

PAWEŁ KOSSAKOWSKI <sup>1</sup>  
 JERZY ZBIGNIEW PIOTROWSKI <sup>2</sup>  
 GRZEGORZ ŚWIT <sup>3</sup>  
 WIESŁAW TRĄMPCZYŃSKI <sup>4</sup>

Kielce University of Technology  
 al. Tysiąclecia Państwa Polskiego 7  
 25-314 Kielce, Poland

<sup>1</sup> kossak@tu.kielce.pl

<sup>2</sup> jzpiotr@tu.kielce.pl

<sup>3</sup> gswit@tu.kielce.pl

<sup>4</sup> wtramp@tu.kielce.pl

# THE FEASIBILITY ASSESSMENT OF THE EXHIBITION HALL AFTER THE FIRE

## Abstract

The article presents the feasibility assessment and evaluation of technical conditions of basic structural elements of exhibition hall after the fire. The aim of this investigation was to develop the ways for further exploitation of the structure and to evaluate the extent of repairs to be done. The scope of investigation and the detailed methodology for the investigation is presented. Given is the impact of the fire load on the bearing capacity of structural elements. To assess the impact of the damages on the main load bearing beams, besides the standard tests, also the acoustic emission (AE) method was applied.

**Keywords:** fire, fire resistance, structures, feasibility assessment after fire destruction, acoustic emission (AE) method

## 1. Introduction

Fire resistance is one of the fundamental properties of the construction elements. It denotes, of how these elements perform during the fire. Moreover, it determines, if these elements could further safely perform according to its design after the fire [i.e. when the fire is extinguished]. Fire resistance is defined as time interval in which construction element preserves its properties during the fire, or when reaching one of its limits.

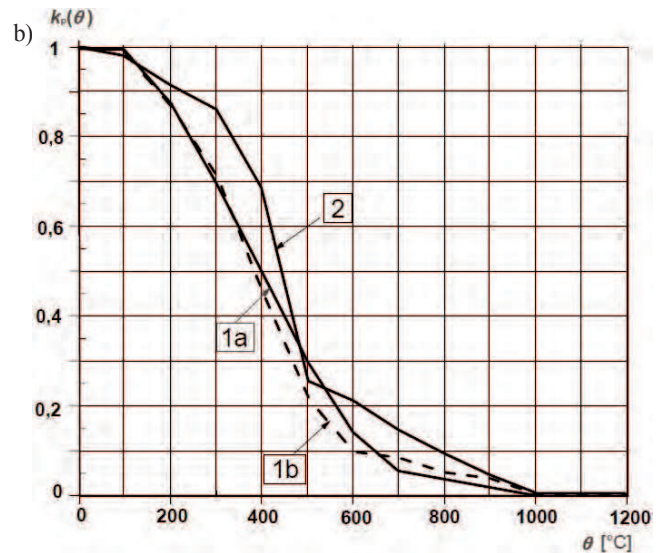
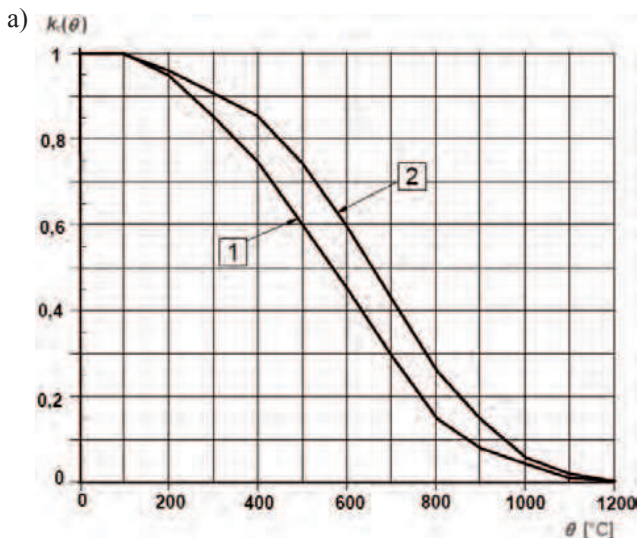


Fig. 1. Graphs representing the drop in resistance with the temperatures, according to [1]: normal concrete with silicate aggregate (1), with calcareous aggregate (2); prestressing steel with cold treatment (steel wires, steel splices) class A (1a), class B (1b), prestressing steel hardened and tempered (bars) (2)

The behaviour of construction elements during the fire depends on the lasting time of, load applied by the fire and the reached temperatures [1-3]. In case of

concrete, in the range of the temperatures up to 200°C, its resistance to compression slightly drops. With higher temperatures one may observe faster and higher drop in its resistance. And so, in temperature of 500°C, the fundamental strength of the concrete to compression may reduce by 25-40% (Fig. 1a).

However its worthed to point out, that concrete posses good thermal insulating properties. So, in case of „typical” fire, the high temperature affects the surface only and does not penetrate up to the core of the element’s section. Steel is the material which is more sensitive to higher temperatures. In case of tension steel, significant drop in resistance to tension occurs in temperature of approximately 300°C. The critical temperature is 500°C, because at this temperature the resistance drops by 75% (Fig. 1b).

In this paper presented are the problems related to estimation of the safety reserves of the object built with reinforced supporting construction. Its based on the Real case of the exhibition hall, where fire took place [4].

## 2. Case history: the facility and the event

The subject of this investigation is the construction of the exhibition hall F/G. It is built in the exhibiton complex named Kielce Fair.

In reality, these are the two independent structures adjacent and dilatated. They are ground floor market halls built without the basement with one-story enclosed mezzanine inside. Supporting structure of the halls is prefabricated and consists of frame, flat roof of prestressed plates PSSF-2 (concrete channel shape plates), resting on prestressed girders SB-I-80/12 (Fig. 2).

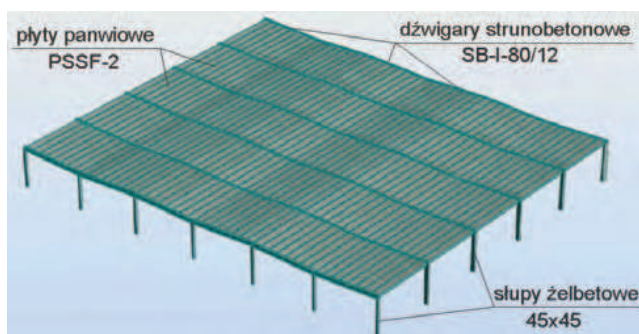


Fig. 2 Construction scheme of exhibition hall F

The fire was discovered in the exhibition hall F. Its origin was localized in the area between the axes C-C’/E-E’ oraz 1-1’/4-4’ (Fig. 3). The fire did not jump directly on construction elements. They were fire resistant. However it moved through installations, mainly electrical wires and the exhibition items on display. It took about 3 hours to extinguish the fire.

After the fire was extinguished, it was stated, that the fire affected part of the exhibition hall. The peak of the fire load was within 600-700°C of the temperature ranges and lasted few dozen minutes. The user of the building ordered technical inspection [4]. Its aim was to asses the technical condition of the main construction elements of this building. Also, the possibilities of its further use and the assessment of the repairs needed to be done.

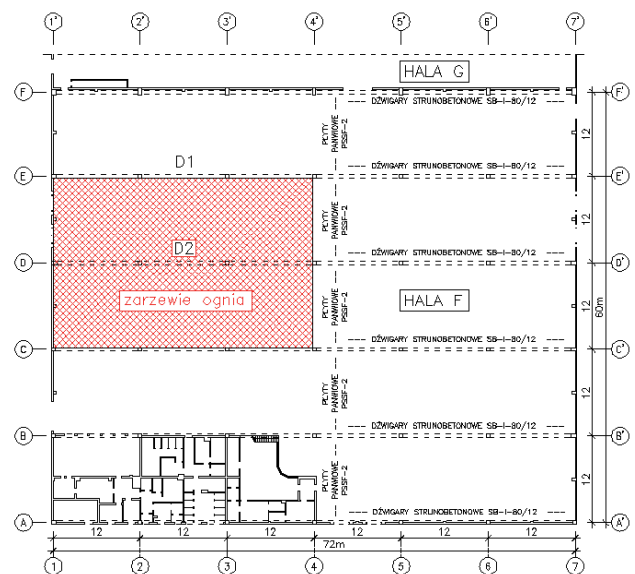


Fig. 3. The ground floor plan of exhibiton hall F

## 3. Inspection study and control measurements

The inspection program was focused on the area, where the fire originated, It included testing of the girders and the bearing plates in the area of fire ignition in hall F. In particular:

- visual inspection and survey of geometry of the structure, (i.e. its width, length, span, etc.),
- testing of the strength resistance of concrete construction elements,
- evaluation of the damaged concrete surface. Its influence on load carrying abilities of construction elements,
- control computations.

### 3.1. Results of visual inspection and anlysis of the fire load

In the area of fire ignitron (Fig. 3) many cracks were discovered in prestressed concrete girders. Cracks were characteristically inclined, running from the support of bearing plates towards their suspension in both directions with 30-60° angles. They were noticed on 4 bearing plates. Besides, on the lower shelves of girders, net fracturing of concrete over its entire surface into the web, was observed (Fig. 4).



Fig. 4. Visible cracks in prestressed concrete girder

In the remaining part of the exhibition hall the cracks in girders were occasional and they appeared mostly in the areas of support. Similarly, in areas between the axes C-C'–E-E' and 1-1'–4-4' the bearing plates were severely damaged. On the surface of the plates visible were the cracks and scratches. They were also present in their middle and in the corners. In the cracks one could observe the remains of the asphalt binder migration coming from the roofing. Besides, in the ribs connecting the bearing plates, the movements of the plates and injections of the asphalt binders were seen. This occurred not only in the fire zone, but also on the plates which were placed away from this zone, particularly in the vicinity of exhibition hall G.

The cracks caused by contraction under the high temperatures were noticed on pillars which were were outside of the fire zone. Typical cracks in the vicinity [near] the connections of the columns [pillars] and on the outer walls were registered. They were seen on the far axes A-A' in the exhibition hall F and K-K' in the exhibition hall G. There were the cracks on the joints of the outer walls, particularly along the axis 1-1'. In several places there were discovered the cracks in the concrete floor. Near the source of the fire ignition, by the axis 1-1, the bulging of the floor was noticed. The following systems: exhaust, wiring and the heating, placed on the surfaces of construction elements were completely destroyed. Totally damaged was also the roof of the building.

From the analysis of the event, the most probable is the assumption:

- the peak fire load was in the range of 600-700°C,
- it occurred directly by the source of the fire,
- it lasted from the fire ignition until the beginning of the smoke extraction,
- during the extinguishing of the fire, the fire was spreading out. One of the reasons could be the smoke extraction,
- in the areas of consecutive fire ignitions the temperatures were gradually dropping,

- the temperature load caused: the total destruction of the finishing elements, deformation of the steel plates, loosening of plaster, cracks in connectors, delamination of the material in the walls, and the destruction of insulation.

### 3.2. Sclerometrical concrete strength tests

The examination of the most important construction elements was performed with instrument called sclerometer, type N. The girders and the columns for testing were between the axes 2-3 on the axis E (girder D1) and on the axis D (girder D2). They were randomly selected. For the girders D1 and D2, the class of the concrete was determined as C35/45 and C30/37, respectively.

The strength of the concrete by girder D2 compared to girder D1 was lower. It is because the girder D2 was directly at the point of fire ignition. The difference in concrete's strength is by 25%. It was caused by the fire. On the average, the pillars' concrete class was C25/30. It was much lower, as compared to tested girders.

### 3.3. Estimation of damages with acoustic emission (AE) method

Investigation using the AE method, was performed on the very same girders D1 and D2, on which the sclerometric tests were done. On the lower surface of the girders 7 sensors were placed. Their frequency was that of 55 kHz. The separation between the sensors was 190 cm. That allowed registration of all AE signals coming from the tested beams. It allowed also to identify the source of the signals within the particular zone. The AE signals were divided into classes using multiparameter analysis. It was done with the Supervised Pattern Recognition (SPR) method. The parameters of recorded signals were then compared with the model database. Eight classes of signals were identified. Each of them corresponds to different destruction process.

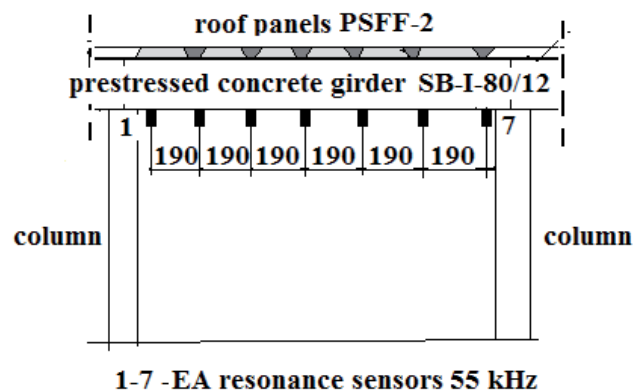


Fig. 5. Placement of AE sensors for the girders D1 i D2



The assessment of the damages was based on the code of an appropriate level of destruction. To assess the results of the AE method, two tables were made. They were related to sensibility and the range of the damages with 6 degrees scale. To evaluate the range of damages, the results from zones identification and classes of the signals were used. As the measure of destruction, the percentage cover of the zones with the specified classes of the signals were used. The coding was done according to Tables 1 and 2. Next, the comparison against the traditional methods was done.

**Table 1.** The way of coding the range of damages

Code	Description
A	No significant defects
B	Small amount of defects – up to 5% of the surface, area, / length / number of elements
C	Moderate amount of defects – 5 to 20% of the surface / length / number of elements
D	Large amount of defects – 20% to 50% of the surface / length / number of elements
E	Extensive defects – 50% to 70% of the surface / length / number of elements
F	Extensive damages – over 70% of the surface / length / number of elements

**Table 2.** Influence of damages on technical performance of the construction

Code	Description
0	Element not functioning properly according to its use or damaged
1	Serious defect /damage, and / or the element is close to failure / damage.
2	Moderate defect / damage, which might have an influence on the loss of the bearing
3	First signs of worsening of the technical conditions of structure, small defects appear /damages, which have no influence on the bearing capacity of the element.
4	New element, or element which defect have no influence on its bearing capacity
5	New element, free of any defects

**Table 3.** Description of the range of damages and the construction’s sensibility. The sample case of D1 girder

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

Based on the results of this investigation we may state, that many microdamages occurred in D1 and D2 girders. They were noticed at 70% of the entire zone. Moreover, the signals suggesting the possibilities of further deterioration, i.e. microdamages were noticed. That could influence the attempted use of the entire structure. And, in particular, the drop in strength and the load of the affected part of the structure. At ca 20% of the beams’ surface the type of damages facilitating the formation of the cracks with 0.2 mm width were detected. These damages were active, although there was neither technological no snow load. That was an indication, that the process of girders’ deterioration was further in progress. Considering the instabilities of the chemical processes facilitating the corrosion of the wires in concrete reinforcement and in compressions’ splices, the further structural reinforcement of the structure seemed to be inappropriate. The state of the structure was found shortly before the collapse, which creates the problem of uncontrolled loss of load in this area

**3.4. Control computations**

The calculations were performed using 3-D model of rod construction system consisting of concrete channel shape plates, which were supported by pre-tensioned concrete girders and reinforced concrete pillars (Fig. 6). The aim was to precisely evaluate the range of internal forces acting at the particular elements of construction of the exhibition hall. Considering the damaging effects of the fire, those strength’s parameters were taken, which were determined during investigation. Assumed was the loss of the force, which compressed the girders type SB-I-80/12, by 25%. It was caused by elastic strain, creeping and contraction of concrete, steel’s relaxation, the friction and slipping of the strings in the anchors.

Load capacity of the D1 girder, which was affected by the fire, was re-examined. Assumed was concrete reinforced with 35x7x2.5 wires, type II. The load capacity of a single string (ripping force) was taken as  $F_{pk} = 9.1$  kN. The maximum of the load torque during time of exploitation was determined with static computations. Its value equals to  $M = 1142$  kNm.

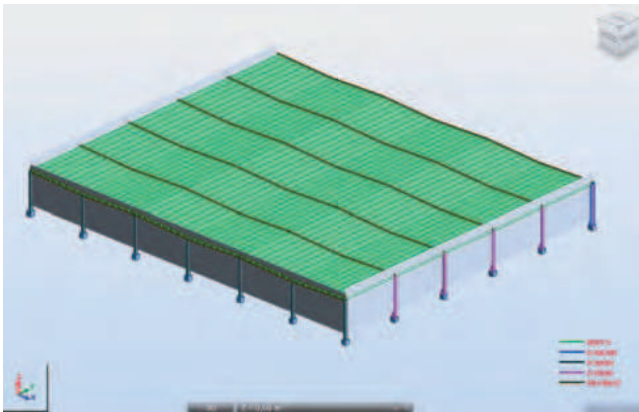


Fig. 6. View of the computation model

Ekstrem normal tensions  $\sigma$  which could exist at the edges of the D1 girder's fibers were:

- lower fibers [rods?]  $\sigma_d = -23.6 \text{ MPa} < f_{ctk} = -2.20 \text{ MPa}$
- upper fibers [rods?]  $\sigma_g = 41.8 \text{ MPa} > f_{ck} = 40.0 \text{ MPa}$

Based on these results we may state, that there was the real possibility of exceeding the permissible tension in roof's girders, if the roof was subjected to an additional load (for example with/by snow). The results of computation indicate, that tensions in lower fibers could considerably exceed the allowable tensions [allowable values]. However, in the upper fibers excess of the normal tensions was insignificant (by ca 4%). It should be pointed out, that there exist the possibility of extensions in the lower part of the girders. This is particularly dangerous, because of the confirmed existence of the cracks in them [in the girders]. And, it does not comply with a standard PN-EN 1992-1-1.

Overall, we may emphasize, that lower parameters of construction materials and lowered strain of the beams were caused by the fire, losses and rheological compression damages. That could eventually lead to collapse of the girders under an additional load or the load of snow.

#### 4. Conclusions, evaluation of the technical conditions, and the necessary repairs to be done

From the analysis of the events we may conclude, that temperatures of the fire load did not exceed  $700^\circ\text{C}$ . The fire load was the most excessive in the vicinity of the fire ignition, and thus affected the construction elements in its vicinity. That resulted in lower strength of the construction elements of the exhibition hall. Giving consideration to time span of the fire load, we may state, that it resulted in scratches and cracks in prestressed elements and reinforced concrete as well. At the same time, the significant

horizontal displacements in roof construction caused further cracks, not only within the zone of fire, but also at the remote parts of the exhibition halls F and G. The large amount of scratches and cracks in exhibition hall F in both: horizontal (panels and girders) and vertical (walls) directions implied, that the bearing load of the entire structure was affected.

Considering confirmed significant displacements, the quality assessment of the concrete and the applied acoustic emission method we concluded, that the level of steel compression in prestressed concrete girders was lowered; particularly in the fire zone. The fire, in the area of the fire ignition, resulted in significant displacements of the materials. Because of the different linear thermal expansion coefficients it could cause the loss of adhesion of compressed steel. And, as a consequence, the drop in compression. That was essential for the bearing load of the entire structure. According to performed computation, by the 25% drop in compression, the collapse of the structure could occur. That's why the technical assessment of the exhibition hall F was evaluated as shortly before the collapse. That, in turn, required the removal and replacement of the structure elements. That referred to girders and the concrete channel shape plates as well, as these plates were totally destroyed at the reinforced concrete section (in horizontal plane). There, the cracks were filled with bituminous mass coming from the roofing. In the fire zone, the replacement of the columns and the floor was necessary as well. There, the damages occurred mainly by sudden changes in temperatures. And, also by the changes in tension, which were caused by contraction.

Other problem, which was analysed with AE method was the impact of micro-damages on further exploitation of the structure. The received signals implied formation of micro-cracks, which should not influence the present technical condition of the structure. They might have, however, the impact on further exploitation of the exhibition hall. Thus, it could be reasonably assumed, that they might lead to deterioration of durability and the bearing load of investigated structure.

Taking into consideration diminished operational use and functional values of important structural elements, the new solution had to be found. Proposed was the replacement of structural elements (because of the loss of the bearing capacities) and reconstruction as well because of the loss of 3-D stiffness. Replacement and rebuilding should be carried out first of all in

the area affected by the fire. All the affected bearing elements, including foundation, should be replaced. In the remaining part of the exhibition halls, it was proposed to reinforce elements of the structure and protect against corrosion. It was suggested the implementation of the horizontal reinforcement (i.e. additional strengthening the rigidity of the prefabricated concrete roof as well as the vertical walls – to be reinforced or replaced). That range of work to be done caused the necessity to rebuild (i.e. to modernize) the entire exhibition hall. In this case, the user, confronted with the facts, decided to demolish the entire exhibition hall and to build a new one. The conclusions from this investigation seemed to be the right ones and entirely confirmed. As in the process of disassembly of the structure, after the crane hit the ceiling, the whole structure totally collapsed.

## References

[1] PN-EN 1992-1-2 Eurokod 2 Design of concrete structures. Part 1-2. General specifications. Design

considering the [case of] fire {In polish: „Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-2: Reguły ogólne. Projektowanie na warunki pożarowe”}

[2] PN-64/B-02850, Fire protection In construction. Classification of the materials and construction elements. Key words and definition of basic [fundamental] notions [nomenclature]. {In polish: „Ochrona przeciwpożarowa w budownictwie. Klasyfikacja pożarowa materiałów i elementów konstrukcji budowlanych. Nazwy i określenia podstawowe”}.

[3] PN-70/B-02852, Fire protection In construction. Computation of the fire load and determination of the relative time of fire duration. {In polish: „Ochrona przeciwpożarowa w budownictwie. Obliczenia obciążenia ogniowego oraz wyznaczanie względnego czasu trwania pożaru”}.

[4] Piotrowski J.Z., Trąmpczyński W., Kossakowski P., Świt G., Zaborek R.: Technical expertize of exhibition hall F/G, Kielce Fair, Zakładowa Street No 1, after the fire, Kielce 2009. {In polish: „Ekspertyza techniczna hali wystawienniczej F/G Targów Kielce, ul. Zakładowa 1 w Kielcach po pożarze, Kielce, 2009”}.

Paweł Kossakowski  
Jerzy Zbigniew Piotrowski  
Grzegorz Świt  
Wiesław Trąmpczyński

# Ocena przydatności do użytkowania hali wystawienniczej po pożarze

## 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 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 osiąganych 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 przekroju 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 spada o 75% (rys. 1b).

W niniejszym artykule przedstawiono zagadnienia związane z szacowaniem rezerw bezpieczeństwa obiektu o żelbetowej konstrukcji nośnej 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 kon-



strukcyjnie, przylegające do siebie i zdylatowane. Hale parterowe, niepodpiwniczone, z wewnętrzną piętrową, zabudowaną antresolą. Konstrukcja nośna hal prefabrykowana, szkieletowa, stropodach żelbetowy z płyt panwiowych PSSF-2 na dźwigarach strunobetonowych SB-I-80/12 (rys. 2).

W hali F wybuchł pożar, którego zarzewie zlokalizowane było w obszarze między osiami C-C'/E-E' oraz 1-1'/4-4' (rys. 3). Ogień nie przeniósł się bezpośrednio na elementy budowlane, które były niepalne, lecz był rozprzestrzeniany przez wyposażenie wystawy oraz elementy instalacyjne, głównie elektryczne. Gaszenie pożaru trwało około 3 godziny. Obserwacja efektów pożaru pozwala stwierdzić, że ogień swoim oddziaływaniem objął część hali, a szczytowe obciążenie termiczne trwało kilkadziesiąt minut i wyniosło maksymalnie ok. 600-700°C. Użytkownik obiektu zlecił wykonanie ekspertryzy technicznej [4], której celem było określenie aktualnego stanu technicznego podstawowych elementów konstrukcyjnych hali, stwierdzenie możliwości dalszej eksploatacji oraz określenie ogólnego zakresu prac naprawczych.

### 3. Prace pomiarowo-badawcze

Program przeprowadzonych prac obejmował badania dźwigarów i płyt panwiowych w obszarze zarzewia ognia w hali F. W szczególności wykonano:

- obserwacje wizualne oraz pomiary wymiarów geometrycznych elementów (rozpiętości, grubości, szerokości itp.),
- badania wytrzymałościowe betonu elementów konstrukcyjnych,
- ocenę stanu powierzchni betonu oraz oddziaływania uszkodzeń na nośność elementów,
- obliczenia sprawdzające.

#### 3.1. Wyniki obserwacji, oględzin i przeprowadzonej analizy obciążenia ogniowego

W miejscu zarzewia ognia (rys. 3) stwierdzono liczne zarysowania dźwigarów strunobetonowych. Charakterystyczne było ich ukośne zarysowanie od oparcia płyt panwiowych w kierunku zamocowania. Rysy obejmowały obszar ok. 4 płyt panwiowych w obu kierunkach i rozchodziły się pod kątem 30-60°. Ponadto na dolnych półkach dźwigarów zaobserwowano siatkowe spękania betonu na całej ich powierzchni aż do środka (rys. 4).

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 żebrach 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 rzędu 600-700°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 wytrzymałościowe 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 cm, 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 Patern Recognition (SPR). W rezultacie otrzymano 8 klas sygnałów, z których każda odpowiada innemu mechanizmowi zniszczenia.

W ocenie stopnia uszkodzenia konstrukcji oparto się na kodyfikacji poziomów uszkodzenia. Opracowano dwie tabele umożliwiające wyniki monitoringu metodą AE: wrażliwości i rozległości uszkodzeń stosując skalę 6 stopniową. 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 tabelach nr 1 i 2, a następnie zestawiono z ocenami elementów przeprowadzonymi metodami tradycyjnymi.

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 spłotów sprężających, wzmocnienie 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 żelbetowych (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 podanego działaniu obciążenia ogniowego. Przyjęto zbrojenie strunami 35x7x2.5 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  $\sigma$  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.

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 be-



lek, 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. Biorąc pod uwagę czas oddziaływania obciążenia ogniowego spowodowało ono 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. Znaczna ilość miejsc zarysowanych i pękniętych zarówno poziomych (płyty i dźwigarów) jak i pionowych (ścian) w hali F sugerowała, że cały ustrój nośny został naruszony. Biorąc pod uwagę tak znaczne przemieszczenia oraz przeprowadzone badania jakościowe 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 znaczne przemieszczenia materiałowe, 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. Jak pokazano na przykładzie obliczeń, przy możliwym spadku sprężenia o 25% 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 na aktualny 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, dokonać wzmocnienia poziomego (dodatkowe usztywnienia stropodachu) oraz pionowego (ściany zewnętrzne – wzmocnienie lub wymiana).

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.