

Monitorowanie stanu obiektów budowlanych eksploatowanych po procesie wzmocnienia

Dr inż. Janusz Krentowski, mgr inż. Monika Mackiewicz, mgr inż. Sandra Matulewicz,
Politechnika Białostocka

1. Wprowadzenie

Obiekty budowlane, zgodnie z Prawem budowlanym [9], powinny przez cały okres eksploatacji spełniać wymagania podstawowe określone w aktualnych normach PN-B i PN-EN. Szczególnie istotne jest zapewnienie bezpieczeństwa użytkowania zarówno elementów konstrukcyjnych, jak również całych obiektów w zakresie spełnienia warunków stanów granicznych nośności i użytkowości. W wyniku szeregu nieprawidłowości na etapie projektowania, realizacji i użytkowania występują stany zagrożenia, które skutkują wystąpieniem awarii lub katastrof obiektów budowlanych [1, 2].

Na podstawie analiz przeprowadzonych przez Instytut Techniki Budowlanej (por. [5]) stwierdzono, że najbardziej rozpowszechnionymi przyczynami wpływającymi na powstawanie zagrożeń, awarii i katastrof budowlanych były błędy uczestników wszystkich etapów procesu budowlanego oraz czynniki losowe.

Autorzy w okresie wielu lat monitorowali stan obiektów budowlanych o zróżnicowanych rozwiązaniach konstrukcyjnych. Formułowane wnioski dokumentują przykłady analizy stanu technicznego obiektów eksploatowanych po wystąpieniu stanu zagrożenia, znajdujących się na terenie północno-wschodniego regionu kraju.

2. Ocena trwałości ścian osłonowych o stalowej konstrukcji szkieletowej

Zrealizowany przed około 50 laty budynek farbiarni, stanowiący element procesu technologicznego w obiekcie przemysłowym, przez kilkanaście lat był wyłączony z eksploatacji, a więc nieogrzewany i pozbawiony konserwacji. Segment produkcyjny budynku wykonano jako dwukondygnacyjny, niepodpiwniczony, o żelbetowej konstrukcji ramowej. W strefie ścian osłonowych usytuowano słupy stalowe wykonane z dwuteowych profili walcowanych o wysokości 200 mm, rozstawionych co 6,0 m. Poziome usztywnienia w płaszczyźnie ściany stanowiły rygle spawane z dwóch profili ceowych o wysokości 120 mm. Ściany osłonowe wykonano

z prefabrykowanych płyt żelbetowych, ocieplonych betonem komórkowym, mocowanych do słupów stalowych za pośrednictwem marek. W pasmach nad parapetami oraz pod stropem parteru usytuowano okna drewniane, częściowo otwierane. Przestrzenie międzyokienne wypełniono elementami szklanymi o kształcie ceowym tzw. „Vitrolitem”.

2.1. Stan elementów ścian zewnętrznych. Badania

W trakcie eksploatacji stalowa konstrukcja nośna ścian uległa zaawansowanym procesom korozyjnym. Ubytki grubości profili stalowych wynosiły 30–40%, a lokalnie nawet 100% (rys. 1). Obiekt był wyłączony z eksploatacji przez kilkanaście lat. Uruchomienie kolejnego procesu inwestycyjnego wiązało się z wykonaniem prac adaptacyjnych i remontowych.

W aspekcie wymagań obowiązujących przepisów i zasad sztuki budowlanej konieczne było przeprowadzenie oceny stanu technicznego elementów konstrukcyjnych obiektu, a następnie zaprojektowanie i wykonanie robót wzmocniających, umożliwiających dalszą, bezpieczną eksploatację. Jednakże ze względów finansowych kolejny użytkownik podjął decyzję o ograniczeniu prac remontowych do niezbędnego minimum, poprawiając jedynie estetykę pomieszczeń, przy wykorzystaniu zdegradowanej konstrukcji nośnej i mocowanych do niej płyt g-k. W trakcie wymiany zdewastowanej stolarki okiennej zaobserwowano zjawisko nadmiernej odkształceń prefabrykowanych płyt ściennych, co stworzyło stan zagrożenia konstrukcji oraz ludzi realizujących prace remontowe. Prace budowlane zostały niezwłocznie wstrzymane i rozpoczęto etap analizy stanu konstrukcji oraz możliwości i sposobu wykonania prac wzmocniających.

2.2. Ocena stanu konstrukcji

Stan bezpieczeństwa elementów konstrukcyjnych ścian osłonowych uwarunkowany był nośnością słupów stalowych oraz jakością połączeń spawanych. W badanym obiekcie łącznie z degradacją przekrojów elementów walcowanych, zjawiskom destrukcyjnym uległy również



Rys. 1. Przykłady całkowitej degradacji stalowych rygli i słupów. Wady połączeń spawanych

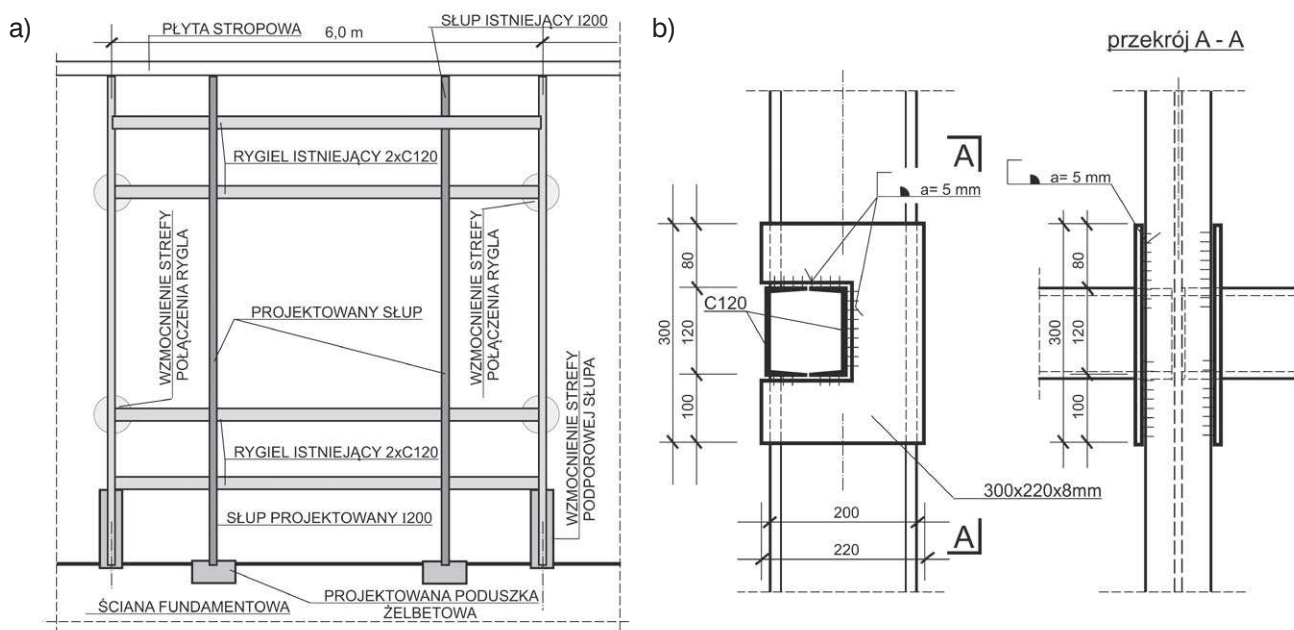
spoiny łączące słupy oraz rygle. Na podstawie przeprowadzonych badań stwierdzono, że strefy podporowe słupów stalowych, opartych na ścianach fundamentowych, w wyniku procesów korozyjnych utraciły ciągiłość

i stwarzają zagrożenie bezpieczeństwa użytkowników. Stan nietrwałej równowagi lokalnej został zachowany dzięki połączeniu dolnych odcinków słupów z żelbetowymi, prefabrykowanymi płytami ścian zewnętrznych. Połączenia spawane rygli ram ze słupami stalowymi nie zapewniały bezpiecznego przeniesienia działających obciążeń. Stan techniczny wszystkich połączeń sklasyfikowano jako wymagający niezwłocznego wzmocnienia. W efekcie przeprowadzonych badań inwentaryzacyjnych oraz pomiarów aktualnych grubości profili stalowych ustalono, że poza opisanymi wadami, polegającymi na kompletnej degradacji stalowych przekrojów podporowych, grubość pozostałych elementów pozwoli na bezpieczne przeniesienie działających obciążeń.

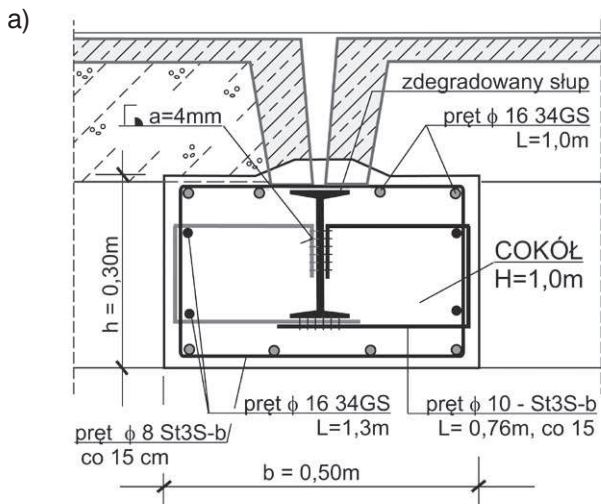
2.3. Technologia realizacji robót zabezpieczających

Po wykonaniu prac demontażowych całkowicie skorodowane strefy podporowe słupów wzmocniono poprzez wykonanie cokółków z betonu zbrojonego. Do bocznych powierzchni słupów przyspawano strzemiona umożliwiające zespolenie elementów stalowych i betonowych. Sposób wykonania wzmocnienia strefy podporowej zilustrowano na rysunku 2a.

Konstrukcje stabilizujące przekroje rygli ram w poziomie parteru realizowano poprzez zastosowanie blach wzmacniających strefy połączeń. Zastosowano żebra usztywniające z blach stalowych o grubości 8,0 mm, pokazane na rysunku 2b. Powierzchnie wszystkich elementów stalowych, odślonięte w wyniku demontażu, dokładnie oczyszczono z warstwy rdzy i zalegającej warstwy kurzu za pomocą obróbki strumieniowo-ścierniej poprzez „piaskowanie” i zabezpieczono powłoką przeciwkorozyjną. Warstwę elewacyjną ścian zewnętrznych wykonano z płyt warstwowych.



Rys. 2. a) Konceptcja rekonstrukcji zdegradowanej strefy podporowej, b) Konstrukcja wzmocnienia skorodowanych połączeń spawanych



Rys. 3. a) Wzmocnienie strefy podporowej, b) Widok zrekonstruowanych ścian budynku

Zrealizowana przegroda zewnętrzna, pokazana na rysunku 3, umożliwiła zachowanie poprawnych właściwości izolacyjnych oraz spełnienie obowiązujących wymagań z zakresu ochrony przeciwpożarowej.

3. Awaria i naprawa stalowej konstrukcji przekrycia hali po pożarze

Badaniom poddano stalową konstrukcję przekrycia hali sportowej zlokalizowanej w obiekcie dydaktycznym. Użytkownik sali sportowej przygotował obiekt do przeprowadzenia próbnego egzaminu maturalnego, układając wykładzinę dywanową na specjalistycznej posadzce drewnianej i ustawiając drewniane ławki i krzesła. W godzinach wieczornych, w dniu poprzedzającym egzamin, został uruchomiony system wentylacji sali, w tym również wentylacji posadzki. Wykładzina dywanowa, pokrywająca całą powierzchnię podłogi, całkowicie zakryła światło otworów wentylacyjnych, co skutkowało uniemożliwieniem odprowadzenia ciepła z urządzeń wentylujących przestrzeń podposadzkową. Wzrost temperatury, przy braku właściwej reakcji ze strony systemu zabezpieczającego urządzenia, doprowadził do zwarcia w instalacji elektrycznej, która stała się zarzewiem pożaru.

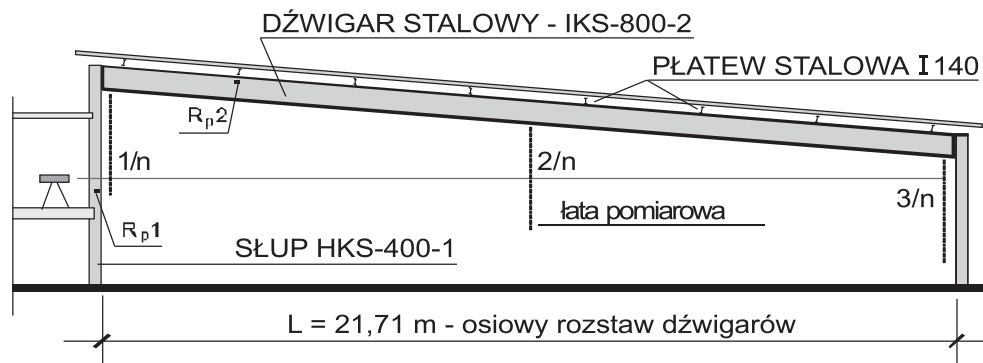
3.1. Charakterystyka procesów destrukcyjnych i ocena stanu konstrukcji

Stalową konstrukcję hali sportowej zrealizowano jako słupowo-ryglową. Słupy z dwuteowników HKS-400 rozstawiono w kierunku podłużnym co 6,0 m. Rygle o całkowitej długości ok. 22 m przygotowano z trzech elementów z dwuteowników spawanych IKS-800, łączonych na placu budowy spoinami czołowymi bez nakładek. Stalowe słupy i rygle połączono doczołowo na śruby M24. Stateczność konstrukcji hali zapewniał układ rygli, ścian murowanych i kratowego stężenia potańcowego w dachu. Płatwie stalowe z walcowanych dwuteowników 140 mm przenosiły obciążenia elementami przekrycia, ciężarem śniegu i działaniem wiatru. Przekrycie sali głównej wykonano z warstwowych płyt da-



Rys. 4. Widok uszkodzonych elementów hali. Fragmenty odspojonych blach dolnych

chowych z rdzeniem styropianowym. W dokumentacji projektowej założono, że płatwie stalowe, rozstawione co 3,0 m, połączone łącznikami systemowymi z płytami warstwowymi, stanowią dostateczne zabezpieczenie rygli ramy przed utratą stateczności.



Rys. 5.
Schemat stanowiska
do pomiaru stanu
odkształceń

Działanie temperatury pożaru, a w konsekwencji gwałtowne oziębienie w wyniku prowadzonej akcji gaśniczej spowodowały trwałe odkształcenia stalowych elementów konstrukcyjnych oraz odspojenie i całkowitą utratę nośności blach przekrycia, przenoszących w stadium eksploatacji naprężenia rozciągające. Działaniu pola wysokiej temperatury poddane zostały również rygle ram projektowane z dwuteowych profili spawanych. W trakcie pożaru konstrukcja dachu była obciążona warstwą śniegu (rys. 4).

Podjęte niezwłocznie prace badawcze, poprzedzone wizją lokalną, wywiadami w zakresie miejsca zarzewia pożaru, przybliżonego czasu jego trwania, oględzinami zniszczonych płyt warstwowych widocznych od wewnątrz, identyfikacją elementów pokrytych warstwą sadzy stwarzały dostateczne podstawy do oceny istniejącego stanu technicznego jako zagrażającego bezpieczeństwu osób przeprowadzających roboty naprawcze.

Na etapie weryfikacji nośności wykonano obliczenia zgodnie z aktualnymi normami, lecz przy uwzględnieniu rzeczywistych parametrów wytrzymałościowych materiałów, w warunkach prawdopodobnego zmniejszenia nośności, spowodowanego skutkami pożaru. Wykorzystując kryteria wiedzy i warunki oceny stanu bezpieczeństwa na podstawie nierówności uzasadnionych teorią stanów granicznych nośności i użyteczności elementów nośnych obiektów budowlanych, opracowano koncepcje pomiarów i badań umożliwiającą dokonanie takiej oceny. Poddano ocenie jakość połączeń śrubowych oraz spoin czołowych łączących trzy smukłe elementy blachownicowe każdego rygla. Przeprowadzono

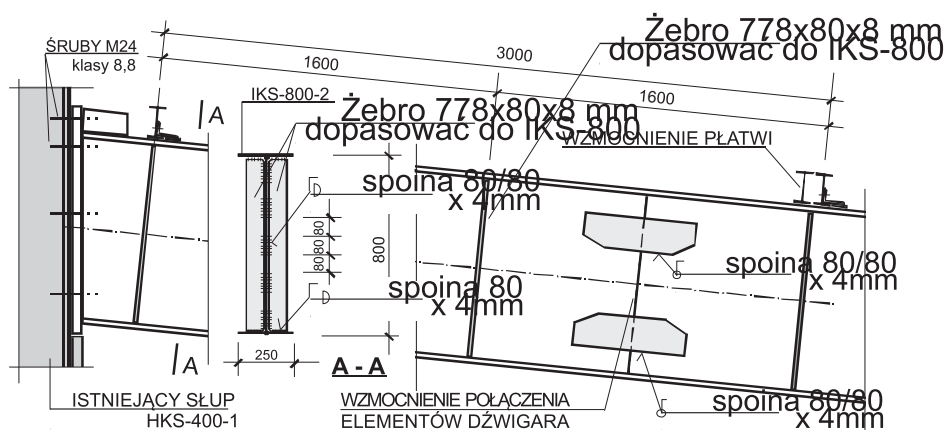
również badania górnych, nieomurowanych partii słupów i stref węzłów ram (rys. 5).

Sprawdzenie stanu granicznego użyteczności przeprowadzono przez weryfikację rzeczywistych ugięć. W trakcie pomiarów dach nie był obciążony śniegiem. W celu określenia przemieszczeń badanych elementów, obciążonych zgodnie z założeniami projektowymi i normowymi, przyjęto współczynnik uwzględniający wpływ dodatkowych obciążeń o wartościach charakterystycznych. Rzeczywiste wartości ugięć, określone w pomiarach, porównano z wartościami granicznymi dotyczącymi dźwigarów oraz płyt.

3.2. Naprawa hali

W wyniku przeprowadzonych badań, obliczeń i analiz potwierdzono, że w warunkach zaistniałego pożaru nie nastąpiły zmiany skutkujące koniecznością demontażu konstrukcji nośnej ram.

Roboty naprawcze rozpoczęto od rozbiórki zniszczonych płyt warstwowych na całej powierzchni przekrycia hali. Powierzchnie elementów stalowych przygotowano do ponownego wykonania powłok antykorozyjnych i ogniochronnych. Wymieniono śruby, których gwinty zostały zniszczone wskutek pożaru. Następnie zrealizowano roboty spawalnicze w ryglach ram. Zaprojektowano żebra usztywniające dźwigary IKS-800 z blachy stalowej o grubości 8 mm, rozstawione co 1500 mm. Bezpieczeństwo realizacji robót zapewniono, stemplując wzmacniany dźwigar. Zaprojektowano wzmacnienia spoin czołowych, łączących odcinki blachownicy za pomocą spawanych nakładek, przejmujących naprężenia normalne i styczne (rys. 6).



Rys. 6.
Koncepcja konstrukcji
wzmocnienia stalowej
konstrukcji przekrycia
dachowego



Rys. 7. Etapy odbudowy stalowej konstrukcji przekrycia dachowego

Konstrukcję połaci dachowej wzmocniono przez zastosowanie dodatkowych płatwi usztywniających, wykonanych z dwuteowników walcowanych. Na górnych powierzchniach płatwi ułożono i trwale zamocowano łącznikami systemowymi warstwowe płyty dachowe, które zapewniły spełnienie wymaganych warunków w zakresie termoizolacyjności. Zrekonstruowaną halę (por. rys. 7) przekazano do eksploatacji.

4. Wzmocnienie i monitorowanie budynku przemysłowego po katastrofie przekrycia

Z wieloletnich analiz zagrożeń, awarii i katastrof budowlanych wynika, że czynniki losowe w postaci nadmiernego obciążenia śniegiem najbardziej niekorzystnie wpływają na bezpieczeństwo obiektów budowlanych z dźwigarami stalowymi i drewnianymi. Są to najczęściej hale przemysłowe, handlowe, magazynowe, logistyczne, widowiskowe i ogólnogospodarcze. W roku 2012 około 30% katastrof miało miejsce w tego typu obiektach [7].

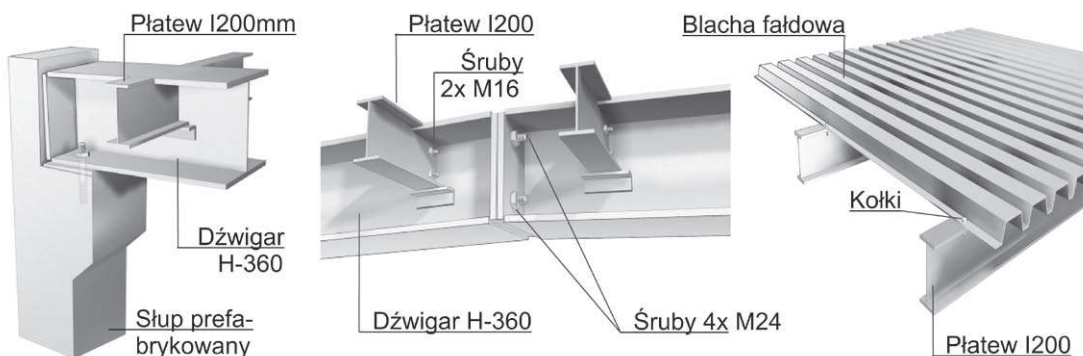
Uzyskane wyniki potwierdza kolejny przypadek, w którym po kilku dniach obfitych opadów śniegu, przy temperaturze atmosferycznej oscylującej wokół 0°C, doszło do katastrofy stalowej konstrukcji przekrycia hali produkcyjnej budynku technicznego, zlokalizowanego w zakładzie przemysłowym na terenie województwa podlaskiego.

4.1. Analiza rozwiązań konstrukcji obiektu. Identyfikacja zakresu zniszczeń

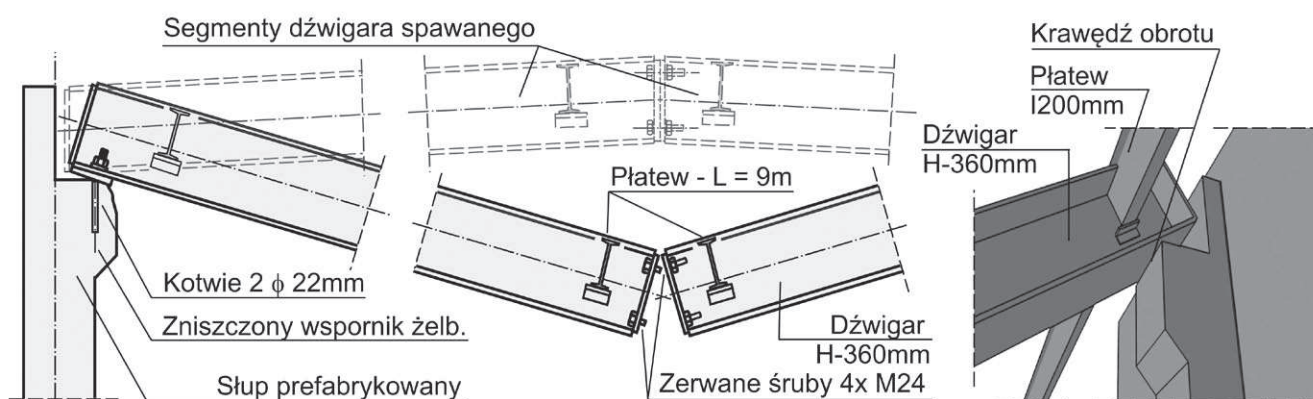
Budynek warsztatowo-produkcyjny zaprojektowano o konstrukcji słupowo-ryglowej. Słupy zrealizowano jako żelbetowe prefabrykowane, o zmiennym przekroju poprzecznym, a w każdym słupie ukształtowano dwa wsporniki do oparcia belek podsuwnicowych oraz dźwigarów dachowych. Przekrycie dachu wykonano z blachy fałdowej, opartej na płatwiach stalowych, przekazujących obciążenia na spawane dźwigary blachownicowe typu HKS-360. Elementy dźwigarów połączono w środku rozpiętości czterema śrubami M24 (por. rys. 8). Płatwie o długości 9,0 m wykonano z dwuteowych profili walcowanych o wysokości 200 mm, bez stężeń połaciowych. Dwuspadowe dźwigary dachowe o rozpiętości 12,0m, ukształtowane ze spadkiem 5%, rozmieszczono co 9,0 m. Ściany zewnętrzne wymurowano z bloczków betonu komórkowego o grubości 38 cm.

W pierwszej fazie katastrofy destrukcji uległa obciążona warstwą śniegu konstrukcja dachu. Proces destrukcji został zainicjowany w wyniku pęknięcia śrub łączących elementy dźwigarów w środku rozpiętości.

Punkty obrotu segmentów dźwigarów, podczas upadku po zerwaniu śrub połączenia doczołowego w środku ich rozpiętości, znajdowały się na podporach słupów. Końce dźwigarów HKS, zakotwione na podporach słupów ukształtowanych w formie krótkich wsporników,



Rys. 8. Elementy konstrukcji przekrycia dachowego



Rys. 9. Schemat mechanizmu degradacji konstrukcji przekrycia dachowego

obracać się spowodowały zniszczenie konstrukcji żelbetonowych stref oparcia. Kotwie stalowe w głowicach słupów uplastyczniły się, co spowodowało lokalne przewężenie lub zerwanie prętów. Betonowe wsporniki słupów zostały całkowicie zniszczone. Schemat mechanizmu degradacji zilustrowano na rysunku 9.

Fragmety konstrukcji przekrycia po katastrofie ukształtowały stan nietrwałej równowagi w wyniku oparcia belek na nienośnej posadzce technicznej oraz podłużnych ścianach budynku, wymurowanych z bloczków betonu komórkowego. Zniszczony został również sprzęt i urządzenia znajdujące się w hali przemysłowej, na których również ustabilizowało się położenie zdegradowanej konstrukcji dachu.

4.2. Ocena stanu bezpieczeństwa zaprojektowanej konstrukcji

W efekcie przeprowadzonych badań oraz obliczeń stwierdzono, że podstawową wadą konstrukcyjną, będącą przyczyną katastrofy, były błędy w projekcie połączeń doczołowych elementów dźwigarów stalowych HKS-360 [3]. Obliczeniowo uzasadniono zastosowanie śrub klasy 10.9, podczas gdy w dokumentacji rysunkowej wskazano śruby klasy 5.8, a wykonawca zastosował śruby klasy 5.6 i 4.8. Wyężenie zaprojektowanego złącza było więc znacznie większe od nośności wymaganej do bezpiecznego przenoszenia obciążeń.

Czynnikami wpływającym na stan zagrożenia konstrukcji przekrycia były również usterki projektowania płatwi stalowych. W obliczeniach statycznych płatwi o długości 9,0 m, zaprojektowanych z dwuteowników o wysokości 200 mm, nie uwzględniono wpływu możliwości utraty płaskiej postaci zginania na zmniejszenie wytrzymałości. Nośność tak skonstruowanych elementów była znacznie mniejsza od wymaganej do bezpiecznego przeniesienia działających obciążeń. Wadliwie wykonano również połączenia płatwi z elementami dźwigarów blachownicowych.

Kolejną wadą rozwiązania konstrukcyjnego było zaprojektowanie stalowej konstrukcji dachu bez stężeń

połaciowych i bez oceny podatności i nośności przepony z blachy fałdowej mocowanej kołkami do płatwi. Cienka blacha przekrycia, o grubości 1,0 mm, zamocowana kołkami wstrzeliwanymi, usytuowanymi w rozstawach przekraczających 1,0 m, nie stanowiła elementu równoważnego sztywnej tarczy zapewniającej dostateczną sztywność całej połaci dachu.

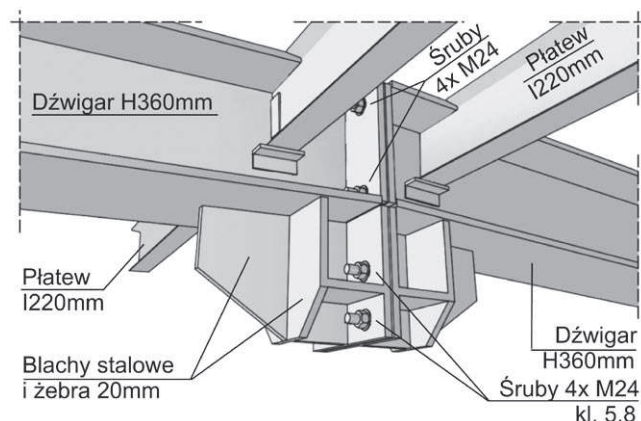
4.3. Koncepcja odbudowy obiektu

Obiekt przemysłowy zniszczony w wyniku katastrofy należało natychmiast odbudować ze względu na uwarunkowania cyklu technologicznego. W efekcie przeprowadzonych badań i analiz uzasadniono, iż obciążenia z odbudowanej konstrukcji dachu powinny być przekazywane na żelbetonowe słupy w sposób osiowy z wykorzystaniem istniejących fragmentów konstrukcji. Zniszczone krótkie wsporniki żelbetonowe zostały wyeliminowane jako elementy nośne. Zaprojektowano sztywny wieniec żelbetonowy w górnej części ścian, a w wieńcu ukształtowano gniazda do oparcia dźwigarów HKS. Zaprojektowano wzmocnienia złączy środkowych i podporowych dźwigarów oraz poprzeczne usztywnienia połaciowe między elementami płatwi. Koncepcję i realizację wzmocnienia doczołowego połączenia elementów dźwigarów ilustruje rysunek 10.

Zrekonstruowany obiekt w kolejnym sezonie zimowym był bezpiecznie eksploatowany przez użytkownika.

5. Zasady monitoringu obiektów budowlanych eksploatowanych po wzmocnieniu

W efekcie analizy wniosków wynikających z przedstawionych przykładów oceny i monitorowania stanu rzeczywistych obiektów, które uległy awarii lub znajdowały się w stadium zagrożenia wystąpienia katastrofy, sformułowano zalecenia skierowane do uczestników wszystkich etapów procesu budowlanego. Wobec bardzo różnorodnej konstrukcji badanych obiektów budowlanych, dla każdego obiektu powinny być opracowane, a następnie realizowane przez użytkowników, wytyczne



Rys. 10. Schemat konstrukcji przekrycia dachowego

monitoringu i oceny eksploatowanych elementów konstrukcyjnych [6]. Wytyczne te powinny opracowywać projektanci obiektów lub uprawnieni rzeczoznawcy konstrukcyjno-budowlani.

W przypadku obiektów, które poddano rekonstrukcji, wzmocnieniu czy naprawie, szczególnie istotną kwestią jest weryfikacja dokumentacji powykonawczej oraz oświadczeń kierowników budów o wykonaniu obiektów zgodnie z zatwierdzoną dokumentacją projektową. Niezbędne jest sprawowanie bieżącej kontroli wykonywania wniosków i zaleceń wynikających z poprzednich przeglądów. Szczególną uwagę należy zwrócić na respektowanie wprowadzonych ograniczeń w zakresie obciążeń eksploatacyjnych.

Należy jednoznacznie wskazać częstotliwość przeglądów i ocen technicznych obiektów budowlanych, zwłaszcza jeżeli okresy między przeglądami są krótsze niż te wynikające z ustawy [9]. W aspekcie zapewnienia bezpieczeństwa konieczne jest wskazanie tzw. „słabych miejsc” w kontrolowanych budynkach i konstrukcjach inżynierskich, czynników agresywnych w środowisku atmosferycznym i technologicznym.

Odrębnym zagadnieniem jest wskazanie metodyki realizacji specjalistycznych badań np. geodezyjnych,

wytrzymałościowych, optycznych, geologicznych, chemicznych, zarówno niszczących jak i nieniszczących [8]. Należy również wskazać graniczne wartości odkształceń, wychyleń, zniszczeń lub innych deformacji elementów konstrukcyjnych, jak i całych obiektów, a także precyzyjnie zdefiniować warunki wyłączenia obiektów z eksploatacji w sytuacjach wyjątkowych.

6. Podsumowanie

Eksploatacja obiektów dopuszczonych do użytkowania po etapie wzmocnienia, naprawy lub rekonstrukcji po wystąpieniu stanu zagrożenia wymaga od właścicieli oprócz dokonywania okresowych przeglądów, a następnie wynikających z nich zaleceń, również bieżącej kontroli stanu podstawowych elementów konstrukcyjnych. Taką działalność można określić mianem stałego monitoringu, co może w przyszłości uchronić obiekt, a przede wszystkim jego użytkowników, przed wystąpieniem kolejnej, niesygnalizowanej awarii.

Autorzy wielokrotnie stwierdzali fakt, iż właściciele, najczęściej ze względów finansowych, ignorują działania wynikające z ekspertyz, decyzji organów urzędowych i obowiązujących przepisów w zakresie kontroli okresowej stanu budynków i ich właściwego utrzymania.

Istotną kwestią jest przestrzeganie terminów dopuszczenia do eksploatacji wskazanych w odpowiednich opiniach i ekspertyzach, a także terminowe prowadzenie specjalistycznych, a więc nietypowych robót, pod nadzorem uprawnionego personelu. Wskazane jest również sprawowanie nadzoru autorskiego przez autora koncepcji lub projektu wzmocnień.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Bosela P.A., Brady P.A., Delatte N.J., Parfitt M.K., editors, Failure Case Studies in Civil Engineering: Structures, Foundations, and the Geoenvironment. Second edition. Virginia: American Society of Civil Engineers; 2013
- [2] Douglas J, Ransom B., Understanding Building Failures. IV wydanie. Nowy York: Routledge; 2007
- [3] Krentowski J., Steel roofing disaster and the effect of the failure of butt joints. Engineering Failure Analysis, Elsevier, str. 245-251, vol. 45, 2014
- [4] Krentowski J., Disaster of production hall caused by wood dust explosion and fire. VI International Conference Engineering Failure Analysis, Lizbona, 2014
- [5] Runkiewicz L., Charakterystyka materiałowa zagrożeń, awarii i katastrof budowlanych. Materiały Budowlane, 2/2011
- [6] Runkiewicz L., Monitorowanie skuteczności i trwałości wzmocnień konstrukcji żelbetonowych. II Międzynarodowa Konferencja Naukowa TISNOB, Poznań 2014
- [7] Runkiewicz L., Monitorowanie jakości obiektów budowlanych. Analizy problemów statyki i dynamiki w mechanice – red. Cz. Miedziałowski, str. 5-20, Politechnika Białostocka, 2014
- [8] Witakowski P. (red.), Bezdotykowe metody obserwacji i pomiaru obiektów budowlanych. Instytut Techniki Budowlanej. Instrukcje, Wytyczne, Poradniki ITB Nr 443. Warszawa 2009
- [9] Ustawa Prawo budowlane (7.07.1994 r.), Dz.U. nr 89 poz. 414, z późn. zm.