

prof. dr hab. inż. Jan Ślusarek
 ORCID: 0000-0003-2647-0548
 dr inż. Marian Łupieżowiec^{1*)}
 ORCID: 0000-0003-4863-2333
 dr hab. inż. Witold Basiński¹⁾
 ORCID: 0000-0002-9306-4569

Błędy konstrukcyjne i remontowe obiektów hal sportowych

Structural failures of sports hall buildings

DOI: 10.15199/33.2022.07.13

Streszczenie. W artykule omówiono istotne problemy związane z eksploatacją konstrukcji budowlanych. Szczegółowo przedstawiono problemy techniczne, jakie wystąpiły w konstrukcjach dachowych dwóch hal sportowych po pracach remontowych. Analiza konstrukcji dachu wykazała, że nośność elementów konstrukcyjnych została znacznie przekroczona. Nie zostały spełnione stany graniczne nośności i użyteczności. Wskutek tego badana konstrukcja pokrycia dachowego znajdowała się w stanie przedawaryjnym. Zidentyfikowano zagrożenie bezpieczeństwa dla użytkowników, co spowodowało konieczność wyłączenia z użytkowania badanych hal sportowych. Zaproponowano wymianę istniejącej ciężkiej okładziny dachowej na lekką z blach falistych układanych na płatwiach gorącowałowanych. Zmieniono też konstrukcję dachu i obecnie obydwie hale są użytkowane.

Słowa kluczowe: konserwacja obiektu; obiekt halowy; płatwie kratowe; stan przedawaryjny.

Abstract. The paper discusses important problems associated with the exploitation of building structure. It contains preliminary definitions as well. The paper presents technical problems that have occurred in the roof structures in two sports halls after renovation works. Analysis of the roof structure demonstrated that the resistance of structural elements of the roof structure was considerably surpassed. The ultimate and serviceability limit states were also not met. In effect, the investigated structure of the roof cladding was in the pre-failure state. A security risk to users has been identified. The investigated sports halls had to be exempted from use. The replacement of the existing heavy cladding with the light one made of corrugated sheets placed on hot-rolled purlins was suggested. The roof structure was changed and now the hall is in service.

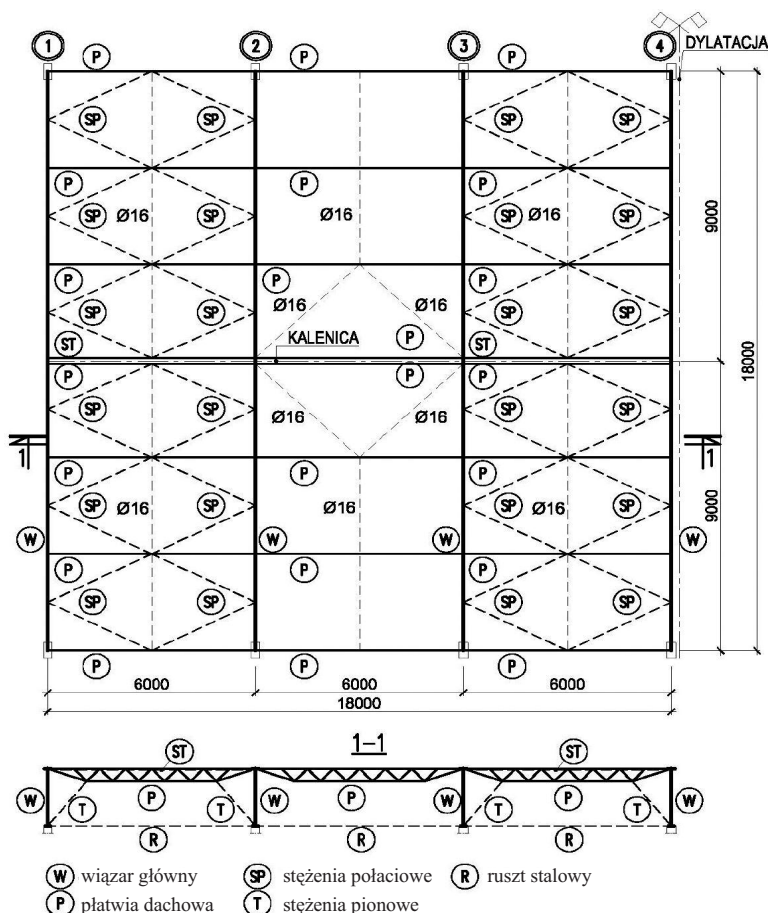
Keywords: maintenance; hall facility; lattice purlins; pre-failure condition.

W celu utrzymania potencjału eksploatacyjnego w całym cyklu życia obiektu halowego oraz zapewnienia jego bezpiecznego i ekonomicznego użytkowania, wymagana jest konserwacja. Problematyka konserwacji konstrukcji budowlanych oraz elementów wykończeniowych została szeroko opisana w literaturze [1, 2], ale zasady konserwacji różnią się w zależności od materiałów, z których wykonana jest konstrukcja [3 ÷ 7].

W artykule przedstawiono analizę dwóch identycznych obiektów halowych z dachem o konstrukcji stalowej O1 i O2 (rysunek 1) wzniesionych w latach sześćdziesiątych XX w. Pod koniec lat dziewięćdziesiątych ubiegłego wieku dokonano w nich napraw z powodu przecieków występujących w pokryciu dachowym. Naprawy, będące elementami cyklu konserwacji, okazały się przyczynkiem do analizy stanu technicznego hal, które wykazały błędy konstrukcyjne. Wskazano na konieczność kompleksowej naprawy obiektów halowych.

¹⁾ Politechnika Śląska; Wydział Budownictwa

^{*)} Adres do korespondencji: marian.lupiezowiec@polsl.pl



Rys. 1. Konstrukcja analizowanych obiektów O1 i O2 [16]
 Fig. 1. Structure of the analyzed objects O1 and O2 [16]

Charakterystyka obiektów halowych

W trakcie naprawy obiektów halowych O1 i O2 (rysunek 1) ułożono dodatkową warstwę zaprawy cementowej i trzy warstwy zgrzewalnej papy asfaltowej oraz wykonano zabiegi antykorozyjne. Podczas prac stwierdzono nieprawidłowości związane ze stanem konstrukcji nośnej dachu, co zawoocowało sporządzeniem ekspertyzy [8] określającej stan awaryjny obiektów.

Jako przekrycia dachowe zastosowano żelbetowe płyty korytkowe [8, 9]. Głównymi elementami analizowanej konstrukcji (fotografia 1) są wiązary dachowe o rozpiętości 18 m oraz płatwie kratowe typu „D” o rozpiętości 6 m. Na fotografii 2 pokazano fragment podpory wiązara [9].



Fot. 1. Elementy konstrukcji dachu i rusztu stalowego: a) oparcie wiązara głównego na podporze; b) oparcie płatwi kratowych na wiązarach [8]

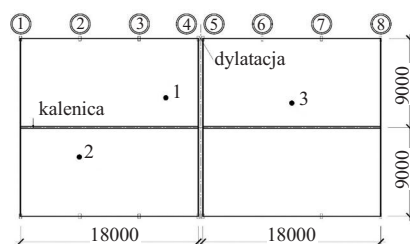
Photo 1. Roof structure elements and steel grate: a) support of the main truss on the support; b) support of the lattice purlin on trusses [8]



Fot. 2. Szczegół węzła podporowego wiązara (podczas prac antykorozyjnych) [8]
Photo 2. Detail of the girder support node (during anti-corrosion works) [8]

Analiza stanu technicznego konstrukcji dachu

Pokrycie dachu. Dach obiektu O1 pokryty został papą zgrzewalną. W celu oceny pokrycia wykonano odkrywki w trzech punktach (rysunek 2). Ich analiza (rysunek 3) wskazywała, że pierwotne pokrycie składało się z 3 warstw papy asfaltowej ułożonych na warstwie gładzi o grubości 0,5 – 3,5 cm. Podczas remontu, który prawdopodobnie przeprowadzono w latach dziewięćdziesiątych, na istniejącym pokryciu ułożono warstwę styropianu o grubości 3 – 5 cm, warstwę gładzi z tynku cementowego o grubości 4 – 5 cm oraz trzy warstwy papy asfaltowej i warstwę papy zgrzewalnej.



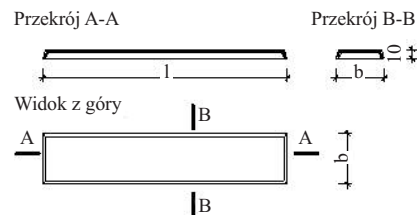
Rys. 2. Lokalizacja odkrywek warstw pokrycia dachu w obiekcie O1 [8]

Fig. 2. Location of opencasts of layers at the O1 facility [8]

Warstwy pokrycia dachu obiektu O2 (rysunek 3b) zidentyfikowano na podstawie odkrywek, podobnie rozłożonych jak w obiekcie O1. Efektem prac remontowych jest poprawienie izolacyjności termicznej przegrody dachowej. Niestety o 55 ÷ 97% zwiększył się ciężar własny pokrycia dachu.

Żelbetowe płyty korytkowe

W obu analizowanych obiektach halowych O1 i O2 przekrycia dachowe wykonano z żelbetowych płyt korytkowych (rysunek 4) tzw. zamkniętych (płyty dachowe z rdzeniem pustym). W Pol-



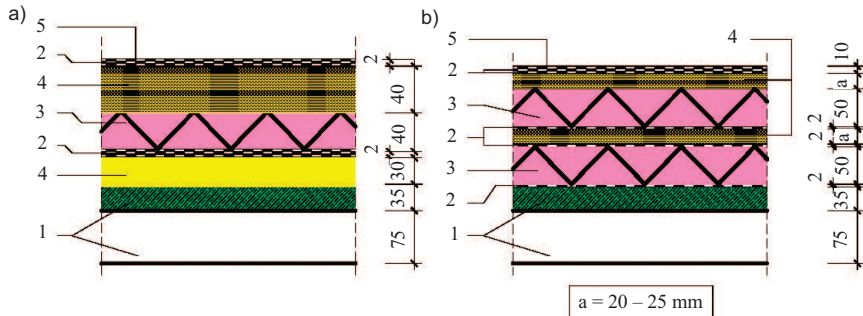
Rys. 4. Schemat konstrukcji płyt korytkowych [1] (l = 296 cm, b = 59 cm, grubość płyty górnej: 3,5 cm)

Fig. 4. Scheme of the structure of the trough plates [1] (l = 296 cm, b = 59 cm, top plate thickness: 3,5 cm)

sce płyty te były powszechnie stosowane w latach siedemdziesiątych ubiegłego wieku. Najczęściej wykorzystywano je w halach przemysłowych, magazynach i różnych obiektach sportowych.

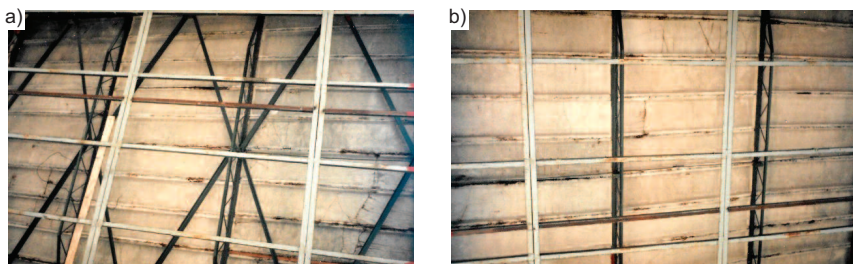
Analiza stanu płyt korytkowych wykazała znaczne zarysowania i uszkodzenia korozyjne (fotografia 3). Lokalnie stwierdzono uszkodzenia żeber głównych oraz ogniska korozji zbrojenia i rysy.

Wskutek znacznego obciążenia dachów nowymi warstwami odnotowano niebezpieczne przeciążenie płyt korytkowych. W wyniku przeprowadzonej analizy stwierdzono, że obciążenie trwałe od pokrycia dachowego wynosiło ok. 1,7 kN/m², natomiast nośność tych płyt, poza ciężarem własnym to 1,8 kN/m². Oznaczało to, że w wyniku działania tylko obciążenia stałego następuje wykorzystanie ponad 94% nośności płyt korytkowych. Jednak lokalne przekroczenie nośności wynosiło 1 ÷ 26%. W przypadku znormalizowanego obciążenia śniegiem przeciążenie płyt wyniosło 37 ÷ 70%, co było m.in. przyczyną zarysowań (fotografia 3). Tak duże wartości przeciążenia wskazują, że warstwa gładzi wykonana z tynku cementowego wchodziła w interakcję z prefabrykowaną płytą korytkową, zwiększając nośność płyty, co można



Oznaczenia: 1 – płyta korytkowa; 2 – papa asfaltowa; 3 – styropian; 4 – zaprawa cementowa; 5 – papa zgrzewalna
Rys. 3. Warstwy w miejscach odkrywek: a) w obiekcie O1; b) w obiekcie O2 [8]

Fig. 3. Layers at opencast: a) in the O1 facility; b) in the O2 facility [8]



Fot. 3. Ślady zarysowań i uszkodzeń korozyjnych płyt korytkowych: a) obszar stężeń; b) obszar środkowy [8]
 Photo 3. Traces of scratches and corrosion damage of the trough plates: a) bracing area; b) central area [8]

traktować wyłącznie jako tymczasowy wzrost, do czasu wykonania pełnej naprawy konstrukcji dachu.

Płatów kratowa. Zastosowane lekkie płatwie kratowe [9, 10] przedstawiono schematycznie na rysunku 1. Stwierdzono, że rozkład obciążeń nie jest identyczny w przypadku wszystkich płatwi. Zdarza się, że poprzeczne żebra płyt korytkowych opierają się na górnym pasie, wywołując obciążenie ciągłe (lokalizacja 1 wg rysunku 2). W innych miejscach obciążenie z płyt korytkowych jest przenoszone na pas górny przez żebra podłużne, powodując obciążenie skupione (lokalizacja 2 wg rysunku 2). Zróżnicowanie występowania miejsc odkrywek na dachu powodowało odmienne obciążenie poszczególnych płatwi kratowych. Siły skupione w płatwi nr 2 są zatem nieco większe, niż wynika to z obciążenia rozłożonego płatwi nr 1. W związku z tym, że analiza konstrukcji miała miejsce przed wejściem w życie norm europejskich, obliczenia wykonano na podstawie polskich norm [11 ÷ 14]. Przyjęto zastosowaną w projekcie stal St3S o wytrzymałości $f_d = 215$ MPa.

Obciążenie rozłożone w płatwi kratowej nr 1 (rysunki 5 i 6). Nośność pasa górnego (pręt nr 4 i 5) przy współdziałaniu momentu zginającego i siły osiowej (z uwagi na oparcie płyt korytkowych współczynnik zwiczerzenia wynosi 1,0) wyznaczono z wzoru interakcyjnego:

$$\frac{|N_{min}|}{\phi_{x,y} \cdot N_{Rc}} + \frac{M_{max}}{\phi_L \cdot M_R} = \frac{122,31}{0,85 \cdot 150,1} + \frac{0,442}{1,0 \cdot 1,05} = 1,20 > 1$$

– warunek niespełniony (1)

Nośność pręta nr 12 pasa dolnego przy współdziałaniu siły osiowej rozciągającej oraz momentu zginającego wyznaczono z zależności:

$$\frac{N_{max}}{N_{Rt}} + \frac{M_{max}}{\phi_L \cdot M_R} = \frac{126,24}{103,2} + \frac{0,13}{1,0 \cdot 0,192} = 1,90 > 1$$

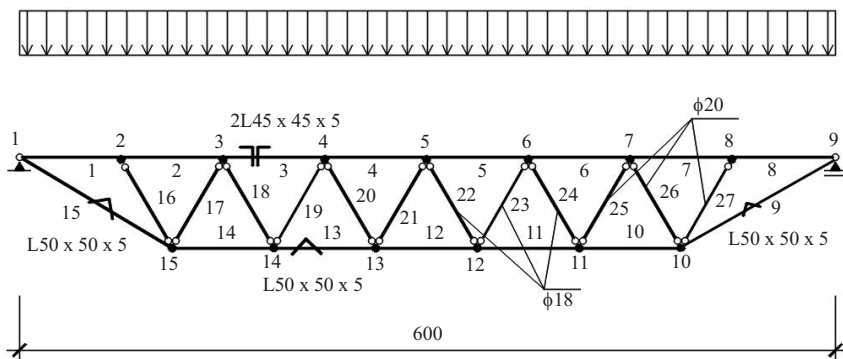
– warunek niespełniony (2).

$$\frac{N_{max}}{N_{Rt}} + \frac{M_{max}}{\phi_L \cdot M_R} = \frac{140,16}{103,2} + \frac{0,14}{1,0 \cdot 0,192} = 2,09 > 1$$

– warunek niespełniony (4).

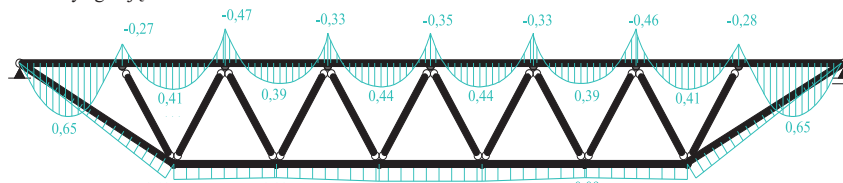
W przypadku płatwi kratowej obciążonej w sposób ciągły, nośność pasa górnego jest przekroczona o 20% w stosunku do obciążeń projektowych, zaś płatwi obciążonej przez siły skupione przekazywane z płyt korytkowych (żebra płyty są umieszczone na pasie górnym), nośność pasa górnego jest przekroczona aż o 40%. Również w odniesieniu do pasów dol-

$$q_{pl} = 11,01 \text{ kN/m}$$

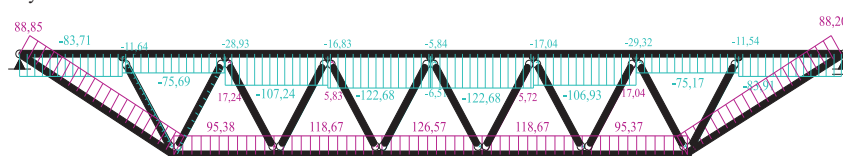


Rys. 5. Obciążenie ciągłe płatwi w miejscu odkrywki nr 1
 Fig. 5. Continuous load on the purlins at the open pit no. 1

Momenty zginające



Siły osiowe



Rys. 6. Rozkład sił wewnętrznych od obciążenia ciągłego płatwi
 Fig. 6. Distribution of internal forces from the continuous load on the purlins

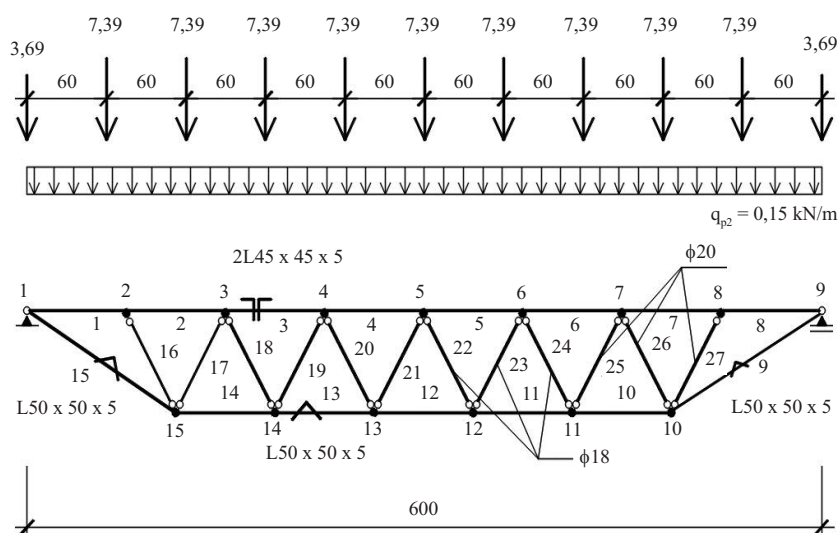
Obciążenie skupione w płatwi kratowej nr 2 (rysunki 7 i 8). Nośność pasa górnego przy współdziałaniu momentu zginającego (w przypadku oparcia płyt korytkowych co 60 cm współczynnik zwiczerzenia wynosi 1,0) i siły osiowej dla prętów 4 i 5 wyznaczono z wzoru interakcyjnego:

$$\frac{|N_{min}|}{\phi_{x,y} \cdot N_{Rc}} + \frac{M_{max}}{\phi_L \cdot M_R} = \frac{135,73}{0,85 \cdot 185,01} + \frac{0,562}{1,0 \cdot 1,05} = 1,40 > 1$$

– warunek niespełniony (3).

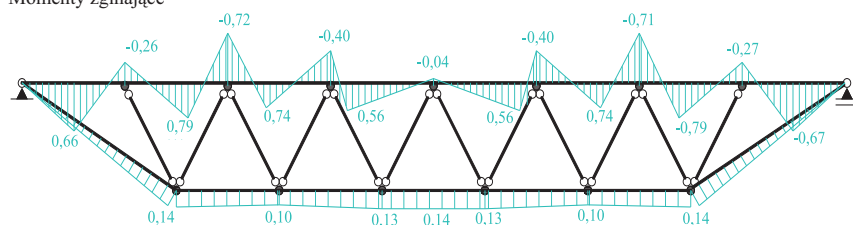
Nośność przy współdziałaniu siły osiowej rozciągającej i momentu zginającego wyznaczono z zależności:

ných warunki nośności nie zostały spełnione. W przypadku obciążenia ciągłego nośność pasa została przekroczona o 90%, natomiast przy obciążeniu skupionym aż o 109% (pominięto zwiczerzenie w pasach dolnych płatwi). Należy nadmienić, że w obliczeniach nie uwzględniono strat korozyjnych. Zatem rzeczywiste przekroczenie nośności mogło być większe. Nasuwało to pytanie o przyczynę braku katastrofy. Zasadne wydaje się stwierdzenie, że konstrukcja stalowa płatwi i wiązarów współdziałała z płytami korytkowymi, tworząc kompozytową konstrukcję stalowo-żelbetową.

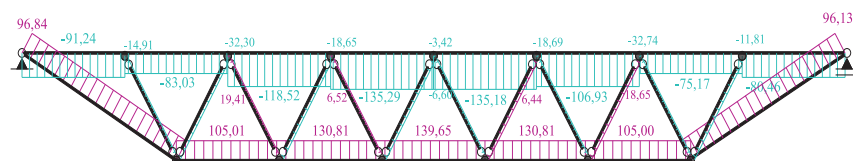


Rys. 7. Obciążenie skupione płatwi w miejscu odkrywki nr 2
 Fig. 7. Concentrated load on the purlins at the open pit no. 2

Momenty zginające



Siły osiowe



Rys. 8. Rozkład sił wewnętrznych od obciążenia skupionego płatwi
 Fig. 8. The distribution of internal forces from the concentrated load of the purlins

wą pracującą przestrzennie. Funkcjonujący w ten sposób system nośny tymczasowo był w stanie przenosić obciążenia, jednak nie zapewniał bezpiecznego użytkowania konstrukcji dachu. Odciążenie dachu również nie zapewniało pełnej nośności płatwi.

Wiązár główny. Główne pręty kratownicy wykonano z podwójnych i pojedynczych kątowników równoramiennych. W przeprowadzonej analizie konstrukcję wiązara obciążono reakcjami z płatwi kratowych oraz rusztu stalowego (rysunek 9). Reakcja przekazywana z pojedynczej płatwi kratowej na wiązar $P_p = (12,47 \text{ kN/m} \cdot 6,0 \text{ m})/2 = 37,41 \text{ kN}$. Obciążenie z pomostu $P_r = 1,02 \text{ kN/m}^2 \cdot 6,0 \cdot 3,0 \text{ m} = 18,36 \text{ kN}$. Analiza statyczno-wytrzymałościowa dźwigara wykazała, że przekroczona została jedynie

nośność rozciąganego krzyżulca nr 13, który zaprezentowano na rysunku 10. W przypadku pozostałych prętów wiązara nie doszło do przekroczenia nośności. Przekrój pręta nr 13 stanowi obrócony kątownik L60x60x6. Przekrój netto kątownika jest zatem wynikiem wycięcia części przekroju pręta w celu połączenia go z blachą węzłową pasów.

Na podstawie parametrów geometrycznych wyznaczono nośność składową, a następnie nośność całkowitą pręta nr 13:

$$\frac{|N_{min}|}{N_{Rt.net}} + \frac{M_{max}}{M_R} = \frac{87,37}{123,80} + \frac{0,227}{0,495} = 1,16 > 1$$

– warunek niespełniony (5).

Przekroczenie nośności krzyżulca nr 13 wyniosło tylko 16%. Oznaczało to

stosunkowo poprawne zaprojektowanie elementów wiązara, które nie groziło natychmiastową awarią.

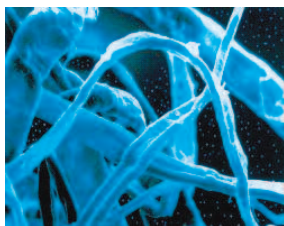
Na podstawie wykonanej analizy podjęto kroki naprawcze w celu zapobieżenia stanowi awaryjnemu konstrukcji. Należy jednak dodać, że zgodnie z aktualnymi normami europejskimi występuje nieco większe obciążenie śniegiem oraz wiatrem wraz ze zwiększonymi współczynnikami obciążeń, które to są nierekompensowane w obliczeniach stosowaniem granicy plastyczności stali. Należy więc podkreślić, że wyłączenie poszczególnych elementów istniejącej konstrukcji obiektów O1 i O2 wg norm europejskich byłoby większe.

Wnioski i zalecenia

Niezbędne prace konserwacyjne wykonywane w obiektach halowych bardzo często pociągają za sobą konieczność analizy nośności układu konstrukcyjnego. Wymiana pokrycia czy termomodernizacja zmieniają układ obciążeń, który każdorazowo po konserwacji powinien zostać zweryfikowany.

Analiza konstrukcji dachu po wykonanych pracach konserwacyjnych wykazała, że nośność płatwi kratowych oraz wiązarów dachowych została przekroczona. W efekcie konstrukcja przekroczyła dachowego znajdowała się w stanie przedawaryjnym, co spowodowało wyłączenie w trybie pilnym obiektu z użytkowania. W celu zapewnienia dalszej bezpiecznej eksploatacji analizowanej konstrukcji zalecono w pierwszym etapie odciążenie przekrycia dachowego przez demontaż poszycia dachu wraz z płytami korytkowymi.

Z uwagi na znaczne przekroczenia nośności płatwi, a także ich ubytki korozyjne, podjęto decyzję o wymianie płatwi na nowe elementy gorącowałcowane. W tym celu zalecono w pierwszej kolejności wykonanie tymczasowych montażowych pionowych stężeń wiązarów oraz połączeniowych stężeń poprzecznych. Następnie nakazano usunięcie istniejących stężeń wraz z płatwiami kratowymi. W kolejnym etapie zalecono wymianę płatwi na elementy gorącowałcowane oraz założenie stężeń docelowych wraz z uzupełnieniem brakujących stężeń podłużnych w strefie obwo-



ARBOCEL – The Power of Reinforcement

– wyjątkowe włókna na bazie celulozy, redukujące ilość powstających rys/mikropęknięć i spękań tynków, szpachli i farb



Rettenmaier Polska

Sp. z o.o.

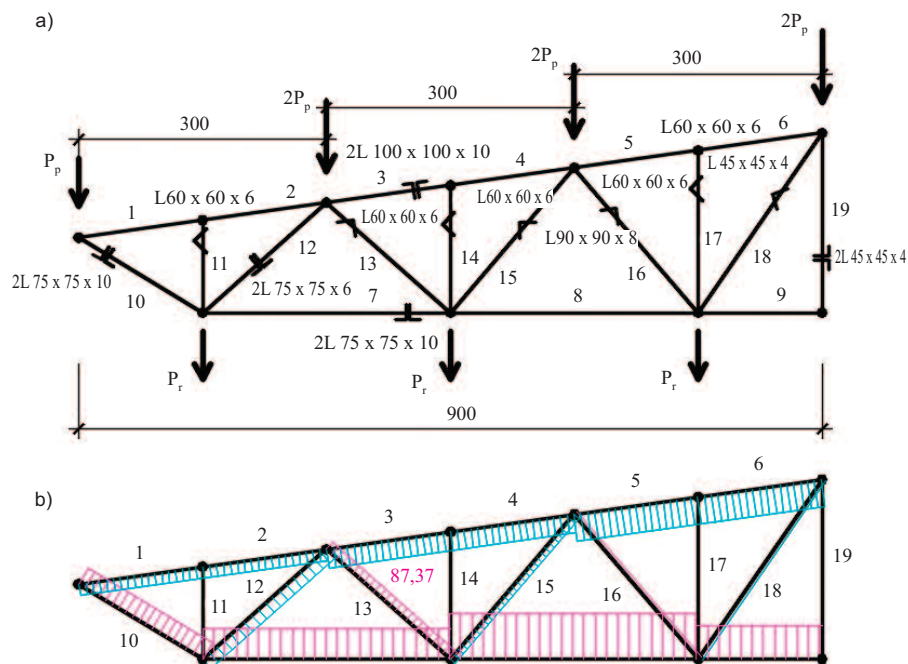
Bitwy Warszawskiej 1920 r. 7B

02-366 Warszawa

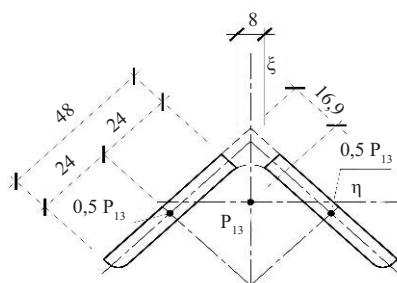
mobile +48 600 423 423

Tel + 48 22 608 51 00

e-mail: arbocel@jrs.pl



Rys. 9. Obciążenie (a) oraz rozkład sił wewnętrznych (b) w więźarze głównym W
Fig. 9. Loading (a) and distribution of internal forces (b) in the main truss W



Rys. 10. Przekrój pręta nr 13
Fig. 10. The cross-section of the bar No. 13

dowej i środkowej. Ponadto zaproponowano wymianę istniejącego ciężkiego pokrycia na lekkie z blach fałdowych układanych na płatwiach gorącowalcowanych oraz zastosowanie izolacji termicznej, umieszczonej na istniejącym ruszcie stalowym, odpowiednio zabezpieczonym od strony wewnętrznej skuteczną paroizolacją (od wewnątrz zastosowano lekki sufit podwieszany). Do wykonania prac nakazano opracowanie projektu przebudowy dachu ze szczegółowymi procedurami sprawdzającymi stany graniczne nośności i użyteczności głównych elementów konstrukcyjnych dachu.

Literatura

[1] Bijen J. Durability of engineering structures: Design, repair and maintenance. Elsevier; 2003.

[2] Bull JW, Chan-Wah Y eds. Durability of materials and structures in building and civil engineering. Whittles Publishing, Dunbeath; 2006.

[3] Juarez CA, Guevara B, Fajardo G, Castro-Borges P. Ultimate and nominal shear strength in reinforced concrete beams deteriorated by corrosion. Engineering Structures. 2011, 33.12: 3189-3196, doi: 10.1016/j.engstruct.2011.08.014.

[4] Kihira H. Systematic approaches toward minimum maintenance risk management methods for weathering steel infrastructures. Corrosion science. 2007, 49.1: 112 – 119.

[5] Li KF, Li CQ, Chen ZY. Influential depth of moisture transport in concrete subject to drying-wetting cycles. Cement and Concrete Composites. 2009, 31.10: 693 – 698.

[6] Nicolai PR, Frenk JBG, Dekker R. Modelling and optimizing imperfect maintenance of coatings on steel structures. Structural Safety. 2009; 31.3: 234 – 244.

[7] Sowden A.M. eds. The maintenance of brick and stone masonry structures. Taylor & Francis; 1990.

[8] Ślusarek J. i inni. Ekspertyzy techniczne konstrukcji stalowych dachów hal sportowych.

[9] Katalogi budowlane. COIB, Warszawa. 1975.

[10] Łubiński M, Filipowicz A, Żółtowski W. Konstrukcje Metalowe. Arkady. Warszawa 1986.

[11] PN-82/B-02000 Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości.

[12] PN-77/B-02011 Obciążenia budowli. Obciążenie wiatrem.

[13] PN-EN 1991-1-3 Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-3: Oddziaływania ogólne – Obciążenie śniegiem.

[14] PN-90/B-03200 Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.

Przyjęto do druku: 14.06.2022 r.