcie realizacji inwestycji miała miejsce awaria budowlana. Zdarzenie to polegało



Rys. 4. Widoki zniszczonej konstrukcji



Rys. 5. Kolejne widoki ilustrujące stan konstrukcji po awarii

na zawaleniu się odcinka monolitycznego stropu ciągu komunikacyjnego zlokalizowanego na poziomie + 12,04 m wraz z częścią monolitycznej ściany zabetonowanej w poprzednim dniu.

W chwili zaistnienia awarii budowlanej strop, który uległ zawaleniu, podparty był od spodu typowym układem deskowania systemowego. Dodatkowo strop ten jednym końcem był podparty (zamocowany) w wykonanej już wcześniej monolitycznej ścianie betonowej. Na tak przygotowanym fragmencie konstrukcji przystąpiono do betonowania kolejnego odcinka ściany o wysokości 6,81 m i grubości 25 cm zlokalizowanej na przeciwnym fragmencie wspornikowej części stropu w części komunikacyjnej. W trakcie betonowania tego fragmentu ściany miała miejsce awaria polegająca na zawaleniu się części stropu wraz z betonowanym odcinkiem ściany. Zniszczeniu uległy również fragmenty ściany zabetonowanej w dniu poprzedzającym awarię, które były usytuowane w skrajnych częściach przedmiotowego stropu – ale sąsiadowały z obszarami podparcia wykonanymi na wcześniejszym etapie realizacji inwestycji (żelbetowe słupy i ściany przyziemia). Zniszczeniu uległo także stemplowanie i deskowanie stropu jak również deskowanie betonowanego odcinka ściany.

Na rys. 1–3 przedstawiono schematycznie lokalizację miejsca awarii oraz stan w momencie jej zaistnienia.

Na kolejnych rysunkach 4–5 przedstawiono zdjęcia stanu konstrukcji po awarii.

4. Analiza obliczeniowa nośności podparcia stropu w chwili awarii

Dla fazy wykonawczej konstrukcja stropu w ciągu komunikacyjnym usytuowanym na poziomie + 12,04 m, która uległa zawaleniu, pracowała w układzie pokazanym schematycznie na rysunku 6.

Z uwagi na brak możliwości pełnego odwzorowania warunków brzegowych opisujących wpływ dodatkowego podparcia stropu (m.in. ścianą i słupami z dolnej kondygnacji) w analizie statyczno-wytrzymałościowej konstrukcji stropu w chwili awarii przyjęto najbardziej wiarygodny schemat podparć stropu przedstawiony na rysunkach 6 i 7.

Obliczenia konstrukcji przeprowadzono za pomocą programu ROBOT wykorzystującego metodę elementów skończonych (MES).

Zamodelowano płytę stropową o szerokości zgodnej z udostępnionymi rysunkami, wynoszącą 3,75 m (szerokość stropu 3,5 m + szerokość ściany 0,25 m) oraz grubości 0,2 m. Obliczenia przeprowadzono dla rozpiętości stropu wynoszącej

8,1 m, przyjmując oczko siatki dyskretyzacji wynoszące 0,1 m (rys. 8).

Model obliczeniowy konstrukcji oparto przy założeniu nieprzesuwnego podparcia stropu w miejscu połączenia ze ścianą wewnętrzną oraz sprężystego podparcia w miejscu usytuowania słupów deskowania. Rozstaw stalowych słupów przyjęto zgodnie z dostarczoną dokumentacją tj. w siatce 1,45 m × 0,9 m.

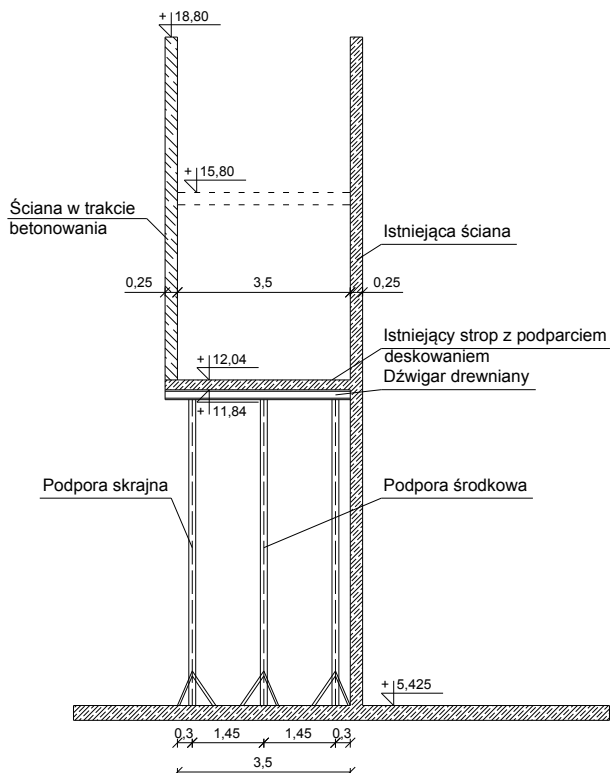
Zestawienie obciążeń charakterystycznych na stropie przyjęto zgodnie z PN-EN 12812 [1], uwzględniając ciężar 20 cm płyty stropowej, zastępcze obciążenie robocze, ciężar deskowania ściany oraz ciężar betonowanej ściany. Ponadto przyjęto:

- nośność podpory zgodnie z zaleceniami systemodawcy rusztowań: $R_d = 24,19 \text{ kN}$,
- dopuszczalne ugięcie podpory: $u = 0,005 \text{ m}$.

Biorąc pod uwagę fakt, iż żelbetowa płyta stropowa nad ciągiem komunikacyjnym nie posiadała konstrukcyjnego zbrojenia dla zginanego w chwili awarii elementu wspornikowego, a wiek betonu wynosił 16 dni – w przeprowadzonych obliczeniach statyczno-wytrzymałościowych pominięto wpływ ww. czynników na nośność płyty stropowej.

Dla zamodelowanych warunków maksymalna siła charakterystyczna występująca w stalowych słupkach wynosiła:

- dla najbardziej wyężonego słupka skrajnego (pod betonowaną ścianą) $45,36 \text{ kN} > R_d = 24,19 \text{ kN}$,



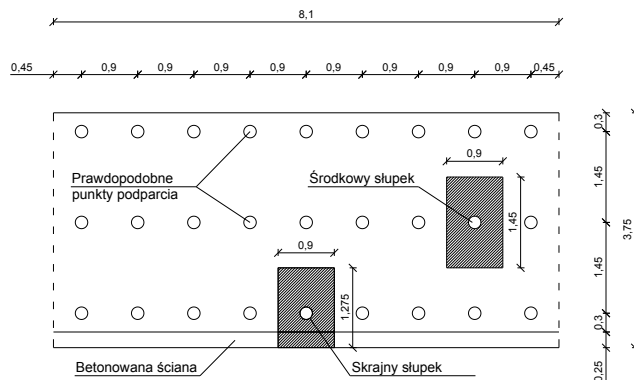
Rys. 6. Pogładowy schemat prawdopodobnego podparcia i obciążenia fragmentu stropu w poziomie 12,04 m w momencie awarii

- dla słupów środkowych $19,93 \text{ kN} < R_d = 24,19 \text{ kN}$. A więc dla obciążeń, jakie występowały w momencie awarii, warunki nośności dla konstrukcji skrajnych słupków deskowań nie były spełnione. Dla dźwigara drewnianego deskowania dopuszczalny moment zginający wynosił $M_d = 6,5 \text{ kNm}$. Określony przeprowadzonymi obliczeniami moment zginający generowany przez ścianę wynosił: $M = 0,425 \text{ m} \cdot 38,25 \text{ kN} = 16,26 \text{ kNm} > M_d = 6,5 \text{ kNm}$ (tzn. warunek nośności również nie został spełniony).

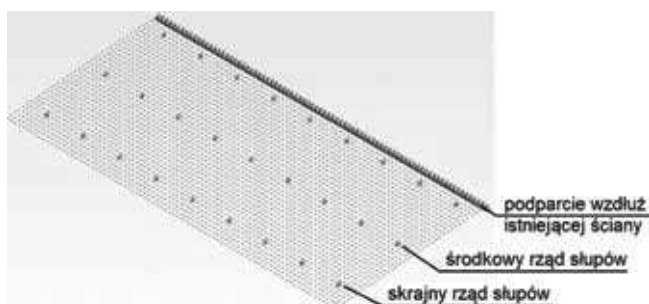
5. Analiza przyczyn awarii

W chwili awarii konstrukcja stropu pracowała w diametralnie odmiennych warunkach niż te, które zakładał projektant. Zasadnicza różnica polegała na odmiennym od zakładanego sposobie podparciu konstrukcji tego stropu. W fazie eksploatacyjnej – będący przedmiotem analizy strop – podparty miał być w następujący sposób:

- z jednej strony (od strony osi 3 – patrz rysunek 1) podparcie stropu na poziomie + 12,04 m miała stanowić wewnętrzna ściana stanowiąca przegrodę sali kinowej z ciągiem komunikacyjnym,
- od strony przeciwnej (w kierunku osi 4) podparcie miała stanowić tarcza konstrukcji wewnętrznej ściany; w tym obszarze strop miał być niejako „podwieszony” do dolnej części tej ściany. Ściana ta w fazie eksploatacyjnej miała być w sposób konstrukcyjny połączona



Rys. 7. Rzut przyjętego do obliczeń fragmentu stropu wraz z rozmieszczeniem słupków deskowania



Rys. 8. Przyjęty do obliczeń model numeryczny z zaznaczonymi miejscami podparć

z monolitycznym układem ścian i słupów usytuowanych na poziomie + 5,425 m oraz + 12,04 m, a których konstrukcje miały być wykonane we wcześniejszych etapach realizacji inwestycji (tj. z odpowiednim wyprzedzeniem do okresu wykonania stropu na poziomie + 12,04 m, który uległ zawaleniu).

Dla takich – jak opisano powyżej – układów konstrukcyjnych opracowano dokumentację projektową m.in. dla ścian, stropów i słupów. Taki układ konstrukcyjny przyjęty przez projektanta był poprawny i w przypadku realizacji inwestycji zgodnie z założeniami zapewniał bezpieczeństwo konstrukcji tak w fazie wykonawczej, jak i eksploatacyjnej. Niestety w fazie wykonawczej fragmentów stropu na poziomie + 12,04 m oraz ściany usytuowanej w osiach O-Q/3-4 miało miejsce odstępianie od pierwotnie zakładanych rozwiązań projektowych. Pomimo zamieszczenia w opisie na rysunku projektu wyraźnej informacji o treści: „na rysunkach deskowania i zbrojenia ścian oznaczono sposób podparcia bocznego wysokich ścian i tarcz żelbetowych. Dodatkowo tarcze żelbetowe należy utrzymywać w pełnym podstemplowaniu do czasu osiągnięcia przez beton wytrzymałości normowej f_{ck} ” – wykonawca nie zastosował się do tych wymagań. Mając na uwadze napięte terminy realizacji inwestycji, zwrócił się on do projektanta konstrukcji m.in. z wnioskiem, aby odcinek ściany pomiędzy osiami O-Q/3-4 mógł wykonywać w jednym cyklu, tj. z poziomu + 12,04 m aż do poziomu + 18,85 m (z pominięciem na tym etapie budowy

wcześniejszego wykonywania odcinka stropu usytuowanego na poziomie + 15,80 m). Projektant taką zgodę wyraził.

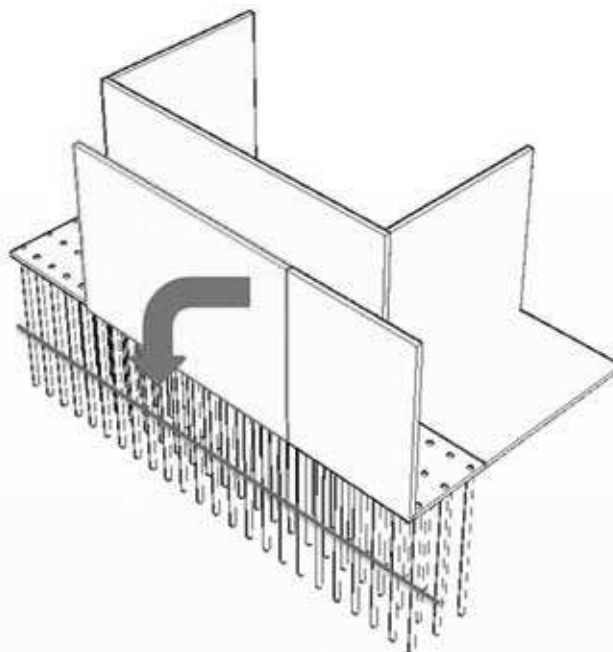
Niestety na dostarczonych rysunkach nie zaakcentowano w dostatecznie wyraźny sposób uwagi na potrzebę opracowania zamiennego, w stosunku do pierwotnego, projektu stemplowana realizowanej konstrukcji. Wg oświadczenia wykonawcy dla przedmiotowego zakresu tego fragmentu prac zastosowano deskowanie stropu na poziomie + 12,04 m oparte na deskowaniu systemowym bez dodatkowej dokumentacji obliczeniowej. Przy realizacji innych robót na budowie galerii handlowej taka dokumentacja była opracowywana.

W trakcie betonowania pierwszych odcinków ściany na poziomie od + 12,04 m do wysokości + 18,85 m zlokalizowanych w sąsiedztwie masywnego słupa przyziemia o przekroju 50 × 50 cm oraz z uwagi na zagęszczenie w tym obszarze zbrojenia płyty stropowej podpartej konstrukcją deskowania nie dochodziło jeszcze wówczas do zawalenia się stropu wraz z fragmentami betonowanej ściany. W kolejnym dniu betonowania środkowego odcinka ściany usytuowanej we wspornikowej części stropu – nieprzystosowana do przeniesienia takich obciążeń konstrukcja stropu i stemplowania uległa zawaleniu wraz z betonowanymi odcinkami ściany (rys. 9).

Zawalenie się tylko tej części stropu było bezpośrednim następstwem następujących czynników:

- niewłaściwie dobranej konstrukcji deskowania stropu (bo konstrukcja tego deskowania oprócz ciężaru własnego stropu – do czego wykonane deskowanie było wystarczające i poprawne – musiała przenieść jeszcze dodatkowe znaczące obciążenie z betonowanego fragmentu ściany),
- znacząco większej odległości od dodatkowych stałych podpór konstrukcji betonowego stropu (w tym masywnego betonowego słupa i ścian niż miało to miejsce w przypadku poprzednio wykonywania fragmentu ściany) co stanowiło bezpośrednią przyczynę inicjującą awarię konstrukcji,
- brakiem zapewnienia w fazie betonowania ściany wewnętrznej zmonolityzowanego jej tarczowego układu mającego zapewnić podporę tej części stropu (tak jak zakładał to projektant dla fazy eksploatacyjnej),
- zastosowania w płycie stropowej konstrukcyjnego zbrojenia głównie w dolnej strefie płyty, a tylko zazbrojenia górą jedynie w strefie przypodporowej z betonową ścianą wewnętrzną (co było poprawnym rozwiązaniem, ale już dla docelowych, eksploatacyjnych warunków pracy stropu),
- w mniejszym zakresie nieosiągnięciem przez beton w stropie, który uległ zawaleniu, wymaganej wytrzymałości (wiek betonu w momencie awarii wynosił tylko 16 dni).

Konstrukcja stropu (zwłaszcza w środkowej części) – w trakcie betonowania odcinka wewnętrznej ściany pracowała nie jako element podparty wzdłuż swoich



Rys. 9. Schemat zawalenia się stropu na skutek utraty nośności przez systemowe stemplowanie

krawędzi (a na taką pracę zostało zaprojektowane zbrojenie stropu) – ale jako zginana konstrukcja wspornikowa. Niestety takich warunków pracy tego stropu projektant nie przewidywał (a więc nie zastosował w odpowiedniej ilości zbrojenia górnej przypodporowej strefy stropu). Przypodporowa strefa stropu utwierdzona w ścianie wewnętrznej, w której projektant zastosował dodatkowe zbrojenie górą – tak to było wymagane już dla docelowego stanu eksploatacyjnego – w chwili awarii mogła przenosić (i faktycznie przenosiła) dodatkowe naprężenia od zginania wspornikowego układu statycznego płyty stropowej i faktycznie nie uległa zniszczeniu. Na załączonych fotografiach ilustrujących widoki zniszczonej konstrukcji widać wyraźnie, iż złamanie płyty stropowej nastąpiło w odległości ok. 1,2–1,5 m od lica ściany wewnętrznej. Natomiast pozostała część płyty stropowej pracująca na znacząco większym wysięgu, w której takiego górnego zbrojenia nie było w wystarczającej ilości, uległa zawaleniu.

Nasuwa się również spostrzeżenie, iż gdyby projektant zwrócił wykonawcy dostatecznie silnie zaakcentowaną uwagę na konieczność zastosowania odpowiednio wzmocnionej konstrukcji deskowania i jego stemplowania po wyrażeniu zgody na zmianę sposobu betonowania ściany usytuowanej na wspornikowym (w przejściowym okresie czasu, tj. do czasu pełnego zmonolityzowania konstrukcji wykonywanej ściany), zapewne do awarii takiej, jak opisano powyżej, by nie doszło.

BIBLIOGRAFIA

- [1] PN-EN 12812:2008 Deskowanie – Warunki wykonania i ogólne zasady projektowania
- [2] PN-EN 13670 Wykonywanie konstrukcji z betonu
- [3] Runkiewicz L., Warunki techniczne wykonania i odbioru robót budowlanych. Wyd. ITB, Warszawa 2010