



AWARIA ŻELBETOWEGO STROPU W TRAKCIE BUDOWY GALERII HANDLOWEJ

LEONARD RUNKIEWICZ, *l.runkiewicz@itb.pl*

KAZIMIERZ KONIECZNY

LESZEK CHOMACKI

Instytut Techniki Budowlanej

Streszczenie: W artykule opisano awarię żelbetowego stropu. Do utraty stateczności i zawalenia się istniejącej konstrukcji doszło w trakcie betonowania znajdującej się na nim ściany żelbetowej. W oparciu o analizę nośności układu ustalono przyczyny powstałej awarii oraz wskazano błędy i uchybienia popełnione przy projektowaniu i wykonywaniu konstrukcji.

Słowa kluczowe: awaria budowlana, betonowanie ściany, strop żelbetowy, stemplowania systemowe.

1. Wprowadzenie

Na budowie jednej z dużych galerii handlowych zlokalizowanej w południowej części Polski w 2014 r. miała miejsce awaria budowlana. Polegała ona na zawaleniu się odcinka stropu wykonanego na poziomie +12,04 m. Do awarii doszło w trakcie betonowania odcinka wewnętrznej ściany opartej na jednym z końców wspornikowego odcinka przedmiotowego stropu. W momencie awarii strop ten był podparty systemową konstrukcją deskowania. W treści poniższego referatu przedstawiono:

- analizę dokumentacji projektowej rozwiązań konstrukcji (strop i ściany) w obszarze objętym awarią,
- analizę stateczności realizowanego fragmentu przedmiotowej konstrukcji,
- ustalenie przyczyny awarii konstrukcji.

2. Opis techniczny

Konstrukcja budynku oparta jest na siatce słupów 8,0×8,4 m. Parter obiektu wykonano w układzie konstrukcyjnym płytowo – słupowym. Ściany zewnętrzne wykonano częściowo murowane oraz 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) monolityczna żelbetowa grubości od 25 do 30 cm. Dach o konstrukcji stalowej z 18 metrowymi dźwigarami kratowymi z węzłami spawanymi.

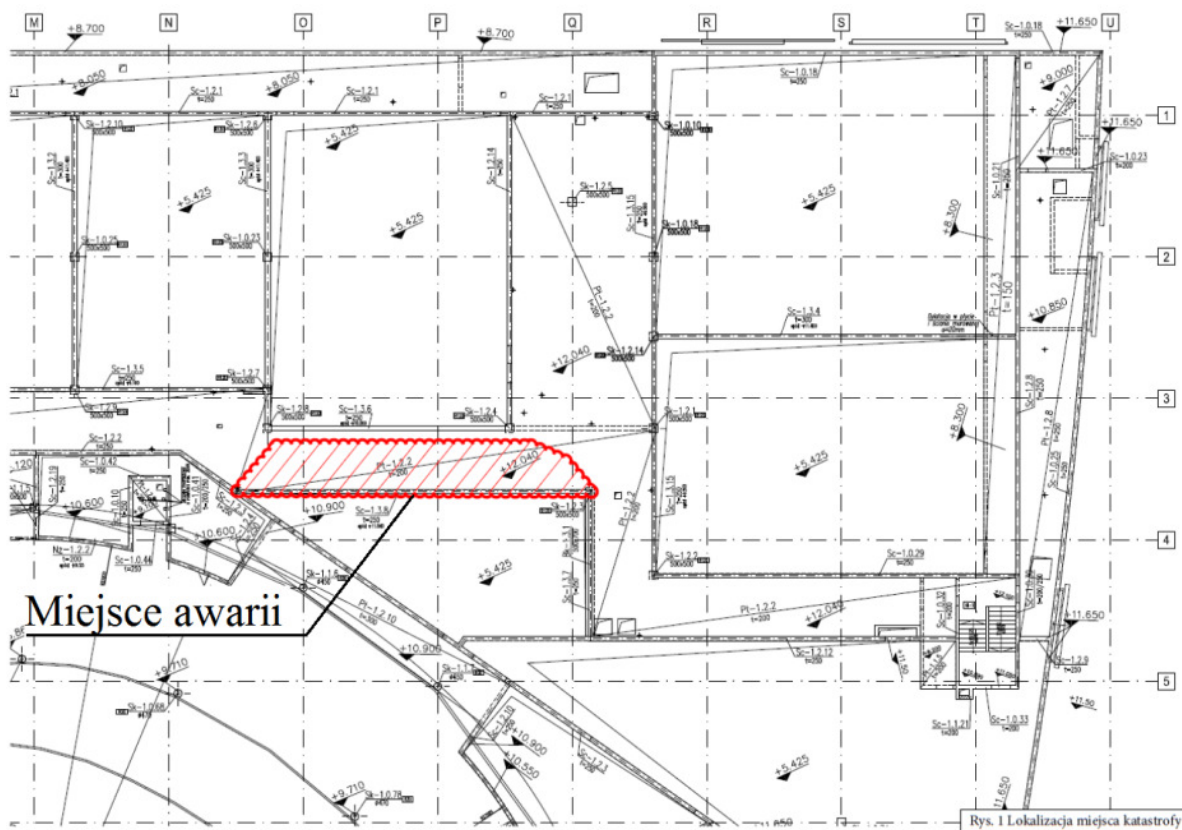
W rejonie miejsca awarii zaprojektowano wewnętrzne ściany grubości 25 cm z betonu C 25/30 ze zbrojeniem pionowymi prętami $\varnothing 12$ co 100 mm oraz prętami poziomymi $\varnothing 12$ co 100 mm (poziom 12,04–15,80 m) lub $\varnothing 10$ co 150 mm (poziom 15,8–19,0 m). W obszarze wystąpienia zniszczenia strop grubości 20 cm posiadał zbrojenie podłużne górą prętami $\varnothing 6$ co 240 mm oraz dołem prętami $\varnothing 8$ co 240 mm. Natomiast zbrojenie poprzeczne górą $\varnothing 6$ co 200 mm i dołem $\varnothing 10$ co 200 mm.

3. Opis awarii

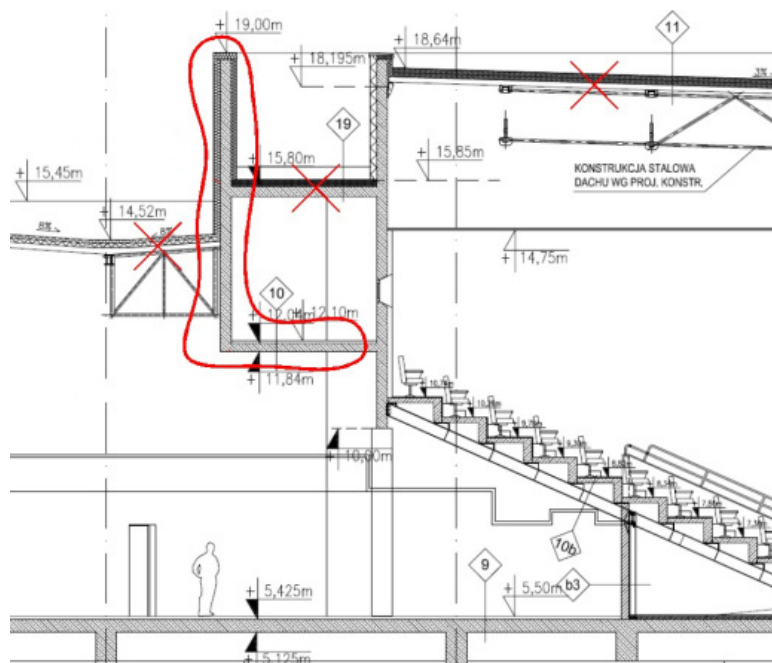
W sierpniu 2014 r. w trakcie realizacji inwestycji galerii handlowej miała miejsce awaria budowlana. Zdarzenie to polegało na zawaleniu się odcinka monolitycznego stropu ciągu komunikacyjnego zlokalizowanego na poziomie +12,04 m wraz z częścią monolitycznej ściany zabetonowanej w poprzednim dniu. Awaria ta nastąpiła w trakcie betonowania kolejnego odcinka ściany grubości 25 cm zlokalizowanej na końcu wspornikowej części przedmiotowego stropu.

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 przeciwległym 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. Wg oświadczenia Wykonawcy awaria ta nastąpiła w końcowej fazie betonowania wewnętrznej 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 deskowanie stropu jak również deskowanie betonowanego odcinka ściany.

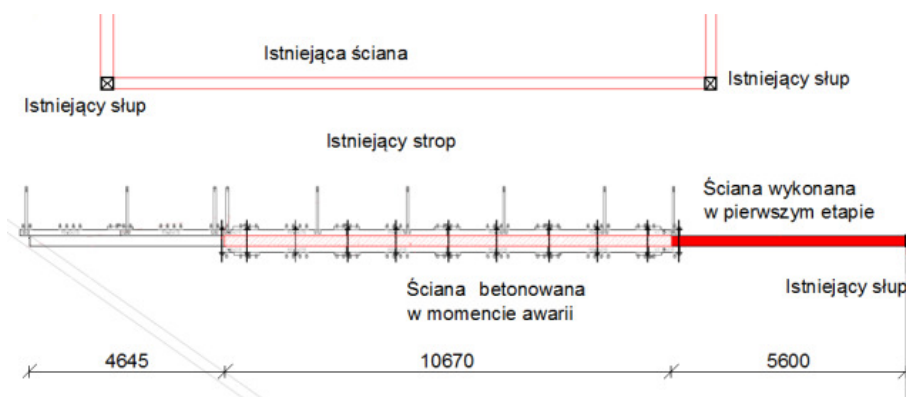
Na rys. 1–3 przedstawiono schematycznie lokalizację miejsca awarii oraz stan w momencie jej zaistnienia. Na kolejnych rys. 4 i 5 – przedstawiono zdjęcia stanu konstrukcji po awarii.



Rys. 1. Rzut lokalizacji miejsca awarii



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



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



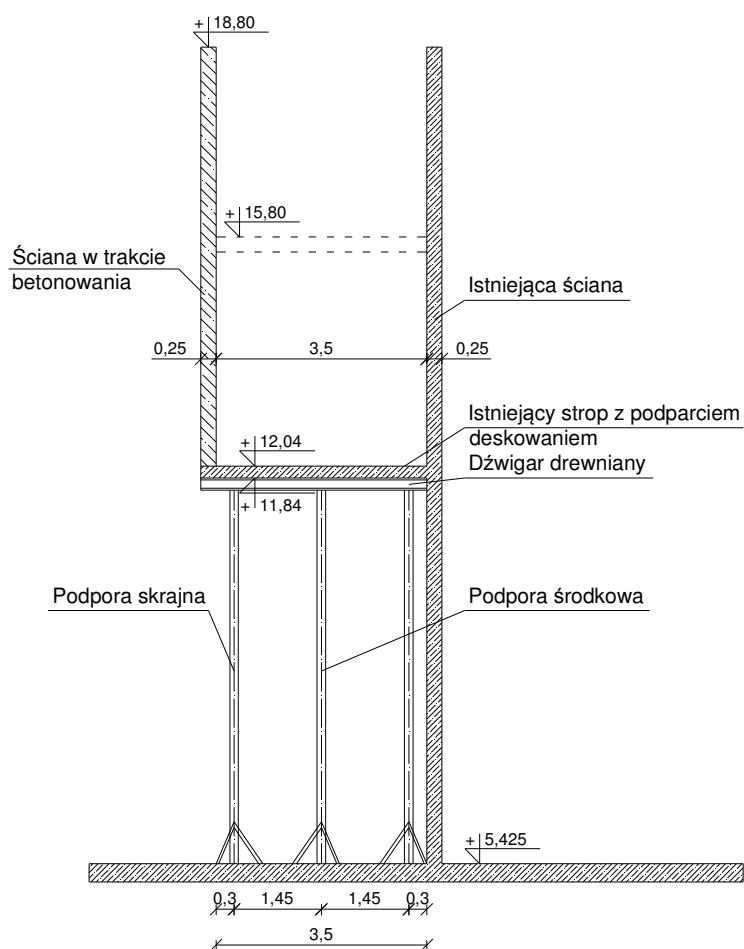
Rys. 4. Widoki zniszczonej konstrukcji



Rys. 5. Kolejne widoki ilustrujące stan 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 rys. 6.



Rys. 6. Poglądowy schemat podparcia i obciążenia fragmentu stropu w poziomie 12,04 m w chwili awarii

Technical drawing of a rectangular slab with dimensions and labels:

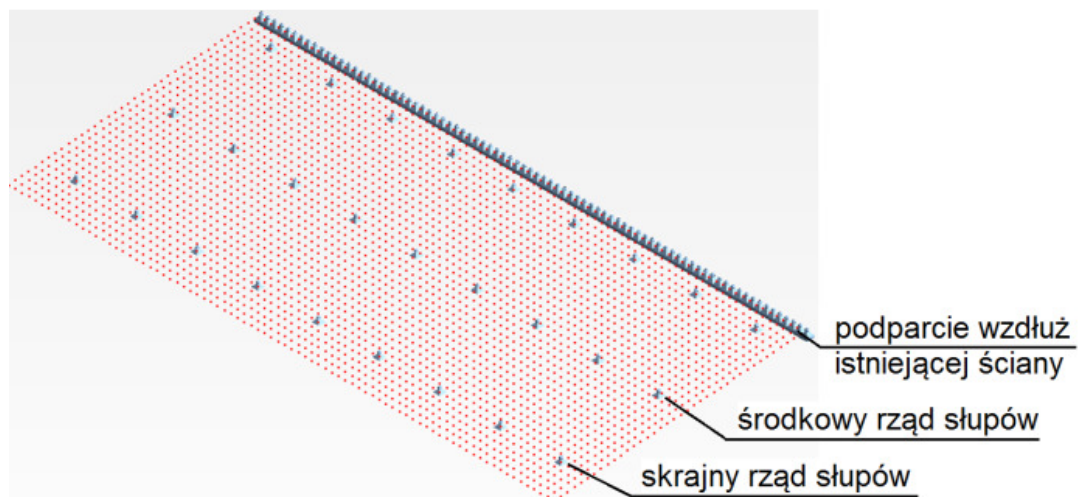
- Overall dimensions:** 8,1 (width) and 3,75 (length).
- Labels:**
 - Prawdopodobne punkty podparcia** (Probable support points) - points along the perimeter.
 - Środkowy słupek** (Central column) - a shaded rectangular area in the center.
 - Betonowana ściana** (Concrete wall) - a shaded rectangular area along the bottom edge.
 - Skrajny słupek** (Edge column) - a shaded rectangular area near the bottom edge.
- Dimensions and Spacing:**
 - Horizontal spacing between points: 0,45, 0,9, 0,9, 0,9, 0,9, 0,9, 0,9, 0,9, 0,9, 0,45.
 - Vertical spacing between points: 0,3, 1,45, 1,45, 0,3.
 - Width of central column: 0,9.
 - Height of central column: 1,45.
 - Width of edge column: 0,9.
 - Height of edge column: 1,275.
 - Width of concrete wall: 0,25.

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

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 $1,45 \times 0,9$ m.

– częściowy współczynnik bezpieczeństwa do obciążeń:	1,5
– 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.



Rys. 8. Przyjęty do obliczeń model numeryczny

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

- dla najbardziej wyężonego słupka skrajnego (pod betonowaną ścianą) $68,04 \text{ kN} > R_d = 24,19 \text{ kN}$,
- dla słupów środkowych $29,90 \text{ kN} > R_d = 24,19 \text{ kN}$.

A więc dla obciążeń jakie występowały w momencie awarii warunki nośności dla konstrukcji 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:

$M = 0,425 \text{ m} \times 57,38 \text{ kN} = 24,39 \text{ kNm} > M_d = 6,5 \text{ kNm}$ (tzn. warunek nośności również nie został spełniony).

5. Analiza awarii

W chwili awarii konstrukcja stropu który uległ zawaleniu 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 rys. 1) podparcie stropu na poziomie $+12,04 \text{ m}$ 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 z monolitycznym układem ścian i słupów usytuowanych na poziomie $+5,425 \text{ m}$ oraz $+12,04 \text{ m}$, a których konstrukcje miały być wykonane we wcześniejszych etapach realizacji inwestycji (tj. z odpowiednim wyprzedzeniem do okresu wykonania stropu na poziomie $+12,04 \text{ m}$, który uległ zawaleniu).

Dla tak jak opisano powyżej układów konstrukcyjnych opracowano dokumentację projektową m.in. dla ścian, stropów i słupów. Taki układ konstrukcyjny przyjęty przez projektanta jest poprawny i w przypadku realizacji inwestycji zgodnie z założeniami zapewniał bezpieczeństwo konstrukcji tak w fazie wykonawczej jak i eksploatacyjnej.

W fazie wykonawczej fragmentów stropu na poziomie +12,04 m oraz ściany usytuowanej w osiach O-Q/3-4 miało miejsce odstąpienia 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 przy pomocy zastrzałów firmy PERI. 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 uległa zawaleniu wraz z betonowanymi odcinkami ściany.

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 (szczególnie w środkowej części) – w trakcie betonowania odcinka wewnętrznej ściany pracowała nie jako element podparty wzdłuż swoich 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.

6. Podsumowanie

W oparciu o przeprowadzoną analizę statyczno-wytrzymałościową fragmentu realizowanej konstrukcji stropu oraz wewnętrznej ściany od poziomu +12,04 m do +18,85 m ustalono, że:

1. Bezpośrednią przyczyną zaistniałej awarii w budynku galerii handlowej, polegającej na zawaleniu się fragmentu konstrukcji stropu zlokalizowanego w ciągu komunikacyjnym na poziomie +12,04 m łącznie z zawaleniem się betonowanej na tym stropie ściany była utrata nośności konstrukcji stemplowania stropu (deskowania).
2. Nie stwierdzono, aby dla analizowanej części stropu wykonana była dokumentacja projektowa stemplowania (deskowania).
3. Wobec braku możliwości dokładnego odtworzenia konstrukcji wykonanego stemplowania fragmentu stropu (część z elementów tego deskowania uległa trwałemu zniszczeniu i została zdeformowana) z dużym prawdopodobieństwem można założyć, iż wykonane rozwiązanie dla stemplowania (deskowania) oparte było na standardowych rozwiązaniach producenta deskowań jak dla typowych obciążeń tylko samego stropu. Konstrukcja tego deskowania (stemplowania) nie była jednak dostosowana do przeniesienia dodatkowych obciążeń od betonowanej ściany wysokości ponad 6,5 m i grubości 0,25 m, które bezpośrednio oddziaływały na skrajny fragment zadeskowanego stropu.
4. Nasuwa się uwaga iż projektant, nie zwrócił wykonawcy dostatecznie silnie zaakcentowanej uwagi na konieczność zastosowania odpowiednio wzmocnionej konstrukcji deskowania i jego stemplowania po wyrażeniu zgody na zmianę sposobu betonowania ściany usytuowanej na wspornikowym, w fazie wykonawczej, fragmentem stropu bowiem taki stan istniał do czasu pełnego zmonolityzowania konstrukcji wykonywanej ściany.

Literatura

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.

FAILURE OF REINFORCED-CONCRETE CEILING DURING CONSTRUCTION OF TRADE GALLERY

Abstract: Reinforced-concrete ceiling failure is described in this paper. The loss of stability and collapse of the existing structure occurred during concreting of the reinforced-concrete wall situated over the ceiling. Based on the analysis of the load-bearing system the causes of the failure were established, and errors and omission made in the design and performance of the structure were indicated.

Keywords: building failure, wall concreting, reinforced-concrete ceiling, standard ceiling shoring.