



PAWEŁ KOSSAKOWSKI, *kossak@tu.kielce.pl*

Katedra Wytrzymałości Materiałów i Konstrukcji Betonowych PŚk.

JERZY ZBIGNIEW PIOTROWSKI, *jzpiotr@tu.kielce.pl*

Katedra Budownictwa Ogólnego PŚk.

GRZEGORZ ŚWIT, *gswit@tu.kielce.pl*

WIESŁAW TRAMPCZYŃSKI, *wtramp@tu.kielce.pl*

Katedra Wytrzymałości Materiałów i Konstrukcji Betonowych PŚk.

OCENA PRZYDATNOŚCI DO UŻYTKOWANIA HALI WYSTAWIENNICZEJ PO POŻARZE

ASSESSMENT OF THE FITNESS FOR USE OF THE EXHIBITION HALL AFTER A FIRE

Streszczenie W artykule przedstawiono wyniki oceny stanu technicznego podstawowych elementów konstrukcyjnych hali wystawienniczej po pożarze. Pokazano metodologię i zakres przeprowadzonych prac badawczych wraz z analizą wpływu obciążenia ogniowego na nośność elementów konstrukcyjnych. Oprócz standardowych badań przeprowadzono diagnostykę głównych dźwigarów nośnych przy użyciu metody emisji akustycznej. W rezultacie stwierdzono konieczność całkowitej przebudowy (modernizacji) całej hali. Wynik ten został w pełni potwierdzony podczas rozbiórki hali, kiedy po uderzeniu dźwigiem w strop nastąpiło jego niekontrolowane zawalenie.

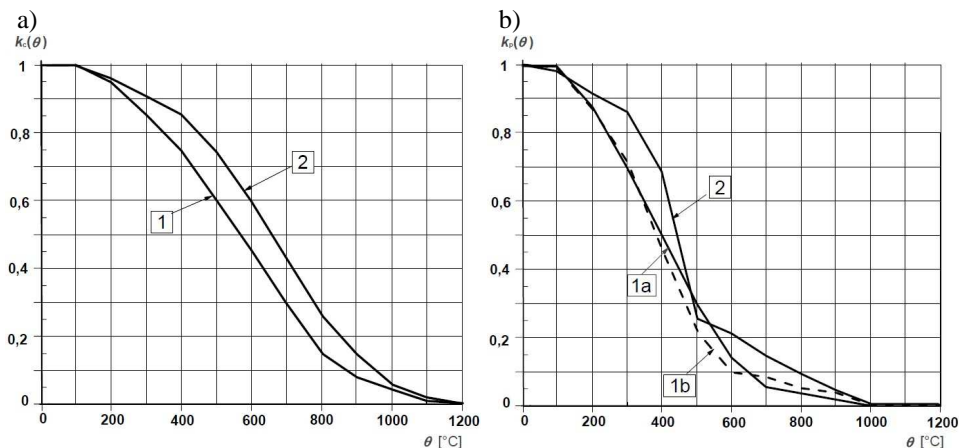
Abstract The article shows the results of the evaluation of the technical condition of basic structural elements of the exhibition hall after the fire. Research work carried out and the analysis of the impact of the fire load bearing capacity of structural elements is presented. In addition to standard tests the acoustic emission method was used for the main beams diagnosis. As a result, it was found that complete reconstruction of the hall is necessary. It was confirmed during dismantling of the hall, when after the hitting the ceiling by crane, uncontrolled collapse of the ceiling took place.

1. Wstęp

Odporność ogniowa elementu konstrukcyjnego to jedna z podstawowych charakterystyk decydujących o przydatności i bezpieczeństwie użytkowania ustroju nośnego w sytuacji wystąpienia zagrożenia pożarowego. Definiowana jest ona jako czas przez jaki element budowlany zachowuje swoje właściwości podczas pożaru lub czas do osiągnięcia jednego ze stanów granicznych. Zachowanie elementów budowlanych w warunkach pożaru jest uzależnione od czasu trwania pożaru, wielkości obciążenia ogniowego oraz osiągniętych temperatur [1÷3].

W przypadku betonu jego wytrzymałość na ściskanie spada w niewielkim stopniu w zakresie temperatur do 200°C. Przy wyższych temperaturach notuje się szybszy i większy spadek jego wytrzymałości. W temperaturze 500°C podstawowa wytrzymałość na ściskanie betonu może zmniejszyć się o 25÷40% (rys. 1a). Należy jednakże zauważyć, że beton posiada dobre własności w zakresie izolacyjności termicznej, przez co w przypadku zwykłego pożaru wysoka temperatura oddziałuje powierzchniowo, nie dochodząc do rdzenia prze-

kroju elementu. Materiałem bardziej wrażliwym na działanie wysokich temperatur jest stal. W przypadku stali sprężającej istotny spadek wytrzymałości na rozciąganie notowany jest przy temperaturze około 300°C. Temperaturą krytyczną jest 500°C, gdyż wytrzymałość stali spada o 75% (rys. 1b).

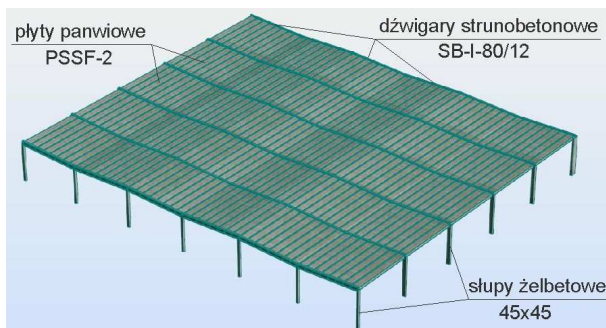


Rys. 1. Wykresy spadku wytrzymałości w zależności od temperatury wg [1]:
 a) beton zwykły na kruszywie krzemianowym (1), na kruszywie wapiennym (2);
 b) stal sprężająca obrabiana na zimno (druty, sploty) klasa A (1a), klasa B (1b),
 stal sprężająca hartowana i odpuszczana (pręty) (2)

W niniejszym artykule przedstawiono zagadnienia związane z szacowaniem rezerw bezpieczeństwa obiektu o konstrukcji nośnej z betonu sprężonego na przykładzie rzeczywistej hali wystawienniczej, w której doszło do pożaru [4].

2. Ogólna charakterystyka obiektu i zdarzenia

Przedmiotem artykułu jest budynek hali wystawienniczej F/G znajdującej się na terenie kompleksu Targów Kielce. W istocie to dwie niezależne konstrukcyjnie, przylegające do siebie i zdylatowane. Hale parterowe, niepodpiwniczone, z wewnętrzną piętrową, zabudowaną antresolą. Konstrukcja nośna hal prefabrykowana, szkieletowa, stropodach z płyt sprężonych PSSF-2 na dźwigarach strunobetonowych SB-I-80/12 (rys. 2).



Rys. 2. Schemat konstrukcyjny hali F

w kierunku zamocowania. Rysy obejmowały obszar ok. 4 płyt panwiowych w obu kierunkach i rozchodziły się pod kątem $30\div 60^\circ$. Ponadto na dolnych półkach dźwigarów zaobserwowano siatkowe spękania betonu na całej ich powierzchni aż do środka (rys. 4).



Rys. 4. Widok zarysowań dźwigara strunobetonowego

W pozostałej części hali zarysowania dźwigarów były sporadyczne i najczęściej występowały w okolicy podparć. Podobnie na obszarze między osiami C–C'–E–E' oraz 1–1'–4–4' znacznie uszkodzone były płyty panwiowe. Na powierzchni widoczne były spękania i rysy w narożach jak i w środku rozpiętości płyt. Przez spękania widać było produkty migracji lepiszcza asfaltowego stanowiącego spoiwo pokrycia dachowego. Ponadto w zębach łączących płyty panwiowe zauważono przemieszczenie się powierzchni poszczególnych płyt oraz również przenikanie lepiszcza asfaltowego. Ta sytuacja została zauważona także poza strefą powstania ognia, nawet w odległych skrajnych płytach, szczególnie w sąsiedztwie hali G.

Zarysowania skurczowe wywołane działaniem wysokiej temperatury stwierdzono również na słupach, także poza strefą powstania ognia. Charakterystyczne pęknięcia przy połączeniu słupów i ścian zewnętrznych stwierdzono w odległych skrajnych osiach A–A' (hala F) oraz K–K' (hala G). Popękane na połączeniach były płyty ścian zewnętrznych, szczególnie wzdłuż osi 1–1'. W kilku miejscach stwierdzono pęknięcia posadzki betonowej, a przy osi 1–1' w pobliżu źródła ognia naprężenia termiczne spowodowały wybrzuszenie posadzki. Całkowitemu zniszczeniu uległy wszystkie instalacje elektryczne, wentylacyjne i grzewcze zlokalizowane na powierzchniach elementów budowlanych, a także pokrycie dachowe.

Według analizy przebiegu zdarzeń najbardziej prawdopodobne jest przyjęcie założenia, że największe obciążenie termiczne rzędu $600\div 700^\circ\text{C}$ wystąpiło w miejscu źródła ognia w czasie od zauważenia pożaru do rozpoczęcia oddymiania. Mimo, że w czasie trwania akcji gaśniczej ogień rozprzestrzenił się, także w związku z uruchomieniem oddymiania, w miejscach kolejnego zapłonu zakres temperaturowy ulegał stopniowemu obniżaniu. Obciążenie temperaturą spowodowało całkowite zniszczenie elementów wykończeniowych, deformację blach, odspojenie tynku, pęknięcia połączeń, rozwarstwienie materiałowe w ścianach, zniszczenie materiałów izolacyjnych.

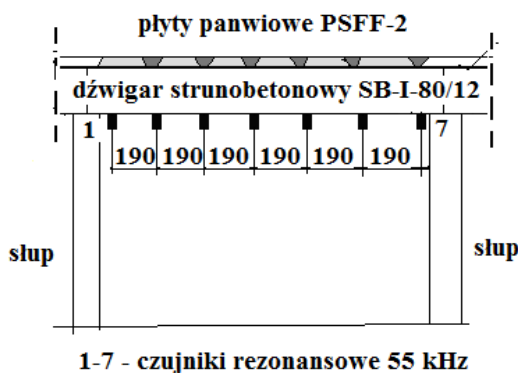
3.2 Badania sklerometryczne wytrzymałości betonu

Badania zasadniczych elementów konstrukcji wykonano sklerometrem typu N, w wybranych losowo miejscach na słupach i dźwigarach zlokalizowanych między osiami 2–3 na osi E (dźwigar D1) i na osi D (dźwigar D2). Klasa betonu dźwigarów D1 i D2 określona została na poziomie odpowiednio C35/45 i C30/37. Należy zwrócić uwagę na niższą wytrzymałość betonu dźwigara D2, a więc elementu znajdującego się bezpośrednio w zarzewiu ognia,

w stosunku do dźwigara D1. Różnica w wytrzymałościach betonu dźwigarów wynosi 25% i można stwierdzić, że wynika ona z bezpośredniego działania ognia. Średnia klasa betonu słupów była dużo niższa w porównaniu do badanych dźwigarów i wyniosła C25/30.

3.3 Ocena oddziaływania uszkodzeń – badania metodą emisji akustycznej (AE)

Badaniom emisji akustycznej, pod obciążeniem własnym, poddano te same dźwigary D1 i D2, które poddano badaniom sklerometrycznym. Na dolnej powierzchni dźwigarów rozmieszczono liniowo po 7 czujników rezonansowych o częstotliwości 55 kHz. Odległość pomiędzy czujnikami wynosiła 190 centymetrów, co pozwoliło na rejestrację wszystkich sygnałów AE z badanych belek oraz lokalizację źródła sygnałów z dokładnością strefy. Sygnały AE poddano wieloparametrowej analizie oraz ich grupowaniu w klasy. W tym celu porównano parametry zarejestrowanych sygnałów z parametrami sygnałów wzorcowych produkowanych przez procesy zniszczenia jakie mogły mieć miejsce w dźwigarach przy zastosowaniu metody Supervised Pattern Recognition (SPR). W rezultacie otrzymano 8 klas sygnałów, z których każda odpowiada innemu mechanizmowi zniszczenia.



Rys. 5. Rozmieszczenie czujników EA dla dźwigarów D1 i D2

W ocenie stopnia uszkodzenia konstrukcji oparto się na kodyfikacji poziomów uszkodzenia. Opracowano dwie tablice, wrażliwości i rozległości uszkodzeń, umożliwiające kodyfikację wyników monitoringu metodą AE, stosując skalę 6 stopniową.

Tablica 1. Przyjęte kodowanie rozległości uszkodzeń

Kod	Opis
A	Brak znaczących wad
B	Mała ilość wad – do 5% powierzchni (długości) ilości elementów
C	Umiarkowana ilość wad – 5 do 20% powierzchni (długości) ilości elementów
D	Duża ilość wad – 20% do 50% powierzchni (długości) ilości elementów
E	Rozległe wady – 50% do 70% powierzchni (długości) ilości elementów
F	Rozległe uszkodzenia – ponad 70% powierzchni (długości) ilości elementów

W ocenie rozległości uszkodzenia wykorzystano wyniki lokalizacji strefowej oraz klasyfikację sygnałów w strefach. Miarą rozległości uszkodzenia był udział procentowy stref, w których wystąpiły określone klasy sygnałów. Kodowanie rozległości uszkodzeń i wrażliwości konstrukcji przeprowadzono zgodnie z wytycznymi zawartymi w tablicach nr 1 i 2, a następnie zestawiono z ocenami elementów przeprowadzonymi metodami tradycyjnymi.

Tablica 2. Ogólny opis wpływu defektów na stan techniczny konstrukcji

Kod	Opis
0	Element niespełniający swojej funkcji użytkowej bądź zniszczony
1	Poważna wada (uszkodzenie i) albo element jest blisko awarii (zniszczenia)
2	Umiarkowana wada (uszkodzenie, mogące mieć wpływ na utratę nośności)
3	Pierwsze oznaki pogorszenia stanu technicznego konstrukcji, pojawiają się niewielkie wady (uszkodzenia, niewpływające na nośność elementu)
4	Nowy element bądź element z wadą niemającą wpływu na jego nośność
5	Nowy element bez wad

Tablica 3. Przykładowy opis rozległości uszkodzeń i wrażliwości konstrukcji na uszkodzenia dźwigara D1

Kod	0	1	2	3	4	5
A						
B						
C						
D			2 D			
E				3 E		
F						

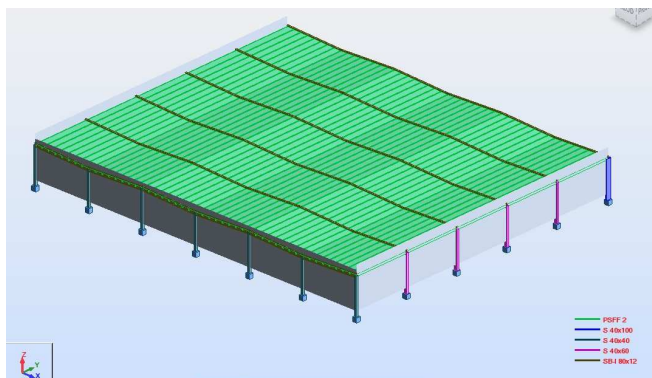
Na podstawie przeprowadzonej analizy stwierdzono, że dźwigary D1 i D2 zawierały liczne mikrouszkodzenia na dużej powierzchni obejmującej około 70% strefy. Na obszarze tym pojawiały się sygnały sugerujące występowanie zjawisk sprzyjających powstawaniu mikrorys mających wpływ na dalsze użytkowanie obiektu, a w perspektywie mogących doprowadzić do dalszego spadku trwałości i nośności części obiektu. Około 20% powierzchni belek obejmowały uszkodzenia, sprzyjające powstawaniu rys o szerokości do 0.2 mm, które przy braku obciążenia technologicznego oraz obciążenia śniegiem wykazywały aktywność. Wskazywało to, że proces degradacji tych dźwigarów nadal postępował. Uwzględniając dodatkowo niestabilność procesów chemicznych inicjujących i przyspieszających procesy korozji zbrojenia i splotów sprężających, wzmacnianie konstrukcji wydało się być niecelowe. Stwierdzono stan przedawaryjny, stwarzający problem niekontrolowanej utraty nośności w tym obszarze.

3.4 Obliczenia sprawdzające

W celu dokładnego wyznaczenia sił wewnętrznych działających w poszczególnych elementach hali, obliczenia wykonano modelując przestrzenny, prętowy układ konstrukcyjny składający się z płyt panwiowych opartych na dźwigarach strunobetonowych i słupach żelbetonowych (rys. 6). W modelu uwzględniono wpływ pożaru, przyjmując rzeczywiste parametry wytrzymałościowe określone w trakcie badań oraz zakładając straty siły sprężającej dźwigary SB-I-80/12 na poziomie 25%. Uwzględniono również straty sprężenia spowodowane odkształceniem sprężystym, pełzaniem i skurczem betonu, relaksacją stali oraz tarcieniem i poślizgiem cięgien w zakotwieniu.

Sprawdzeniu poddano nośność dźwigara D1 poddanego działaniu obciążenia ogniowego. Przyjęto zbrojenie strunami 35×7×2.5 odmiany II o nośności jednej struny (sile zrywającej) $F_{pk} = 9.1$ kN. Maksymalny moment od obciążeń w fazie użytkowania wyznaczono podczas obliczeń statycznych i wyniósł on $M = 1142$ kNm. Ekstremalne naprężenia normalne σ mogące wystąpić w skrajnych włóknach dźwigara D1 wyniosły:

- włókna dolne $\sigma_d = -23.6$ MPa $< f_{ctk} = -2.20$ MPa
- włókna górne $\sigma_g = 41.8$ MPa $> f_{ck} = 40.0$ MPa



Rys. 6. Widok modelu obliczeniowego

Uwzględniając wyniki analizy nośności konstrukcji stwierdzono możliwość przekroczenia dopuszczalnych naprężeń w dźwigarach dachowych przy zwiększeniu obciążenia (np. śniegiem). Obliczenia wskazywały, że naprężenia we włóknach dolnych mogą przekroczyć w znacznym stopniu naprężenia dopuszczalne, natomiast przekroczenie naprężeń we włóknach górnych było niewielkie (ok. 4%). Należy pokreślić możliwość wystąpienia rozciągania w spodniej części dźwigarów, co przy stwierdzonym zarysowaniu dźwigarów jest szczególnie niebezpieczne i niezgodne z PN-EN 1992-1-1, określającej w sytuacji środowiska agresywnego wymóg dekompresji zbrojenia sprężanego.

Podsumowując, należy podkreślić, że obniżenie parametrów materiałowych i wytrzymałościowych belek, spowodowane pożarem oraz stratami doraźnymi i reologicznymi sprężenia, w przypadku wystąpienia obciążenia śniegiem oraz znacznego obciążenia użytkowego, mogło doprowadzić do awarii dźwigarów.

4. Wnioski, ocena stanu technicznego i zakres niezbędnych prac naprawczych

Analiza zdarzeń pozwala wnioskować, że temperatura obciążenia ogniowego nie przekroczyła 700°C i obciążenie to najintensywniej oddziaływało na elementy konstrukcyjne znajdujące się bezpośrednio nad zarzewiem ognia. Skutkiem tego obniżona została wytrzymałość materiałów, z których wykonano elementy konstrukcyjne obiektu. Spadek wytrzymałości na ściskanie betonu spowodowany działaniem ognia stwierdzony został w przypadku dźwigarów głównych. Wytrzymałość betonu dźwigara znajdującego się bezpośrednio w zarzewiu ognia, w stosunku do sąsiedniego dźwigara była o klasę niższa. Taka duża różnica w wytrzymałościach betonu dźwigarów sugeruje wpływ bezpośredniego działania ognia. Spadek temperatury po ugaszeniu pożaru mógł dodatkowo wpłynąć na redukcję wytrzymałości betonu na ściskanie jak sugerują inni autorzy [5].

Obciążenie ogniowe spowodowało również zarysowania i pęknięcia elementów sprężonych i żelbetowych. Jednocześnie znaczne przemieszczenia poziome konstrukcji dachowej spowodowały dalsze zarysowania nie tylko w obrębie pożaru, ale również w najdalej odległych miejscach hali F, a także w hali G. Biorąc pod uwagę obraz przemieszczeń, wyniki przeprowadzonych badań jakościowych betonu oraz badania akustyczne należało przypuszczać, że obniżony został, szczególnie miejscowo w obrębie pożaru, poziom sprężenia stali w dźwigarach strunobetonowych. Oddziaływanie ognia w miejscach jego źródła spowodowało przemieszczenia, co przy zróżnicowanej rozszerzalności liniowej, mogło spowodować miejscową utratę przyczepności stali sprężonej do betonu, a co za tym idzie spadek sprężenia. Miało to zasadnicze znaczenie dla nośności konstrukcji. Analizując wpływ obciążenia

ogniowego na wytrzymałości na ściskanie betonu oraz wygląd oraz stan techniczny dźwigarów głównych, które po ustaniu działania ognia nadal były nośne w zakresie obciążeń ciężarem własnym oraz stałych stwierdzono, że spadek sprężenia stali zbrojeniowej mógł wynieść około 25%. Jak pokazano na przykładzie obliczeń, przy takim poziomie redukcji sprężenia mógł nastąpić stan awaryjny, mogący skutkować katastrofą budowlaną. Dlatego stan techniczny hali F, szczególnie w obrębie ogniska pożaru, określono jako przedawaryjny, wymagający podjęcia niezbędnych działań w kierunku wymiany elementów konstrukcyjnych.

Opisany stan i konieczne działania dotyczyły zarówno dźwigarów jak i płyt panwiowych. Płyty panwiowe zostały praktycznie całkowicie zniszczone w części żelbetowej (płaszczyzna pozioma płyt), w których wyraźne pęknięcia wypełnione są masą bitumiczną pochodzącą z pokrycia. Konieczna wymiana w obrębie pożaru dotyczyła także słupów i posadzki. W tym przypadku uszkodzenia powstały głównie pod wpływem nagłych zmian temperatur i naprężeń skurczowych.

Oddzielnym zagadnieniem, które szczegółowo analizowano podczas badań emisją akustyczną był wpływ na dalszą eksploatację licznych mikrouszkodzeń. Pojawiające się sygnały sugerowały występowanie zjawisk sprzyjających powstawaniu mikrorys nie wpływających aktualnie na stan techniczny obiektu. Miały one jednak wpływ na dalsze użytkowanie obiektu a w niedalekiej perspektywie mogły doprowadzić do dalszego spadku trwałości i nośności obiektu.

Mając na uwadze utratę walorów użytkowych i funkcjonalnych przez podstawowe elementy konstrukcyjne, niezbędnym rozwiązaniem było wykonanie zarówno wymiany elementów konstrukcyjnych (w wyniku utraty nośności) jak i ich przebudowa (w wyniku naruszenia i utraty sztywności przestrzennej). Wymiana i przebudowa powinna objąć przede wszystkim obszar pożaru i dotyczyć wszystkich elementów nośnych łącznie z fundamentami. W pozostałej części należało wykonać wzmocnienie konstrukcyjne elementów, w tym zabezpieczenie przed procesem korozyjnym, wykonać dodatkowe usztywnienia stropodachu oraz wzmocnić lub wymienić ściany zewnętrzne.

Taki zakres prac powodował uzasadnioną konieczność przebudowy (modernizacji) całej hali.

Uwzględniając wyniki przedstawionej oceny stanu technicznego podstawowych elementów konstrukcyjnych hali po pożarze oraz zakres niezbędnych prac, użytkownik podjął decyzję o rozbiórce obiektu i wybudowaniu nowej hali wystawienniczej.

Przedstawione wnioski w pełni potwierdziły się w momencie demontażu hali, jako że po uderzeniu dźwigiem w strop nastąpiło jego niekontrolowane zawalenie.

Literatura

1. PN-EN 1992-1-2 Eurokod 2 Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-2: Reguły ogólne. Projektowanie na warunki pożarowe
2. PN-64/B-02850, Ochrona przeciwpożarowa w budownictwie. Klasyfikacja pożarowa materiałów i elementów konstrukcji budowlanych. Nazwy i określenia podstawowe.
3. PN-70/B-02852, Ochrona przeciwpożarowa w budownictwie. Obliczenia obciążenia ogniowego oraz wyznaczanie względnego czasu trwania pożaru.
4. Piotrowski J.Z., Trąpczyński W., Kossakowski P., Świt G., Zaborek R.: Ekspertyza techniczna hali wystawienniczej F/G Targów Kielce, ul. Zakładowa 1 w Kielcach po pożarze, Kielce, 2009.
5. Kowalski R.: Wytrzymałość betonu w warunkach oddziaływania wysokich temperatur i po oziębieniu, XLIX Konferencja Naukowa KILiW PAN i KNPZITB, Krynica 2003.