

prof. dr hab. inż. **Marian Gwóźdź**¹
mgr inż. **Piotr Woźniczka**¹
mgr inż. **Anna Tkaczyk**²

Przyjęty/Accepted/Принята: 06.10.2015;
Zrecenzowany/Reviewed/Рецензирована: 04.05.2016;
Opublikowany/Published/Опубликована: 30.12.2016;

Odbudowa stalowych hal przemysłowych uszkodzonych w przebyłym pożarze³

The Reconstruction of Fire-Damaged Industrial Steel Halls

Восстановление стальных конструкций промышленных цехов, поврежденных во время пожара

ABSTRAKT

Cel: Opracowanie w ramach programu odnowy optymalnej strategii odbudowy uszkodzonych szkieletów nośnych stalowych hal przemysłowych po przebyłym pożarze.

Metoda: Analiza przypadków stalowych hal uszkodzonych w pożarze, różniących się konstrukcją, klasą konsekwencji zniszczenia, zasięgiem ekspozycji termicznej i skalą uszkodzeń pożarowych. Inwentaryzacja skutków pożarów w trzech analizowanych budynkach przemysłowych, należących do klas konsekwencji zniszczenia CC3 lub CC2, zdeterminowała koncepcje odbudowy hal w opracowanych projektach remontów.

Wyniki: We wszystkich badanych przypadkach skutki pożaru uzewnętrzniły się w postaci mniej lub bardziej nasilonych imperfekcji geometrycznych: lokalnych i globalnych. Projekty wykonawcze remontów powypadkowych omawianych budynków opracowano na podstawie modelowania komputerowego układów prętowych płaskich lub przestrzennych, z uwzględnieniem udokumentowanych imperfekcji geometrycznych. Ocena niezawodności konstrukcji stalowej po pożarze jest wtedy możliwa według procedur zamieszczonych w Eurokodzie 3. W konsekwencji przyjętych strategii uzdatniania, budynki zostały przywrócone do eksploatacji niedługo po pożarze, a skutki finansowe przestojów awaryjnych zostały ograniczone do niezbędnego minimum.

Wnioski: Na etapie projektowania nowych konstrukcji stalowych, o dużej kubaturze i stosunkowo niewielkim obciążeniu ogniowym, uzasadnione jest przeprowadzenie studium pogłębionej analizy oddziaływania pożaru na konstrukcję nośną, przy użyciu zaawansowanych modeli numerycznych MES. Drugą grupę budynków kubaturowych o konstrukcji stalowej stanowią istniejące hale stalowe, w których doszło do pożaru lokalnego lub rozwiniętego i uszkodzeń elementów konstrukcji. Strategia opracowania programu naprawczego obejmuje wtedy na ogół wymianę lub wzmocnienie elementów trwale zdeformowanych. Kwestią otwartą dla projektanta jest ustalenie zakresu koniecznych napraw i wzmocnień, który wynika z przyjętego modelu numerycznego w kontrolnych obliczeniach statycznych oraz akceptowanych przez użytkownika wartości imperfekcji geometrycznych konstrukcji. Dodatkowym ważnym czynnikiem, który należy uwzględnić w programie naprawczym, jest czas uzdatniania obiektu po pożarze, ponieważ każdy dzień przestoju awaryjnego oznacza zwykle dla użytkownika wymierne straty finansowe. Proponowane procedury obliczeniowe w zakresie modelowania i oceny niezawodności konstrukcji stalowych, wprowadzone z rekomendacji Eurokodu 3, w wielu praktycznych przypadkach uszkodzeń pożarowych konstrukcji budynków halowych są wystarczające do oceny ich trwałości. Pracochłonne, całościowe specjalistyczne analizy konstrukcji MES, uwzględniające przepływy ciepła i wynikającej z tych przepływów przestrzennych deformacji stalowych elementów prętowych nie są w takich przypadkach konieczne.

Słowa kluczowe: pożar, niezawodność, trwałość pożarowa, szkielety stalowe, hale

Typ artykułu: studium przypadku – analiza zdarzeń rzeczowych

ABSTRACT

Objective: Development, within the renewal programme, of optimum reconstruction strategy for damaged bearing structures of fire-damaged steel industrial halls.

Method: Case analysis of fire-damaged steel halls differing in structure, consequence class, thermal exposure range and scale of fire damage. Inventory of fire effects in three analysed industrial buildings belonging to consequence classes CC3 or CC2 determined the accepted hall reconstruction strategies in prepared renovation designs.

Results: In all the cases examined, the impact of fire expressed itself in the form of more or less pronounced geometrical imperfections of local and global nature.

¹ Politechnika Krakowska / Cracow University of Technology; margwo@pk.edu.pl;

² Biuro Budowlane BAUKO s.c.

³ Procentowy wkład merytoryczny w opracowanie artykułu / Percentage contribution: M. Gwóźdź – 40%, A. Tkaczyk – 30%, P. Woźniczka – 30%;

Designs for post-accident repairs of these buildings were prepared based on the computer modelling of 2D or 3D bar structures including modelling of documented geometrical imperfections. The assessment of steel structure reliability after a fire was then possible in line with the procedures provided for in Eurocode 3. As a consequence of the adopted structural-improvement strategy, the buildings were returned to service soon after the fire, and the financial consequences of downtime were limited to the necessary minimum.

Conclusions: During the designing of new steel structures, especially in the case of buildings characterised by a large volume and a relatively low fire load, an in-depth analysis of fire action on the bearing structure, using advanced FEM numerical models, is justified. The existing steel halls, in which a localised or fully developed fire occurred, resulting in structural damage, constitute the second group of buildings having steel-bearing structure. The strategy for preparing a recovery programme in such a case involves the replacement with new components or the strengthening of permanently deformed structural components. The scope of the required repairs and reinforcements, being a result of the numerical model assumed for control static calculations and user-accepted values of geometrical imperfections in the structure, remains an open issue for the designer. The proposed computational procedures in the field of modelling and evaluation of the reliability of steel structures, derived in accordance with the recommendation in Eurocode 3, in many real-life cases of fire-damaged hall buildings are sufficient to estimate their durability. The time consuming, comprehensive FEM analyses of the structures taking into account the heat flow during fire and the resultant 3D deformations of the steel bar components are not necessary in such cases.

Key words: fire, reliability, fire durability, steel frames, halls

Type of article: case study – analysis of real-life events

АННОТАЦИЯ

Цель: Разработка в рамках программы восстановления оптимальной стратегии приведения в рабочее состояние стальных несущих конструкций промышленных цехов, поврежденных во время пожара.

Метод: Анализ случаев стальных цехов, поврежденных огнем, отличающихся конструкцией, категорией последствий разрушения, тепловым диапазоном экспозиции и масштабом ущерба от пожара. Инвентаризация последствий пожара в трех анализируемых промышленных зданиях, относящихся к категории последствий разрушений CC3 или CC2, позволила принять стратегии восстановления цехов в разработанных проектах ремонта.

Результаты: Во всех исследуемых случаях последствия пожара проявились в виде более или менее значительных геометрических отклонений: местном и глобальном.

Рабочие проекты послеаварийных ремонтов этих зданий были разработаны на основе компьютерного моделирования плоских или пространственных стержневых систем, в том числе зафиксированного геометрического отклонения. Оценка надежности стальных конструкций после пожара является в этом случае возможной в соответствии с процедурами, перечисленными в Еврокоде 3. В результате принятых стратегий ремонта здания вскоре после пожара были переданы в эксплуатацию, а финансовые последствия аварийного простоя были сведены к минимуму.

Выводы: В стадии проектирования новых стальных конструкций, особенно в случаях зданий большой кубатуры и относительно низкой пожарной нагрузки, стоит провести углубленный анализ влияния пожара на опорную конструкцию с использованием продвинутых численных моделей МКЭ.

Вторую группу больших зданий стальной конструкции составляют стальные залы, в которых произошел пожар местного или глобального характера и повреждения конструктивных элементов. Стратегия разработки программы восстановления включает в себя замену или укрепление zdeформированных элементов. Для проектировщика остается открытым вопрос определения масштаба необходимых ремонтных работ и создания укреплений, который вытекает из принятой вычислительной модели управления в статических расчетах и принятой пользователем величины отклонений геометрических конструкций. Еще одним важным фактором, который необходимо учитывать в программе восстановления является время ремонта объекта после пожара, потому что каждый день аварийного простоя обычно означает ощутимые финансовые потери для пользователя. Предложенные методики расчета в моделировании и оценке надежности стальных конструкций, примененные согласно рекомендации Еврокода 3, во многих практических случаях повреждения конструкций цехов здания в результате пожара, достаточны для оценки их устойчивости. Трудоемкие, целостные специализированные анализы конструкций МКЭ с учетом тепловых потоков и пространственных деформаций стальных стержневых элементов, появляющихся в их результате, не являются необходимыми в этих случаях.

Ключевые слова: пожар, надежность, пожароустойчивость, стальные каркасы, цехи

Вид статьи: тематическое исследование – анализ реальных случаев

1. Wprowadzenie

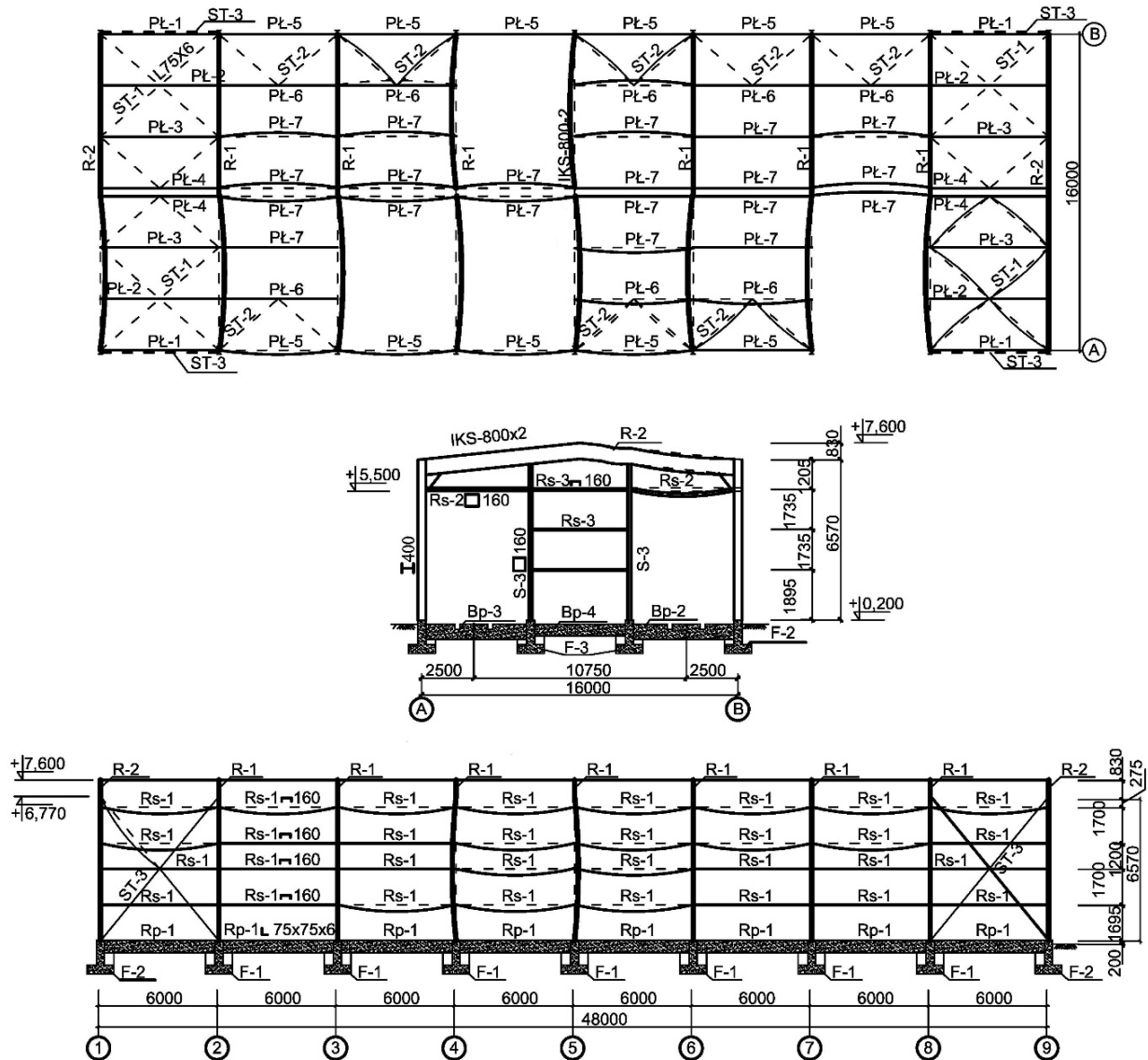
W artykule opisano trzy różne przypadki pożarów hal przemysłowych, należących do klasy konsekwencji zniszczenia CC2 lub CC3. W przypadku hali 1 i 2 stwierdzone przestrzenne uszkodzenia pożarowe elementów konstrukcyjnych miały różnicowany zasięg, natomiast w przypadku hali 3, pomimo długotrwałej akcji gaśniczej, w ogóle nie doszło do dużych trwałych deformacji układów nośnych. Badane hale różnią się konstrukcją, kubaturą budynków, programem funkcjonalnym. Odmienne są również skutki ekonomiczne i społeczne pożarów każdego z tych obiektów. Decyzje o uzdatnieniu budynków podjęte zostały przez ich właścicieli niezwłocznie po ugaszeniu pożarów. Wszystkie trzy hale były zaprojektowane w latach, w których obowiązywały normy krajowe, a po przebytych pożarach, programy naprawcze oraz oceny niezawodności oparto na nowej generacji norm europejskich, a szczególności

1. Introduction

The article describes three different cases of fire in industrial halls, categorised in the CC2 and CC3 consequence classes. The spatial fire damage to structural components in halls 1 and 2 had a varied extent; hall 3, despite a long fire-fighting action, did not sustain any major permanent deformations to its bearing systems. The analysed halls differed in terms of their structures, volumes, and functional characteristics. The economic and social impacts of the fires were also different in each of the analysed buildings. As soon as the fires were extinguished, their owners decided to introduce improvement measures. All three halls were designed in a period when national standards were in force, and the repair programmes and reliability evaluations which followed the fires complied with the new generation of European standards, in particular Eurocode 3. At the same time, restoration pro-

Eurokodzie 3. Jednocześnie dla wszystkich trzech budynków opracowano programy ich naprawy według odmiennych koncepcji ich odbudowy, które opisano w dalszej części artykułu.

grammes were developed for each of the three buildings, in accordance with the different reconstruction concepts described further below.



Ryc. 1. Schemat hali 1 oraz inwentaryzacja prętów układu zdeformowanych termicznie [1]

Fig. 1. Hall 1 scheme and the inspection of the heat-deformed structural bars [1]



Ryc. 2. Widok hali 1 po ugaszonym pożarze [1]

Fig. 2. Hall 1 view after the fire [1]



Ryc. 3. Przestrzenne deformacje termiczne rygli ramy z profili IPN 400 (hala 1) [1]

Fig. 3. 3D thermal deformations of girts made of IPN 400 sections (hall 1) [1]

2. Identyfikacja uszkodzeń pożarowych przykładowych hal przemysłowych

2.1. Hala 1

Omawiana hala jest obiektem parterowym należącym do klasy konsekwencji zniszczenia CC2. Jest to budynek niepodpiwniczony, o powierzchni zabudowy 770 m² i kubaturze 5780 m³. Jego budowa została opisana w pracy [1]. Schemat stalowego układu ramowego hali wraz z systemem stężeń ściennych i stężeń dachowych pokazano na ryc. 1. Trwający wiele godzin pożar surowców chemicznych spowodował katastrofę budowlaną stalowej konstrukcji nośnej hali terminalu przeładunkowego (por ryc. 2). Zniszczeniu uległ dach budynku, który zawalił się w strefie intensywnego pożaru (ryc. 3). Wszystkie rygle ram nośnych uległy dużym deformacjom termicznym, a znaczna część obudowy hali wraz z ryglami ściennymi przestała spełniać funkcję osłonową. Stosunkowo dobrze przetrwały pożar słupy główne ram poprzecznych, które zostały zdeformowane termicznie tylko lokalnie. Do pożaru doszło latem, przy obciążeniach dachu wywołanych wyłącznie ciężarem pokrycia blachą trapezową. W związku z tym zinventaryzowane przestrzenne deformacje prętów mają charakter wyłącznie termiczny.

2.2. Hala 2

Pożar instalacji technologicznej w hali 2 doprowadził do katastrofy budowlanej stalowej konstrukcji nośnej dachu w nawie A-B budynku głównego elektrociepłowni. Budynek należy do klasy konsekwencji zniszczenia CC3. Został opisany w pracy [1]. Schemat rzutu poziomego budynku oraz przyjęte oznaczenia osi systemowych pokazano na ryc. 4. W strefie intensywnego pożaru zniszczeniu uległa konstrukcja dachu (ryc. 5 i ryc. 6), która spadając, nasiliła skalę zniszczeń urządzeń technologicznych. Do pożaru doszło zimą, w trakcie silnych mrozów, przy słabo zaśnieżonych połaciach dachu z ciężkim pokryciem z prefabrykowanych płyt betonowych, które przyspieszyły katastrofę budowlaną. Utworzony „szyb wentylacyjny” pomiędzy osiami 7-10 uchronił przyległą konstrukcję nośną przed ogrzaniem powyżej temperatury pełzania stali. Przeprowadzone pomiary powypadkowe przestrzennych deformacji geometrycznych elementów prętowych dachu w strefach przyległych do osi 7 i 10 według ryc. 6 nie wykazały wartości przekraczających tolerancji wykonania według normy PN-EN 1090-2 [2]. Tolerancje wymiarowe według normy [3] zostały przekroczone tylko dla niektórych elementów obudowy ścian w strefie pożaru.

2.3. Hala 3

Omawiana hala jest obiektem parterowym, dwunawowym, klasy konsekwencji zniszczenia CC2, niepodpiwniczonym, z niepełną obudową ścian, o powierzchni zabudowy 1314 m² i kubaturze 12 337 m³. Do pożaru doszło zimą (ryc. 7) przy niezaśnieżonych połaciach dachu oraz silnych wiatrach. Trwający kilka dni pożar surowców wtórnych kilkakrotnie przygasał i rozgorzał ponownie. Przeprowadzona po pożarze inwentaryzacja uszkodzeń elementów konstrukcyjnych wykazała, że obudowę ścian i pokrycie dachu z blachy trapezowej w całości należy wymienić, ponieważ arkusze są zdeformowane, z uszkodzonymi (ściętymi) łącznikami uszczelniającymi i głównymi. Ponadto zostały zdeformowane przestrzennie stężenia prętowe wiotkie pomiędzy osiami 2-3 i 5-6 oraz rygle ścian zewnętrznych w osiach B i E (ryc. 8). Pozostałe elementy nośne, czyli płatwie dachowe i ramy poprzeczne, zostały zdeformowane tylko lokalnie albo w ogóle nie doznały deformacji termicznych widocznych gołym okiem. Przyjmując oznaczenie osi systemo-

2. The identification of fire-related damage in the exemplar industrial halls

2.1. Hall 1

The analysed hall is a one-floor, slab-on-grade building in the CC2 consequence class, with a developable area of 770 m² and a volume of 5780 m³. Its design is described in [1]. A schematic depiction of the hall's steel frame layout, along with the system of wall and roof bracings, is shown in Fig. 1. A fire among chemical materials, lasting several hours, caused the collapse of the steel superstructure in the trans-shipment terminal (cf. Fig. 2). The roof sustained major damage and collapsed in the zone of extensive fire (Fig. 3). Thermal deformations occurred in every girt within the load-bearing frames, and a large part of the hall's sheathing, including wall girts, lost its shielding functionality. The main columns of transverse frames withstood the fire fairly well and only suffered local thermal deformations. The fire broke out in the summer, with the roof loads resulting exclusively from troughed sheet used as the roofing. Therefore, the spatial deformations of the bars recorded in the inspection procedure were of a solely thermal nature.

2.2. Hall 2

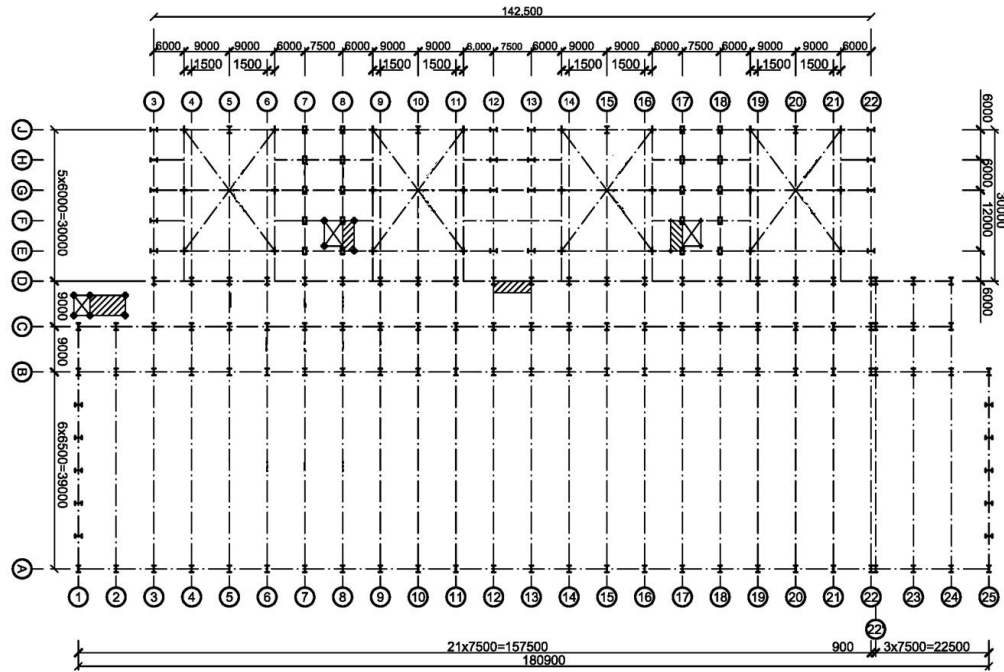
The fire in the technological section of hall 2 resulted in the structural collapse of the steel superstructure of the roof in aisles A-B of the main CHP plant building. The building belongs in the CC3 consequence class and is described in a publication [1]. A schematic drawing of the floor plan of the building and the adopted designations of the system axes are presented in Fig. 4. In the high-fire zone, the roof structure was destroyed (Figs 5 and 6) and, in falling down, added to the damage of the technological equipment. The fire broke out in winter, in freezing temperatures and with a light snow cover on a roof heavy laden with prefabricated concrete slabs which contributed to the structural collapse. The “air shaft” between axes 7-10 provided protection to the adjacent superstructure against heating above the steel creep temperature. The post-accident measurements of the spatial geometric deformations of the roof's bar components in the zones adjacent to axes 7 and 10, as shown in Fig. 6, did not reveal any values in excess of the manufacturing tolerances as per PN-EN 1090-2 [2]. Dimensional tolerances in line with standard [3] were exceeded only for some components of the wall sheathing within the fire zone.

2.3. Hall 3

The analysed hall is a one-floor, two-aisle, slab-on-grade building in the CC2 consequence class with incomplete wall sheathing; developable area: 1314 m², cubature: 12337 m³. The fire broke out in winter (Fig. 7) during strong winds and with the roof surfaces not covered by snow. The fire among recyclable materials which lasted several days would repeatedly die down, only to flare up again. The inspection of damage to the structural components revealed that the wall sheathing and the roofing troughed sheets should be completely replaced because the sheets were deformed, including damaged (cut off) sealing and main connectors. Spatial deformations also occurred in structural-rod pliant bracings between axes 2-3 and 5-6, and the girts in the external walls in axes B and E (Fig. 8). In other load-bearing elements, i.e. roof purlins and transverse frames, deformation occurred only locally, or no thermal deformation visible to the naked eye was found. With the designation of the system axes adopted as shown in Fig. 9, Table 1 contains a list of the geometric imperfections

wych według ryc. 9, w tabeli 1 zestawiono zinventoryzowane po pożarze imperfekcje geometryczne uszkodzonych elementów prętowych ram poprzecznych i podłużnych hali.

of the damaged structural-rod components in the transverse and longitudinal frames of the hall, listed in the inspection procedure after the fire.



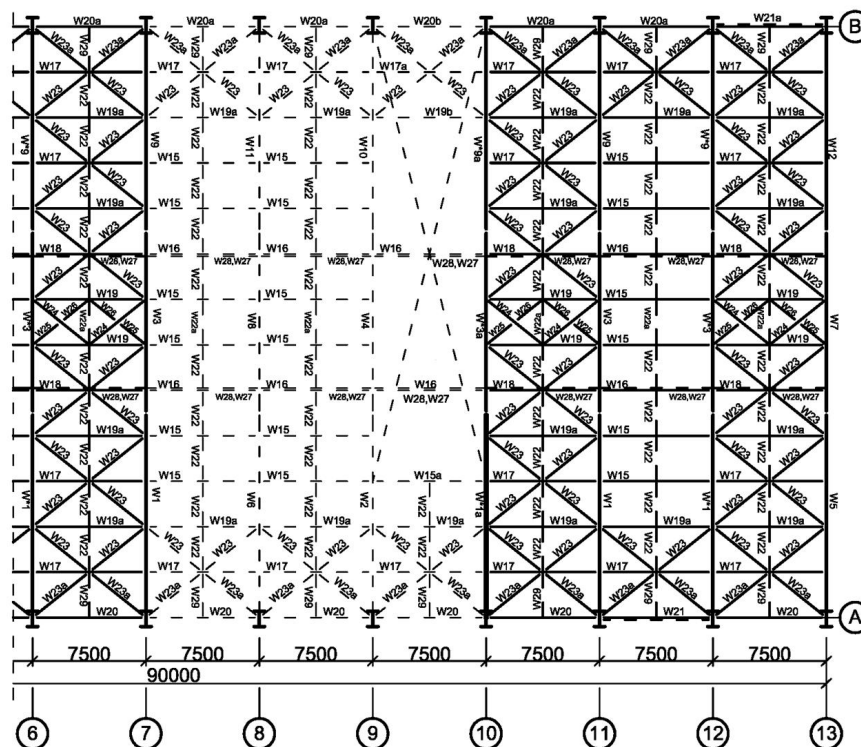
Ryc. 4. Rzut poziomy dachu budynku głównego (hala 2) [1]

Fig 4. The roof plan of the main building (hall 2) [1]



Ryc. 5. Zniszczony w pożarze dach maszynowni hali 2 pomiędzy osiami 7-10 [1]

Fig. 5. The roof of the machinery area in the fire-destroyed hall 2, between axles 7-10 [1]



Ryc. 6. Inwentaryzacja prętów dachu zniszczonych w pożarze (hala 2) [1]
 Fig. 6. The inspection of the roof bars destroyed in the fire (hall 2) [1]

Tabela 1. Inwentaryzacja deformacji geometrycznych prętów ram hali 3 po pożarze
 Table 1. The inspection of the geometrical deformations of hall 3 bars after the fire

Rama nr/ Frame No.	Element/ Component	Rodzaj imperfekcji/Type of imperfection	Kierunek/ Direction	Wartość/ Value	Tolerancja wg/Tolerance according to EN 1090
Rama 1/Frame 1	słup/column 1E	wygięcie łukowe/bow deflection $e_{fi,o}$	słaba oś/weak axis z-z	90 mm	$\frac{h}{750} = 12 \text{ mm}$
Rama 2/Frame 2	rygiel/girt	pofalowanie pasa/ waving flange Δ	oś pręta/axis of the bar x-x	20 mm	$\frac{b}{100} = 3 \text{ mm}$
Rama 6/Frame 6	rygiel/girt	wybrzuszenie środnika/ deformation of the web Δ	oś pręta/axis of the bar x-x	45 mm	$\frac{h_w}{100} = 10 \text{ mm}$
Ramy/Frames B; E	rygle/girt	wygięcie łukowe/bow deflection $e_{fi,o}$	silna oś/strong axis y-y	30-50 mm	$\frac{l}{500} = 12 \text{ mm}$

Źródło: Opracowanie własne.
 Source: Own elaboration.

3. Programy naprawcze badanych hal

3.1. Kryterium niezawodności konstrukcji metalowych w warunkach pożaru

Warunek niezawodności (kryterium R wg Eurokodu 3 lub 9) w przypadku ogólnym ekspozycji pożarowej w okresie t przyjmuje postać:

$$E_{fi,d} \leq R_{fi,d,t} \quad (1)$$

gdzie: $E_{fi,d}$ – wartość obliczeniowa efektu oddziaływań w sytuacji pożarowej, określona wg normy PN-EN 1991-1-2 [4], z uwzględnieniem termicznych efektów rozszerzalności i deformacji; $R_{fi,d,t}$ – odpowiednia nośność obliczeniowa w sytu-

3. The repair programmes for the analysed halls

3.1. The criterion of reliability of steel structures during fire

The criterion of reliability (the R criterion as per Eurocode 3 or 9) in a general case of exposure to fire during period t , is as follows:

$$E_{fi,d} \leq R_{fi,d,t} \quad (1)$$

where: $E_{fi,d}$ – the calculation value of the effect of impacts in a fire event, as per PN-EN 1991-1-2 [4], with the thermal effects of expandability and deformation included; $R_{fi,d,t}$ – the appropriate calculation load capacity in a fire event. The ef-

acji pożarowej. Efekty oddziaływań wyznacza się dla czasu $t = 0$, uwzględniając współczynniki kombinacji $\psi_{1,1}$ lub $\psi_{2,1}$, zgodnie z PN-EN 1991-1-2. W dopuszczonym przez normy [5-6] podejściu uproszczonym, efekty oddziaływań $E_{fi,d}$ w sytuacji pożarowej można wyznaczać, stosując odpowiednią redukcję efektów E_d uzyskanych z analizy konstrukcji w temperaturze normalnej wg wzoru:

$$E_{fi,d} = \eta_{fi} E_d \quad (2)$$

Wykresy funkcji współczynnika redukcyjnego η_{fi} w zależności od stosunku dominujących obciążeń zmiennych do stałych $Q_{k,1}/G_k$ i dla różnych wartości współczynnika kombinacyjnego $\psi_{fi} = \psi_{1,1}$, podano w normie [4].

Nośność obliczeniowa $R_{fi,d,t} = R_{fi,d,t}(X_{fi,d}, A_d)$ jest funkcją charakterystyk geometrycznych A_d i obliczeniowych właściwości mechanicznych materiału $X_{fi,d}$ określonych zależnościami:

$$X_{fi,d} = \frac{k_\theta X_k}{\gamma_{M,fi}} \quad (3)$$

gdzie: X_k – wartość charakterystyczna właściwości wytrzymałościowej lub modułu Younga (ogólnie f_k lub E_k) w temperaturze otoczenia; k_θ – współczynnik redukcyjny ($X_{k,\theta}/X_k$) właściwości wytrzymałościowej lub „stałej materiałowej” zależny od temperatury θ , $X_{k,\theta}$ – wartość charakterystyczna cechy, zależna od temperatury θ , $\gamma_{M,fi}$ – współczynnik nośności. W przypadku ekspozycji termicznej trwającej do 2 godzin, konwersja termiczna rzeczywistej lub umownej granicy plastyczności f_θ w temperaturze pożarowej q jest określona wzorem:

$$f_\theta = k_\theta \cdot f_k \quad (4)$$

Analogiczna konwersja termiczna modułu sprężystości podłużnej E_θ w temperaturze pożarowej jest określona wzorem:

$$E_\theta = k_\theta \cdot E_k \quad (5)$$

Wartości współczynników konwersji k_θ dla właściwości mechanicznych stali konstrukcyjnych zostały podane w normie [5], a dla stopów aluminium w normie [6]. Przeprowadzona w p. 3 ocena trwałości pożarowej analizowanej hali przemysłowej uwzględnia normowe wzory (1)-(5) przytoczone wyżej.

Effects of impacts are determined for time $t = 0$, taking into account coefficient ratios of $\psi_{1,1}$ or $\psi_{2,1}$, as per PN-EN 1991-1-2. According to the simplified approach permitted by standards [5-6], the effects of impacts $E_{fi,d}$ in a fire event can be determined through the appropriate reduction of effects E_d obtained in the analysis of the structure at normal temperatures, with the following formula:

$$E_{fi,d} = \eta_{fi} E_d \quad (2)$$

The graphs of the functions for the reduction coefficient η_{fi} , depending on the correlation between the dominant variable loads and constants $Q_{k,1}/G_k$ and for various values of the combination coefficient $\psi_{fi} = \psi_{1,1}$, are provided in standard [4].

The computational load capacity $R_{fi,d,t} = R_{fi,d,t}(X_{fi,d}, A_d)$ is the function of geometric characteristics A_d and the computational mechanical properties of material $X_{fi,d}$, defined with the correlation of:

$$X_{fi,d} = \frac{k_\theta X_k}{\gamma_{M,fi}} \quad (3)$$

where: X_k – is the characteristic value of the strength property or the Young's modulus (generally f_k or E_k) at the temperature of the environment; k_θ – the reduction coefficient ($X_{k,\theta}/X_k$) of the strength property, or the “material constant”, depending on the temperature θ , $X_{k,\theta}$ – the characteristic value of the property, dependent on the temperature θ , $\gamma_{M,fi}$ – the load coefficient. In the case of thermal exposure of up to 2 hours, the thermal conversion of actual or conventional plasticity limit f_θ in a fire temperature θ takes the following formula:

$$f_\theta = k_\theta \cdot f_k \quad (4)$$

Similarly, the thermal conversion of the module of longitudinal resilience E_θ in the fire temperature is expressed as:

$$E_\theta = k_\theta \cdot E_k \quad (5)$$

The values of coefficients of conversion k_θ for the mechanical properties of structural steel are specified in standard [6], and for aluminium alloys in standard [6]. The fire resistance of the analysed industrial hall was assessed with regard to the standard-compliant formulas (1-5) listed above.



Ryc. 7. Pożar hali 3

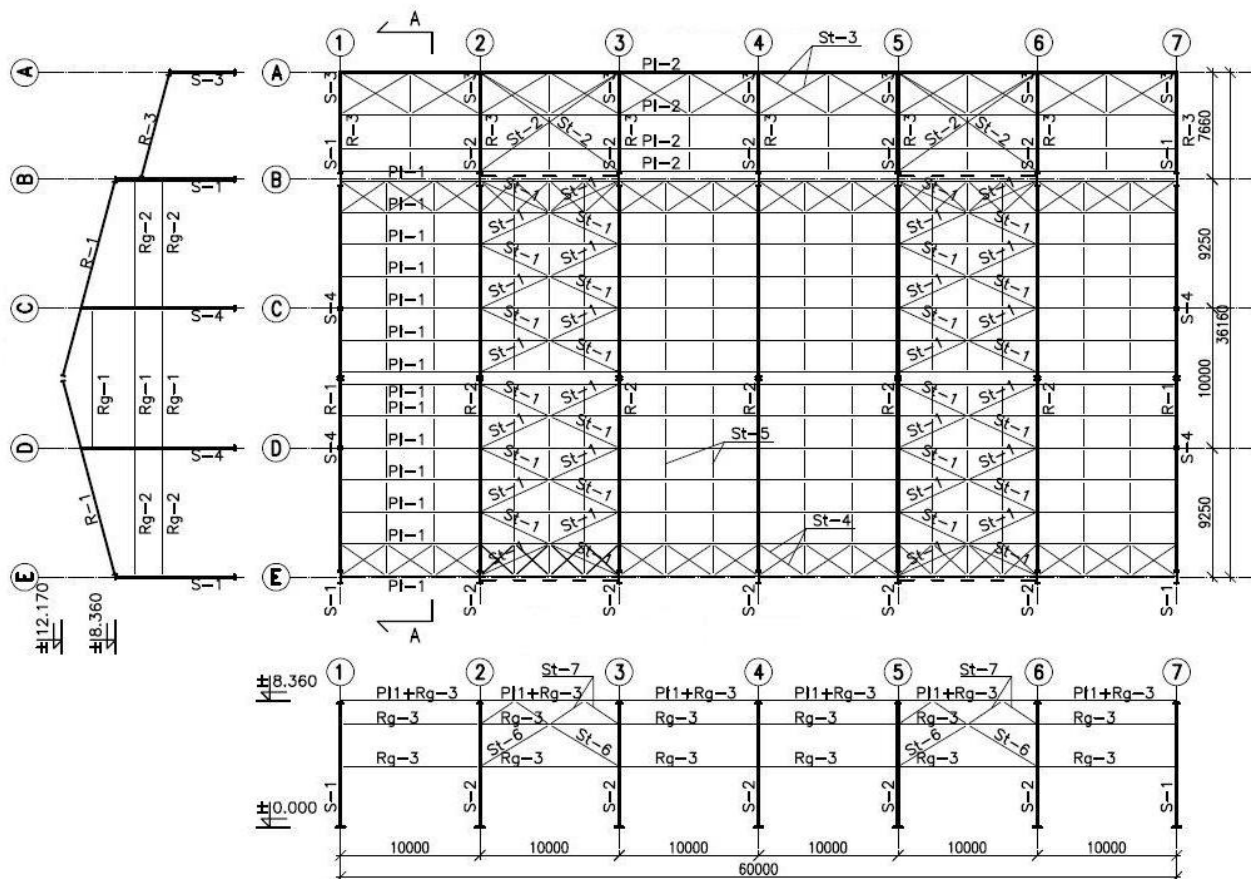
Fig. 7. The fire in hall 3

Źródło: Opracowanie własne.

Source: Own elaboration.



Ryc. 8. Widok hali 3 po pożarze
 Fig. 8. A view of hall 3 after the fire.
 Źródło: Opracowanie własne.
 Source: Own elaboration.



Ryc. 9. Schemat hali 3 – przyjęte oznaczenia osi systemowych
 Fig. 9. A schematic view of hall 3 – the adopted denotations of system axes
 Źródło: Opracowanie własne.
 Source: Own elaboration.

3.2. Kryteria niezawodności hal stalowych uszkodzonych w pożarze

Długotrwałe działanie temperatury na konstrukcję stalową w pożarze rozwiniętym, jak w przypadku hali 1, prowadzi do dużych przestrzennych deformacji prętów i dyskwalifikacji całej konstrukcji. Przykład hali 3 wskazuje jednak, że możliwe są inne scenariusze pożaru – w których pręty ram nośnych i ich złącza montażowe uszkodzane tylko lokalnie w jednej płaszczyźnie – w rozumieniu kwalifikacji imperfekcji obliczeniowych wg normy PN-EN 1993-1-1 [7].

Imperfekcje lokalne pojedynczych prętów w normie [7] zostały zdefiniowane w postaci wstępnych wygięć łukowych prętów prostych, o wartości względnej strzałki wygięcia e_o/L wyspecyfikowanej dla pięciu klas imperfekcji w tablicy 5.1 cytowanej normy. Nie ma żadnych przeszkód, aby w projektach uzdatniania hal stalowych po pożarze sprawdzać warunki nośności pojedynczych prętów ram z uwzględnieniem zinterygowanych, ponadnormatywnych trwałych wygięć łukowych $e_{fi,o}$. Kryterium niezawodności w trwałych sytuacjach projektowych przyjmuje wtedy postać:

$$E_d \leq \chi R_d \quad (6)$$

gdzie: E_d – wartość efektu oddziaływań w trwałych sytuacjach obliczeniowych wg normy PN-EN 1990, R_d – odpowiednia nośność obliczeniowa, χ – współczynnik stateczności ogólnej (wyboczenia lub zwichrzenia), który według propozycji własnej można wyrazić wzorem:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad (7)$$

$$\Phi = 0.5 \left(1 + \frac{Ae_{fi,o}}{W} + \bar{\lambda}^2 \right) \quad (8)$$

We wzorze (8) oznaczono: A , W – pole powierzchni i wskaźnik wytrzymałości przekroju pręta odpowiednio, $\bar{\lambda}$ – smukłość względna według normy PN-EN 1993-1-1.

Lokalne wybrzuszenia pożarowe pasów i środników rygli i słupów autorzy proponują uwzględnić przy wykorzystaniu analogii formalnej pomiędzy deformacją termiczną ścianek przekroju a deformacją ścianek wynikającą z teorii stanów nadkrytycznych. Oznacza to, że warunki nośności przekrojów będą formułowane z uwzględnieniem charakterystyk efektywnych: $A_{fi,eff}$, $W_{fi,eff}$. Nośność przekroju R_d we wzorze (6), w stanach prostego ściskania lub zginania, ma wtedy postać:

$$R_d = N_{Rd} = A_{fi,eff} \frac{f_y}{\gamma_{Mo}} \quad (9)$$

$$R_d = M_{Rd} = W_{fi,eff} \frac{f_y}{\gamma_{Mo}} \quad (10)$$

gdzie f_y – wytrzymałość nominalna stali według normy [7], γ_{Mo} – współczynnik nośności plastycznej wyspecyfikowany w normie [7].

Alternatywą konstrukcyjną wobec analitycznej weryfikacji niezawodności (6) elementów lokalnie zdeformowanych w pożarze jest ich wzmacnianie.

3.3. Przykładowe strategie programów odbudowy

Uzdatnienie stalowych hal przemysłowych po pożarach wywołujących katastrofę budowlaną, jak to miało miejsce w przypadkach hali 1 i hali 2, wymaga odtworzenia pełnego przedsięwzięcia budowlanego. Oznacza to między innymi konieczność opracowania projektu budowlanego odbudowy,

3.2. The criteria of reliability of steel halls damaged by the fire

The extended exposure of a steel structure to high temperatures in an advanced fire, as was the case with hall 1, leads to major spatial deformations of the bars, putting out of action the entire structure. The case of hall 3, however, shows that other fire scenarios are possible as well, with the bars of bearing frames and their field joints damaged only locally in one plane – in the sense of the assessment of computational imperfections under PN-EN 1993-1-1 [7].

The local imperfections of single bars in standard [7] were defined as the initial curved deflections of straight bars, with the relative value of deflection e_o/L specified for the five classes of imperfection in Table 5.1 of the standard in question. There were no obstacles to inspecting the conditions of load capacity for single frame bars, taking into account the permanent, excessive, curved deflections $e_{fi,o}$ recorded in the inspection procedure. The reliability criterion in durable design situations can then be expressed as:

$$E_d \leq \chi R_d \quad (6)$$

where: E_d – the value of the effect of impacts in durable computational scenarios as per PN-EN 1990, R_d – the appropriate computational load capacity, χ – the general stability coefficient (bucklings or warpings) for which the authors suggest the following formula:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad (7)$$

$$\Phi = 0.5 \left(1 + \frac{Ae_{fi,o}}{W} + \bar{\lambda}^2 \right) \quad (8)$$

Formula (8) indicates: A , W – the area and strength indicator of the cross-section of a wire, respectively; $\bar{\lambda}$ – relative slenderness as per PN-EN 1993-1-1.

The authors suggest that the fire-related bulgings of belts and webs in the girts and columns can be accounted for by means of formal interaction between the thermal deformation of cross-section walls and the deformation of walls, as stipulated by the theory of supercritical fluids. This means that the conditions for the load capacity of cross-sections will be expressed through formulae with effective characteristics factored in: $A_{fi,eff}$, $W_{fi,eff}$. The load capacity of cross section R_d in the formula (6), in states of simple compression or bending:

$$R_d = N_{Rd} = A_{fi,eff} \frac{f_y}{\gamma_{Mo}} \quad (9)$$

$$R_d = M_{Rd} = W_{fi,eff} \frac{f_y}{\gamma_{Mo}} \quad (10)$$

where f_y is the nominal strength of steel as per standard [7], γ_{Mo} – the coefficient of plastic load capacity specified in [7].

A structural alternative to the analytical verification of the reliability (6) of components locally deformed in the fire is to reinforce them.

3.3. Sample strategies for the reconstruction programmes

The structural improvement of a steel industrial hall after a fire which caused a structural collapse, as was the case with halls 1 and 2, requires the entire construction project to be restored. This means that a basic design must be prepared and a permit obtained for the reconstruction and further imple-

uzyskania pozwolenia na odbudowę i dalej realizację programu odbudowy na podstawie opracowanej dokumentacji wykonawczej. Pierwsza faza cyklu inwestycyjnego, czyli projekt budowlany, ma szczególne znaczenie z punktu widzenia strategii uzdatniania budynku. Wynika to z faktu, że wszystkie stalowe hale przemysłowe o tradycyjnej konstrukcji oraz większość hal wielkogabarytowych nowej generacji były projektowane według norm krajowych, dlatego często posiadają one znaczne ukryte rezerwy nośności.

Jedną z możliwych strategii odnowy uszkodzonych lub zniszczonych w pożarach stalowych budynków polega na tym, że dokonuje się redefinicji wymagań niezawodności według rekomendacji Eurokodu PN-EN 1990 [8]. W monografii [1] postuluje się wprowadzenie obowiązkowego opracowania przez projektanta w ramach projektu budowlanego dodatkowego dokumentu – karty niezawodności, której przykładowy wzór przytaczamy w tabeli 2. Sposób korzystania z przywołanego szablonu przedstawiono niżej.

Hala 1

Omawiana hala była budynkiem nowym, o podwyższonym ryzyku zagrożenia pożarowego, który zaprojektowano według norm krajowych na obciążenia klimatyczne, o okresie powrotu 50 lat. Pomimo masywnej konstrukcji nośnej (słupy i rygle ram z dwuteownikami walcowanymi IPN 400), zabezpieczonej powłokami ogniochronnymi zapewniającymi odporność ogniową R30, już po pierwszych kilku miesiącach eksploatacji budynek został zniszczony przez pożar. Projekt odbudowy całej hali oparto na zmodyfikowanych założeniach:

- tania i lekka konstrukcja stalowa, klasy konsekwencji zniszczenia CC2,
- skrócony okres amortyzacji (30 lat dla kategorii 3. okresu użytkowania hali),
- podwyższone standardy w zakresie czynnej ochrony pożarowej,
- wdrożenie zabezpieczeń systemowych, w tym systemów zapewnienia jakości w zakresie zarządzania i eksploatacji terminalu.

Założenia a) i b) są wzajemnie zależne i wiążą się ze skróconą do 30 lat prognozą obciążeń zmiennych. Obciążenia klimatyczne, przyjęte w projekcie odbudowy według rekomendacji Eurokodu 1, wymagały korekty uwzględniającej skrócony okres eksploatacji. Zastosowane w obliczeniach statycznych współczynniki konwersji obciążeń klimatycznych η_d zaznaczono w tabeli 3 wytłuszczoną czcionką. Przytoczone z monografii [1] współczynniki wyprowadzono dla różnych okresów powrotu n z odpowiednich formuł ekstrapolacyjnych z Eurokodu 1.

Hala 1 w zmodyfikowanej wersji została odbudowana i jest aktualnie eksploatowana zgodnie z opracowaną kartą niezawodności.

mentation of the reconstruction programme on the basis of detailed design documentation. The first stage of the project cycle, the basic design, is of vital importance when it comes to the improvement strategy for the building. This is because all steel industrial halls with regular structures and most of the new-generation large area halls were designed to national standards, so they often possess substantial reserves of load capacity.

One of the possible strategies for the restoration of steel buildings damaged or destroyed in fires involves the redefining of reliability requirements in line with the Eurocode recommendations in PN-EN 1990 [8]. The monograph [1] stipulates that designers be required to draw up an additional document forming part of the basic design – a reliability card, a sample template of which is provided in Table 2. The manner in which the template should be used is presented below.

Hall 1

The analysed hall was a new building subject to an increased fire hazard risk, designed in line with the national standards on climate loads, and characterised by a 50-year load return period. Despite its massive superstructure (IPN 400 columns and frame girts made of rolled steel joists), secured by fireproof layers with R30 fire-resistance characteristics, the building had been in service for only a few months before sustaining serious damage from a fire. The entire hall was reconstructed on the basis of a modified set of principles:

- low-cost and lightweight steel structure in the CC2 consequence class,
- depreciation period shortened to 30 years for the hall Cat-3 service period,
- improved standard of active fire protection,
- deployment of system-based protections, including quality assurance systems with regard to the management and use of the terminal.

Items a) and b) are interrelated and entail a forecast of variable loads spanning a period reduced to 30-years. The climate loads adopted in the reconstruction design in line with Eurocode 1 recommendations had to be adjusted to account for the shortened period of use. The η_d coefficients for the conversion of climate loads used in the static computations are listed in Table 3 in bold. The coefficients referred to in monograph [1] were derived for various n return periods from appropriate Eurocode 1 extrapolation formulae.

In its modified version, Hall 1 has been reconstructed and is now used in accordance with the prepared reliability card.

Tabela 2. Przykład karty niezawodności budynku o konstrukcji stalowej [1]

Table 2. An example of a reliability card for a building with a steel structure [1]

1. Założenia projektowe/Design assumptions				
Jednostka projektowa/Design office:				
Projektant/Designer:				
Klasa konsekwencji/ Consequences class		CC1	CC2	CC3
Klasa niezawodności/Reliability class		RC1	RC2	RC3
Kategoria projektowego okresu użytkowania/Design working life category				
1	2	3	4	5
Okres użytkowania konstrukcji nośnej [lata]/Design working life for main structure [years]				
do 10	10÷25	15÷30	50	100
Okres użytkowania obudowy [lata]/Design working life for sheeting [years]				
do 10	10÷25	15÷30	50	100

Odporność pożarowa budynku/Fire resistance of building					
Kategoria zagrożenia ludzi Hazard category to humans	ZL I	ZL II	ZL III	ZL IV	ZL V
Klasa odporności pożarowej / Fire resistance class	A	B	C	D	E
Odporność ogniowa szkieletu The fire-resistance rating of the building frame	R 240	R 120	R 60	R 30	0
Kategoria użytkowania dachu / The category of roof use					
A	B	C	D	E	
Klasa konstrukcyjna obudowy / The structural class of the sheathing	1		2		3
Stal na konstrukcję The steel for the structure	S235		S275		S355
Stal na obudowę / The steel for the sheathing	S250GD		S280GD		S320GD
2. Wypis z dokumentacji wykonawczej An extract from the as-built documentation					
Jednostka projektowa/Design unit					
Projektant/Designer					
Wykonawca konstrukcji Structure contractor					
Wykonawca obudowy Sheathing contractor					
Klasa wykonania / Execution class	EXC1		EXC2	EXC3	EXC4
Kategoria produkcji / Production category	PC1		PC2	Kat. użytkowania / Service category	
	SC1		SC2		
3. Wymagania eksploatacyjne / Performance requirements					
Obciążenie pomostów / Platform loads			Obciążenie pomostów / Load due to snow		
q_k [kN/m ²]			s_k [kN/m ²]		
Uwaga: Odsnieżanie dachu wg opracowanej instrukcji odsnieżania / Snow removal according to the prepared instructions					

Tabela 3. Wartości współczynników konwersji dla oddziaływań klimatycznych [1]

Table 3. Values of conversion coefficients for climate loads [1]

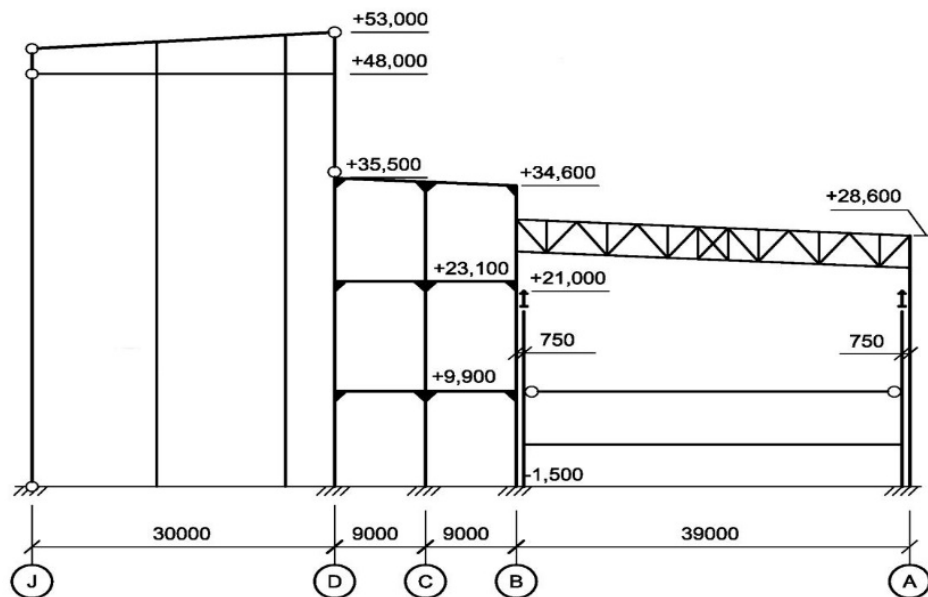
Okres powrotu [lata] Return period [years]	Współczynnik konwersji/Conversion factor η_d			
	Obciążenie/Load			temperatura/temperature
	śnieg/snow s_k	wiatr/wind v_b		
			T_{max}	T_{min}
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
10	0.70	0.90	0.91	0.74
15	0.77	0.93	0.93	0.81
25	0.87	0.96	0.96	0.89
30	0.90	0.97	0.97	0.92
50	1.00	1.00	1.00	1.00
100	1.13	1.04	1.04	1.11

Hala 2

Budynek główny elektrociepłowni był eksploatowany bezawaryjnie przez okres około 30 lat, zatem nie było podstaw do negatywnej oceny jego niezawodności w trwałych i przejściowych sytuacjach projektowych wg [8]. Program naprawczy oparto na odtworzeniu zniszczonej konstrukcji według zachowanej autorskiej dokumentacji projektowej. Ze względu na pilną potrzebę odbudowy nawy maszynowni oraz brak modelu komputerowego 3D budynku, obliczenia kontrolne ograniczono do analizy statycznej 2D w sytuacji wyjątkowej pożaru powtarzalnej ramy płaskiej, pokazanej na ryc. 10. Rozbudowany schemat statyczny tej ramy uzasadnia przyjęte uproszczenia obliczeniowe. Budowa modelu komputerowego 3D wymagałaby czasu, którego użytkownik nie miał, ponie-

Hall 2

The main building of the CHP station had been used without any failures for around 30 years, so there were no grounds for questioning its reliability in the permanent and transitional design scenarios as per [8]. The repair programme was based on the restoration of the destroyed structure in accordance with in-house design documentation. Given the urgent need to restore the aisle of the turbine section and with no 3D computer model available for the building, control computations were limited to a 2D static analysis of an emergency fire event, with a repetitive plane frame shown in Fig. 10. A simplified approach to the calculations is justified by the extended static diagram of this frame. The user could not devote the time necessary to prepare a 3D computer mo-



Ryc. 10. Schemat statyczny powtarzalnej ramy płaskiej hali 2 [1]
 Fig. 10. Static diagram of the repetitive frame in hall 2 [1]

waż zagrożone były dostawy ciepła i prądu dla dużej aglomeracji miejskiej w środku sezonu zimowego. Inwentaryzacja powypadkowa nie wykazała trwałych deformacji przestrzennych prętów w ram osiach 7 i 10 wg ryc. 6, przyległych do strefy zniszczeń pożarowych. Oznaczało to, że w tych osiach i dalszych, temperatura ogrzania konstrukcji stalowej w czasie pożaru nie przekroczyła temperatury pełzania stali. Odpowiedź mechaniczna ram w osiach 7 i 10, ogrzanych częściowo lub w całości do temperatury 300°C, z uwzględnieniem ciężaru własnego, nie prowadzi do przekroczenia kryterium niezawodności (1) w przekrojach i prętach konstrukcji.

Hala 3

Omawiana hala w czasie pożaru była budynkiem nowym (eksploatowanym kilka lat), o podwyższonym ryzyku zagrożenia pożarowego.

Budynek projektowano według norm krajowych na obciążenia klimatyczne o okresie powrotu 50 lat. Pomimo długotrwałej ekspozycji pożarowej, negatywne skutki działań termicznych wykazane w tabeli 1 są niewielkie, w porównaniu z uszkodzeniami wykazanymi dla hali 1.

Program odbudowy hali 3 oparto na rozpoznaniu numerycznym skutków równomiernego lub nierównomiernego ogrzania elementów konstrukcji stalowej do umownej temperatury krytycznej stali $\theta = 300^\circ\text{C}$, (por. model komputerowy pokazany na ryc. 11). Wyciąg z przeprowadzonych obliczeń statycznych zamieszczono w tabeli 4, w której zestawiono wartości ekstremalnych naprężeń normalnych $\sigma_{\theta,x}$ w przekrojach wybranych prętów według schematów z tabeli 5. Analizowano 6 przypadków symulacji komputerowych oddziaływań temperatury w czasie pożaru na konstrukcję nośną hali (por. kolumny (2–7) w tabeli 4). Hala została wykonana ze stali S 355, dla której wartość średnia granicy plastyczności według własnych badań statystycznych opisanych w monografii [1] wynosi: $R_{pl} = 398 \div 410 \text{ MPa}$.

Przy uwzględnieniu współczynnika konwersji granicy plastyczności w przyjętej temperaturze pożaru, o wartości podanej w normie [5]: $k_\theta = 1.0$ oraz współczynnika nośności plastycznej $\gamma_{M,fi} = 1.0$, kryterium niezawodności (1) w stanie granicznym nośności plastycznej (LS1) przybiera postać:

del, as this could have compromised the continuous supply of heat and power to a large agglomeration in the middle of the winter season. The post-accident inspection procedure did not reveal any permanent spatial deformations to bars in axles 7 and 10, as shown in Fig. 6, adjacent to the fire damage zone. This means that in those axles, and axles located further, the temperature to which the steel structure heated up during the fire did not exceed the temperature of steel creep. The mechanical response of the frames in axles 7 and 10, partially or fully heated to 300°C, dead weight included, did not cause the reliability criterion to be exceeded (1) in the cross-sections and bars.

Hall 3

At the time of the fire, the analysed hall still was a new building, used for several years, and facing an increased fire hazard.

The building was designed to national standards with regard to climate loads and a 50-year return period. Despite prolonged exposure to fire, the adverse effects of the thermal activity shown in Table 1 are minor compared to the damage found in hall 1.

The reconstruction programme for hall 3 was based on the quantitative identification of the effects of the even or uneven heating of the components of the steel structure up to the assumed critical temperature of steel $\theta = 300^\circ\text{C}$ (cf. the computer model in Fig. 11). An extract from the static calculations is provided in Table 4, which presents the values of extreme normal stresses $\sigma_{\theta,x}$ in the cross-sections of selected bars, in accordance with the diagrams from Table 5. The analysis covered six computer simulations of the impacts of temperature during the fire on the hall's bearing structure (cf. columns (2)–(7) in Table 4). The hall was made from the S 355 steel, for which the average plasticity limit, according to the authors' statistical surveys described in monograph [1], is: $R_{pl} = 398 \div 410 \text{ MPa}$.

With the coefficient of plasticity conversion limit taken into account in the adopted temperature of the fire, having the value specified in standard [5]: $k_\theta = 1.0$ and the coefficient of plastic load capacity $\gamma_{M,fi} = 1.0$, the reliability criterion (1) in the limit state of plastic load capacity (LS1) takes the following formula:

Tabela 4. Ekstremalne naprężenia normalne $\sigma_{\theta,x}$ kN/m² w przekrojach wybranych prętów hali 3
Table 4. Extreme normal stresses $\sigma_{\theta,x}$ kN/m² in the cross-sections of selected bars in hall 3

Element hali Hall component	Przypadek symulacji / Case of simulation G+W+($\theta = 300$ °C)					
	ogrzanie całej hali / the heating up of the entire hall	ogrzanie skrajnych ram / the heating up of extreme frames	ogrzanie dachu / the heating up of the roof	ogrzanie słupów do połowy / the heating up of the columns up to mid-height	ogrzanie wewnętrznych ram / the heating up of the internal frames	ogrzanie stężeń i rygli / the heating up of the bracings and girts
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
1. Rygiel ramy 1 / Frame girt 1	125	117	277	28	51	259
2. Słupy ramy 1 / Frame columns 1	527	445	707	27	131	736
3. Rygiel ramy 2 / Frame girt 2	175	127	148	47	88	39
4. Słupy ramy 2 / Frame columns 2	331	251	71	122	209	122
5. Rygle ściany 1 / Wall girts 1	107	107	31	36	35	145
6. Słupy ściany 1 / Wall columns 1	51	50	264	20	25	204
7. Rygle ściany E / Wall girts E	104	417	529	34	123	233
8. Stężenia ściany E / Wall bracings E	48	40	302	8	111	229
9. Płatwie / Purlins	236	415	383	55	444	95
10. Rygle ściany B / Walls girts B	129	447	673	39	45	340

Źródło: Opracowanie własne.

Source: Own elaboration.

$$\sigma_{\theta,x} \leq \frac{k_{\theta} R_{pl}}{\gamma_{M,fi}} = 398 \div 410 \text{ MPa} \quad (11)$$

$$\sigma_{\theta,x} \leq \frac{k_{\theta} R_{pl}}{\gamma_{M,fi}} = 398 \div 410 \text{ MPa} \quad (11)$$

Dla wartości $\sigma_{\theta,x}$ zestawionych w tabeli 4 kryterium (11) nie jest spełnione dla słupów ramy skrajnej dla czterech różnych przypadków pożaru. Oznacza to, że analizowane słupy były i są nadal najbardziej zagrożonymi w pożarze elementami hali. W drugiej kolejności zagrożone deformacjami plastycznymi są rygle ścian podłużnych, dla których kryterium (11) także nie jest spełnione. Rezultaty symulacji komputerowych tłumaczą udokumentowane po pożarze deformacje plastyczne słupa 1E i rygli ścian bocznych B i E według tabeli 1. W przypadku płatwi dachowych, pomimo relatywnie wysokiego poziomu naprężeń, nie doszło jednak do deformacji plastycznych. Pod wpływem temperatury pożaru, po zdeformowaniu się blachy trapezowej poszycia dachu i ścięciu połączeń głównych arkuszy balach, doszło do zmiany schematu statycznego płatwi dachowych i ich swobodnych odkształceń termicznych.

Projekt odbudowy hali oparto na zmodyfikowanych założeniach jak dla hali 1, w punktach a)÷d). Rezultaty przeprowadzonych obliczeń statycznych dla trwałych sytuacji projektowych pokazano dla wybranych elementów hali na ryc. 11. Warunek nośności przekroju rygla ramy 2 (1000 x 280 x 15 x 10), z pofalowanym jednostronnie pasem dolnym (por. tabela 1) ma postać:

$$\frac{N_{Ed}}{f_y A_{eff}} \gamma_{M0} + \frac{M_{Ed} + \Delta M}{f_y W_{eff}} \gamma_{M0} = \frac{225 \cdot 1,0 \cdot 10}{355 \cdot 160} + \frac{560 + 225 \cdot 0,065}{355 \cdot 3935} \cdot 1,0 \cdot 10^3 = 0,451 < 1,00 \quad (12)$$

Warunek niezawodności (12) w przekroju rygla ramy 6 z wybrzuszoną średnicą dla $A_{eff} = 114 \text{ cm}^2$ i $W_{eff} = 4075 \text{ cm}^3$ jest także spełniony. Przekrój efektywny rygla

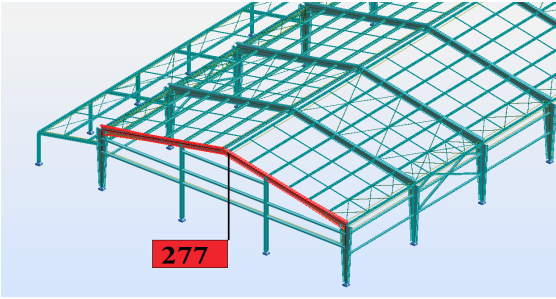
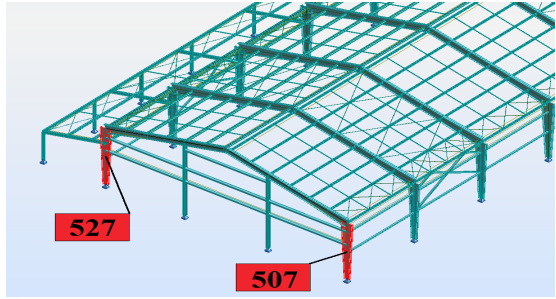
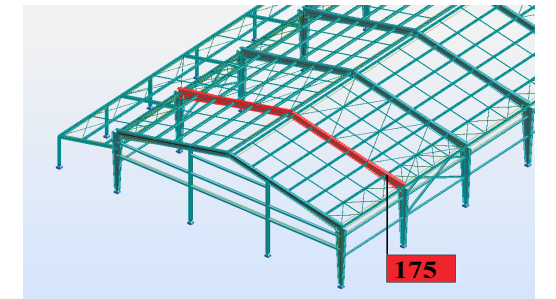
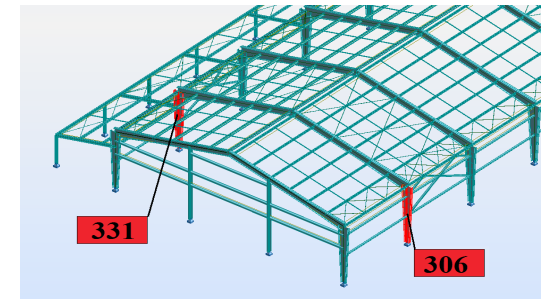
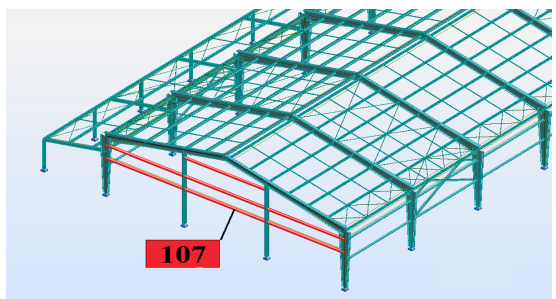
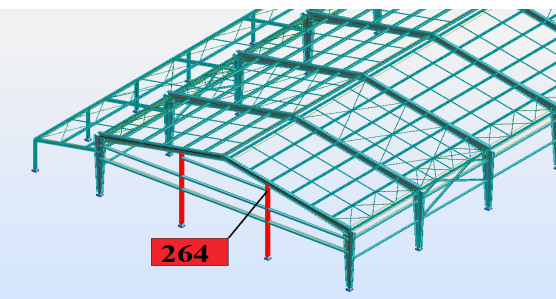
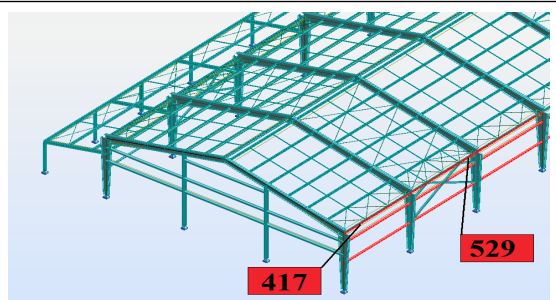
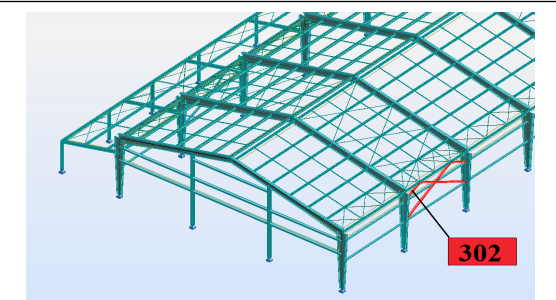
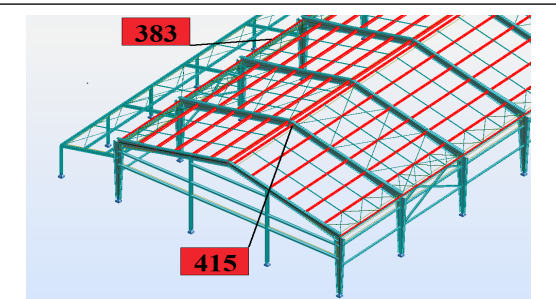
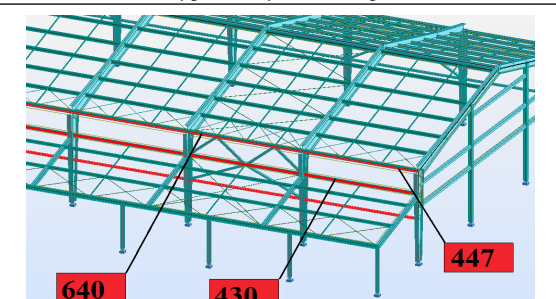
For values $\sigma_{\theta,x}$ presented in Table 4, criterion (11) was not met for the columns of the extreme columns in four different cases of fire. This means that the analysed columns were and still are the most vulnerable components of a hall struck by a fire. Rated second in terms of vulnerability to plastic deformations are the girts of longitudinal walls, for which criterion (11) was also not met. The results of computer simulations might be of assistance in explaining the plastic deformations of column 1E and of the bracings of side walls B and E, as shown in Table 1. No plastic deformations, however, occurred in roof purlins, despite the relatively high stresses. After the fire-induced deformation of the roofing troughed sheet and the cutting off of connections between the main sheets on the beams, a change occurred to the static diagram of the roof purlins and their free thermal deformations.

The hall reconstruction design was based on modified principles, as for hall 1, in points a)÷d). The results of static calculations for durable design scenarios were presented for the selected components of the hall in Fig. 11. The load-capacity condition of frame girt 2 (1000 x 280 x 15 x 10), with the lower belt corrugated on one side (cf. Table 1) can be represented by the formula:

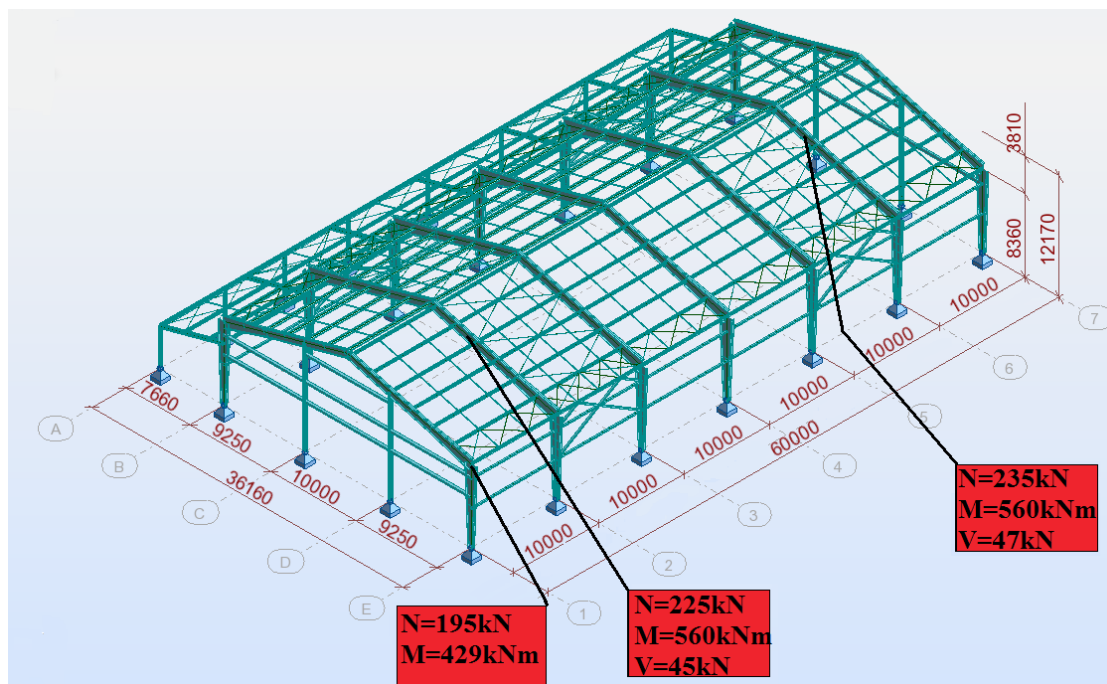
$$\frac{N_{Ed}}{f_y A_{eff}} \gamma_{M0} + \frac{M_{Ed} + \Delta M}{f_y W_{eff}} \gamma_{M0} = \frac{225 \cdot 1,0 \cdot 10}{355 \cdot 160} + \frac{560 + 225 \cdot 0,065}{355 \cdot 3935} \cdot 1,0 \cdot 10^3 = 0,451 < 1,00 \quad (12)$$

The reliability condition (12) in the cross-section of frame girt 6 with a bulging web for $A_{eff} = 114 \text{ cm}^2$ and $W_{eff} = 4075 \text{ cm}^3$ is met as well. The effective cross-section of the bracing of frame 2

Tabela 5. Wykaz elementów hali 3 uwzględnionych w Tabeli 4, $\sigma_{\theta,x}$ [kN/m²]
Table 5. The list of components of hall 3 included in Table 4, $\sigma_{\theta,x}$ [kN/m²]

<p>1. Rygiel ramy 1 / Frame girt 1</p>  <p>277</p>	<p>2. Słupy ramy 1 / Frame columns 1</p>  <p>527</p> <p>507</p>
<p>3. Rygiel ramy 2 / Frame girt 2</p>  <p>175</p>	<p>4. Słupy ramy 2 / Frame columns 2</p>  <p>331</p> <p>306</p>
<p>5. Rygle ściany 1 / Wall girts 1</p>  <p>107</p>	<p>6. Słupy ściany 1 / Wall columns 1</p>  <p>264</p>
<p>7. Rygle ściany E / Wall girts E</p>  <p>417</p> <p>529</p>	<p>8. Stężenia ściany E / Wall bracings E</p>  <p>302</p>
<p>9. Płatwie / Purlins</p>  <p>383</p> <p>415</p>	<p>10. Rygle ściany B / Walls girts B</p>  <p>640</p> <p>430</p> <p>447</p>

Źródło: Opracowanie własne.
 Source: Own elaboration.



Ryc. 11. Wyciąg z obliczeń statycznych w trwałej sytuacji projektowej G+S+W
 Fig. 11. An extract from static calculations for a persistent G+S+W design scenario

Źródło: Opracowanie własne.
 Source: Own elaboration.

ramy 2 uwzględnia redukcję szerokości pasa dolnego do wymiaru $b/2 = 140$ mm, a przekrój rygła ramy 6 – symetryczne osłabienie środnika na wysokości $0,7h_w = \sim 670$ mm.

4. Podsumowanie

Obecnie w normach europejskich projektowania konstrukcji budowlanych zwraca się większą niż kiedyś uwagę na bezpieczeństwo pożarowe budynków. W wybranych częściach Eurokodów zamieszczono nowoczesne, lecz dość skomplikowane procedury obliczeniowe, które umożliwiają przeprowadzenie mniej lub bardziej zaawansowanej analizy oddziaływań termicznych na konstrukcję i jej odpowiedzi mechanicznej w sytuacji pożaru.

Jest to podejście nowe w porównaniu z dotychczasową praktyką projektowania konstrukcji stalowych, uwzględniającą tylko kwestie czynnej ochrony przeciwpożarowej i to tylko dla niektórych obiektów zagrożonych pożarem. W środowisku projektantów konstrukcji stalowych jest dość często wyrażany sceptyczny stosunek do praktycznej przydatności skomplikowanych procedur zamieszczonych w Eurokodach [4-6]. W artykule podjęto próbę polemiki z takimi poglądami, wskazując na koncepcyjny charakter projektowania bezpieczeństwa pożarowego konstrukcji metalowych. Projektowanie koncepcyjne to wielorakie strategie projektowania, zależne od indywidualnej sytuacji pożarowej. Takie podejście jest rekomendowane w Eurokodach zarówno dla obiektów nowoprojektowanych, jak i dla licznych przypadków uzdatniania istniejących budynków po przebytych pożarach. W artykule skoncentrowano się na tej drugiej grupie budynków, reprezentowanej przez trzy stalowe hale o zróżnicowanej konstrukcji. Dla hali 1, w której po długi pożar rozwinięty wywołał zniszczenia na dużą skalę, procedury obliczeniowe nie są przydatne, natomiast możliwa jest optymalna strategia projektowania bezpieczeństwa pożarowego. W hali 2 pożar miał charakter lokalny, a skala zniszczeń pożarowych była ograniczona. Dla tego przypadku procedury obliczeniowe zamieszczone w Eurokodzie [5] są przydatne do

includes the decrease in the width of the lower belt to $b/2 = 140$ mm, and the cross-section of the bracing of frame 6 – a symmetrical weakening of the web at the height of $0,7h_w = \sim 670$ mm.

4. Summary

The current European standards for designing building structures now place greater emphasis on their fire safety. Several parts of the Eurocodes feature modern, though rather complex, calculation procedures which facilitate a more or less advanced analysis of thermal impacts on the structure and its mechanical response in a fire event.

As regards steel structures, this is a new approach, as compared to the previous practice of designing only active fire-protection measures, and only for selected structures facing fire hazards. Designers of steel structures often express their scepticism of whether the complex procedures provided for in Eurocodes [4], [5] and [6] have any practical use. The article sets out to challenge such views by indicating the conceptual nature of designing fire protection for steel structures. Conceptual design involves multifaceted design strategies, depending on a specific fire scenario. Such an approach is recommended in the Eurocodes for both newly designed structures and for the quite numerous cases of the structural improvement of buildings following a fire. The article focuses on the latter group of buildings represented by three structurally varied steel halls. For hall 1, where several hours of fire resulted in major damage, calculation procedures are of no assistance, but it is possible to apply an optimum strategy to design fire-protection measures. The fire in hall 2 was of a local nature and the resulting damage was minor. In this scenario, the calculation procedures included in Eurocode [5] proved useful for quickly assessing the effects of the fire in those areas of the building which were adjacent to the damage zone.

For hall 3, the reliability requirements were verified and use was made of the possibilities offered by the analytical

szybkiej oceny skutków pożaru w strefach budynku przyległych do obszaru zniszczeń.

Dla hali 3 przeprowadzono weryfikację wymagań niezawodności oraz wykorzystano możliwość analitycznej oceny wpływu długotrwałej ekspozycji pożarowej na uszkodzenia termiczne całej konstrukcji stalowej hali 3.

Badania przedstawione w artykule zostały przeprowadzone w ramach działalności statutowej Wydziału Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej.

Literatura / Literature

- [1] Gwóźdź M., Machowski A., Żwirek P., *Wybrane zagadnienia niezawodności szkieletów stalowych budynków*, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków 2013.
- [2] PN-EN 1090-2. Wykonanie konstrukcji stalowych i aluminiowych. Część 2: Wymagania techniczne dotyczące konstrukcji stalowych.
- [3] PN-EN 1090-3. Wykonanie konstrukcji stalowych i aluminiowych. Część 3: Wymagania techniczne dotyczące konstrukcji aluminiowych.
- [4] PN-EN 1991-1-2. Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-2: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania na konstrukcje w warunkach pożaru.
- [5] PN-EN 1993-1-2. Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-2: Reguły ogólne – Obliczanie konstrukcji z uwagą na warunki pożarowe.
- [6] PN-EN 1999-1-2. Eurokod 9. Projektowanie konstrukcji aluminiowych. Część 1-2: Obliczenia konstrukcji z uwagi na warunki pożarowe.
- [7] PN-EN 1993-1-1. Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [8] PN-EN 1990. Eurokod. Podstawy projektowania konstrukcji.

Artykuł został przetłumaczony ze środków MNiSW w ramach zadania:

Stworzenie angielskich wersji oryginalnych artykułów naukowych wydawanych w kwartalniku „BiTP. Bezpieczeństwo i Technika Pożarnicza – typ zadania: stworzenie angielskich wersji wydawanych publikacji finansowane w ramach umowy 935/P-DUN/2016 ze środków Ministra Nauki i Szkolnictwa Wyższego przeznaczonych na działalność upowszechniającą naukę.



Ministerstwo Nauki
i Szkolnictwa Wyższego

* * *

prof. dr hab. inż. Marian Gwóźdź – absolwent Wydziału Budownictwa Lądowego Politechniki Krakowskiej. Od 1973 r. pracownik naukowo-dydaktyczny Wydziału Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej, obecnie kierownik Katedry Konstrukcji Metalowych. Zajmuje się zagadnieniami nośności i niezawodności konstrukcji stalowych i aluminiowych. Od 2010 r. przewodniczący Komitetu Technicznego nr 128 ds. projektowania i wykonawstwa konstrukcji metalowych i zespolonych, Polskiego Komitetu Normalizacyjnego.

prof. Marian Gwóźdź, Ph.D. – a graduate from the Faculty of Civil Engineering, the Cracow University of Technology. Since 1973, a member of the research and teaching staff at the Faculty of Civil Engineering, the Cracow University of Technology; currently, Head of the Department of Metal Structures. His academic interests focus on the load capacity and reliability of steel and aluminium structures. In 2010, he became chair of Technical Committee No. 128 on the designing and manufacturing of steel and composite structures, the Polish Committee for Standardisation.

mgr inż. Piotr Woźniczka – absolwent Wydziału Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej. Od 2015 r. zatrudniony na stanowisku wykładowcy w Katedrze Konstrukcji Metalowych Politechniki Krakowskiej.

Piotr Woźniczka, M.Sc.Eng. – a graduate from the Faculty of Civil Engineering, the Cracow University of Technology. Since 2015 a lecturer at the Department of Metal Structures, the Cracow University of Technology.

mgr inż. Anna Tkaczyk – absolwentka Wydziału Budownictwa i Inżynierii Środowiska Politechniki Świętokrzyskiej. W latach 2000-2009 zatrudniona na stanowisku projektanta w Biurze Budowlanym ANKRA Sp. z o.o., od 2009 – projektant w Biurze Budowlanym BAUKO S.C.

Anna Tkaczyk, M.Sc.Eng. – a graduate from the Faculty of Civil and Environmental Engineering, the Kielce University of Technology. In 2000-2009 employed as a designer at Biuro Budowlane ANKRA Sp. z o.o.; since 2009, a designer at Biuro Budowlane BAUKO S.C.