



Dr inż. Teresa PACZKOWSKA, *teka@ps.pl*
Dr inż. Wiesław PACZKOWSKI, *wespa@ps.pl*
Dr inż. Tomasz WRÓBLEWSKI, *wroblewski@ps.pl*
Politechnika Szczecińska

WADY STALOWEJ KONSTRUKCJI NOŚNEJ WIELKOPOWIERZCHNIOWEGO PAWILONU HANDLOWEGO

FAULTS IN A STEEL STRUCTURE OF A LARGE AREA STORE

Streszczenie Katastrofa hali w Chorzowie w styczniu 2006 r. spowodowała, że dokonano przeglądu wielu obiektów wielkopowierzchniowych. W referacie przedstawiono wyniki przeglądu jednego z takich obiektów. Szczegółowa analiza dokumentacji projektowej oraz przegląd konstrukcji ujawniły istnienie szeregu wad. W szczególności stwierdzono przekroczenie warunków nośności w głównych elementach konstrukcji stalowej. Rozważano różne warianty wzmocnienia konstrukcji. Za najefektywniejsze pod względem kosztów całej operacji uznano sprężenie ramy układu nośnego. Ostatecznie nierozpoznane wcześniej inne czynniki zdecydowały o zastosowaniu klasycznego wzmocnienia przez rozbudowę przekrojów.

Abstract After a collapse of a large steel hall in Chorzów in January 2006 a process of intensive inspection of many of that type objects has started. The paper presents results of inspection carried out in a large store. A careful examination of building design and inspection of the structure have disclosed a number of faults. The design did not satisfy Polish Standards requirements concerning safety of steel structure. Different options of reinforcement of the structure were considered. Taking into account the overall cost of the reinforcement operation the most efficient was prestressing of the structure. Other aspects had finally decided that classical reinforcement has been applied.

1. Wprowadzenie

Katastrofa hali w Chorzowie w styczniu 2006 r. została spowodowana – zdaniem ekspertów – licznymi błędami na etapie projektowania oraz zaniedbaniami eksploatacyjnymi [1]. Jej ogrom i skutki były powodem wydania przez Głównego Inspektora Nadzoru Budowlanego rozporządzenia nakazującego natychmiastowe przeprowadzenie przeglądów stanu technicznego większości dużych obiektów użyteczności publicznej. To zdarzenie doprowadziło także do wprowadzenia zmian w normie „Obciążenie śniegiem” [5].

Zdaniem meteorologów opady śniegu, jakie wystąpiły w styczniu 2006 r. należały do kategorii normalnych w naszej strefie klimatycznej.

Autorzy referatu przedstawiają rezultaty przeglądu i wnioski z weryfikacji dokumentacji jednego z obiektów handlowych jaki przeprowadzono w ramach akcji po katastrofie w Chorzowie. Wyniki i ustalenia z dokonanego przeglądu wskazują, że projektant nie przeprowadził z należytą starannością procesu zbierania obciążeń i wymiarowania układu, kon-

centrując swój wysiłek przede wszystkim na skompletowaniu dokumentacji rysunkowej i dokumentacji wykonawczej.

Przedmiotowy obiekt zrealizowano w kwietniu 2000 r. na podstawie dokumentacji zatwierdzonej w 1999 r. i wykonanej dla uzgodnień, wymagań i standardów jednej z wielu zachodnich sieci handlowych, jakie działają na południu Polski.

2. Opis obiektu

Pawilon handlowy zrealizowano jako parterową dwunawową halę stalową, niepodpiwniczoną o rozstawie ram co 10,80 m i rozpiętości naw 16,20 m. Dach wykonano jako dwuspadowy o nachyleniu połaci 4,5° z wyprowadzonymi ścianami zewnętrznymi do wysokości kalenicy. Takie rozwiązanie spowodowało powstanie na dachu efektu „wanny”, której głębokość przy ścianach podłużnych wynosi ponad 1,6 m, co jest widoczne na rys. 1.



Rys. 1. Widok pawilonu z wyniesionymi ścianami podłużnymi do poziomu kalenicy, tworzącymi efekt „wanny” na dachu. W części attyki, wzdłuż ściany widoczne cztery otwory przelewowe.

Powierzchnia całkowita obiektu wynosi 1823 m², kubatura 11 613 m³. Wysokość użytkowa w części handlowej liczona od poziomu posadzki do płaszczyzny sufitu podwieszonego wynosi 3,50 m, natomiast wysokość konstrukcyjna ramy stalowej od posadzki – 6,37 m.

Obudowę ścian podłużnych i poprzecznych stanowią systemowe lekkie kasetony stalowe wypełnione wełną mineralną. Ściany podłużne i poprzeczne mocowane są do układu nośnego za pośrednictwem samonośnego rusztu stalowego z profili zimnogiętych opartego na ścianach podwalinowych, słupach ram i słupach pośrednich. Ściany podwalinowe wymurowano z cegły licowej na wysokość ~84 cm wzdłuż pasów zewnętrznych słupów nośnych.

Konstrukcję pokrycia dachu stanowi ocynkowana blacha trapezowa typu T-55 o grubości 1mm, ocieplona warstwą wełny mineralnej o grubości 15 cm, którą od zewnątrz zabezpiecza membrana gumowa. Dodatkowo w połaci dachu zamontowano mało skuteczne urządzenia rozmrażające, które miały zabezpieczać konstrukcję dachu przed nadmiernym gromadzeniem się śniegu. Skuteczność rozmrażania była słaba, co potwierdza rys. 2.



Rys. 2. Zalegający śnieg na dachu z mało skutecznym systemem jego rozmrażania, z przewarstwieniami i zlodowaceniem wokół przewodów wentylacyjnych i odpływu wód opadowych

Pokrycie dachu ułożono na płatwiach stalowych ustawionych na ryglach ram co $\sim 2,0$ m. Wykonano je z I PE 140 wzmocnionego cięgnem z płaskownika 60x10 mm i ukształtowano w wiązar trójkątny ze słupkami z rur kwadratowych o profilu 60x60x5 mm – rys. 3.

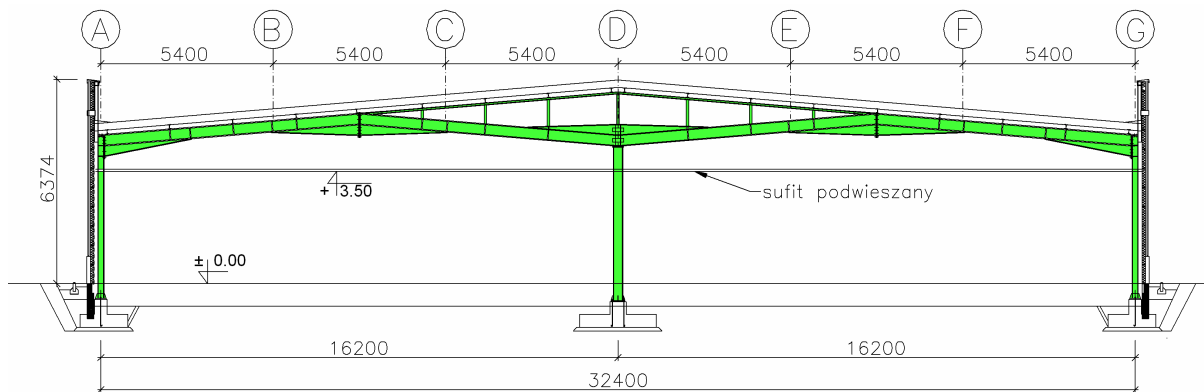


Rys. 3. Widok konstrukcji płatwi wzmocnionych cięgnem z płaskownika.

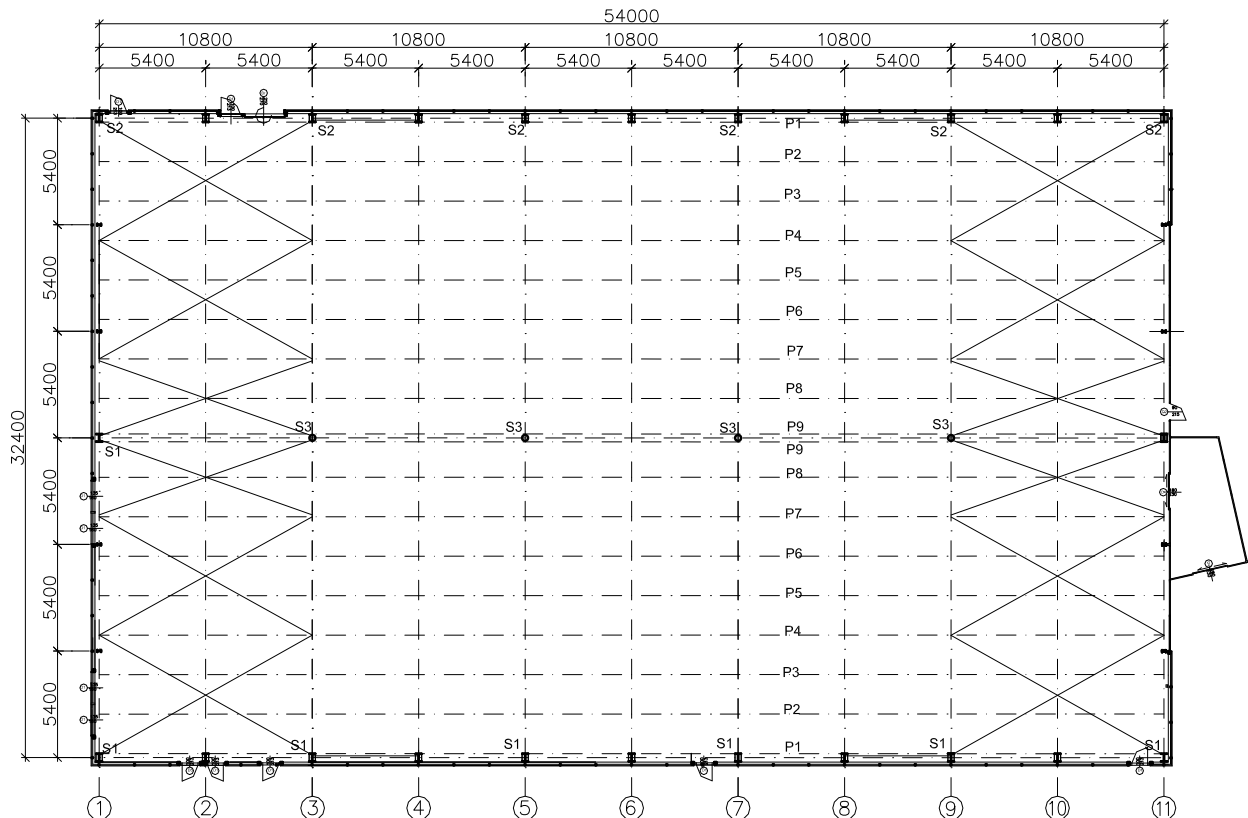
3. Konstrukcja ramy układu nośnego

Ramę układu nośnego stanowią słupy zewnętrzne wykonane z HEB 240 sztywno połączonego z ryglem układem śrub sprężających, słup środkowy wahaczowy wykonany z rury $\varnothing 244,5/10$ mm oraz rygiel o zmiennej sztywności rozbudowany dodatkowo o układ prętowy w postaci ramownicy bezprzekątniowej jak na rys. 4.

W obu nawach rygiel wykonano tak samo z I 360 PE ze wzmocnieniami w narożach i w kalenicy. Niezależnie od ciągłego wzmocnienia dołem w obszarze słupa środkowego rygiel ramy rozbudowano układem złożonym z krokwi z HEB 120 podpartej słupkami o zmiennej wysokości z rur kwadratowych o przekroju 120x60x5 mm. Wspomniana krokiew została wprowadzona do układu w celu ukształtowania połaci dachu jako dwuspadowej. Na rys. 4 pokazano oznaczone literami A-G osie słupów ściany szczytowej rozstawione co 5,4 m, a na rys. 5 rzut połaci dachu ze stężeniami.



Rys. 4. Konstrukcja ramy układu nośnego



Rys. 5. Rzut konstrukcji dachu wraz z rozmieszczeniem układów nośnych i słupów pośrednich

Rygiel ramy ze wzmocnieniem na długości ok. 5,4 m w obszarze „pozornej kalenicy” i systemem podwieszenia sufitu przedstawiono na rys. 6, natomiast na rys. 7 przedstawiono węzeł ze wzmocnieniem w osi słupa środkowego



Rys. 6. Konstrukcja ryglu ramy układu nośnego ze wzmocnieniem naroża przy słupie i w obszarze „pozornej kalenicy” ze wzmocnieniem krokwią stalową



Rys. 7. Wzmocniony węzeł dolny ramy w osi słupa środkowego ze słupkiem podporującym krokiew kształtującą dach dwuspadowy

4. Weryfikujące analizy statyczno-wytrzymałościowe

Uwzględniając lokalizację obiektu, jego geometrię i charakterystyki wbudowanych przekrojów zestawiono normowe wartości obciążeń od wiatru - I strefa obciążenia wg [6], i od śniegu -I strefa wg [5]. Ponadto zestawiono obciążenia stałe od konstrukcji pokrycia zgodnie z ustaleniami [3 i 4], a także obciążenia technologiczne i użytkowe od konstrukcji sufitu podwieszonego, instalacji wentylacyjnych, ppoż i elektrycznych.

Z przeprowadzonych analiz wynikało, że zarówno słupy zewnętrzne jak i rygiel ramy w przekrojach najbardziej wyężonych nie były w stanie bezpiecznie przenieść obciążeń, jakie przewidywało przyjęte rozwiązanie konstrukcyjne i wymagania odpowiednich norm.

Przekroczenia stanu granicznego nośności dla najbardziej niekorzystnych kombinacji obciążeń stwierdzono w następujących elementach:

- słupach zewnętrznych poniżej wzmocnienia przy ryglu od zestawu wszystkich obciążeń stałych, śniegu na całości i z workami, wietrze z kierunku północnego. Przekroczenie warunku nośności wyniosło ok. 20%;
- w ryglu - w części bez wzmocnienia - przekroczenie nośności na poziomie ok. 33%;
- w ryglu drugiej nawy - w części bez wzmocnienia - przy tej samej kombinacji obciążeń jak powyżej przekroczenie o ok. 20%;
- w słupkach podpierających krokiew, przy założeniu ich sztywnego mocowania na obu końcach uzyskano przekroczenia na poziomie 18%.

Powyższe oznacza, że praktycznie żaden z elementów ramy układu nośnego nie był w stanie bezpiecznie przenieść normowych obciążeń, jakie mogą działać na konstrukcję.

5. Identyfikacja błędów w dokumentacji projektowej

Na podstawie rozpoznania pełnego zestawu obliczeń wykonanych programem RM-WIN przez zespół projektowy, stwierdzono istotne błędy przy zestawianiu obciążeń działających na układ nośny ramy, a także niewłaściwe odwzorowanie w przyjętym do analiz modelu obliczeniowym połączenia słupa środkowego w części górnej. Jednocześnie zauważono, że projektant przekazał do Urzędu obliczenia, z których wynika, że warunek nośności nie jest spełniony. Brak reakcji projektanta na ten stan potwierdza jego niewłaściwy stosunek do obowiązku wykonania prawidłowej dokumentacji.

Do najważniejszych błędów stwierdzonych w udostępnionej dokumentacji należą:

1. Pominięcie faktu występowania atyk o wysokości 1,6 m w analizach statyczno-wytrzymałościowych ramy układu nośnego.
2. Niewłaściwie określenie pasma zbierania obciążeń – przyjęto 5,4 m, podczas gdy w zrealizowanej konstrukcji ramy główne rozmieszczone są co 10,8m.
3. Nieuwzględnienie możliwości tworzenia się worków śnieżnych na wypadek uszkodzenia zamontowanych urządzeń rozmrażających, czy też ich niskiej wydajności.
4. Pominięcie w obciążeniach działających na ramę obciążenia wiatrem, który dla połąci dachu jest obciążeniem mało istotnym, natomiast jego działanie na słupy układu nośnego jest istotne i bezwzględnie wymaga uwzględnienia.
5. Niewłaściwe przyjęcie charakterystyk przekroju zastępczego rygla ramy w modelu obliczeniowym – przyjęto stały przekrój o wysokości 520 mm, który w żaden sposób nie odzwierciedla złożonego układu zrealizowanej konstrukcji.
6. Przekroczenie stanu granicznego użytkowności dla płatwi.
7. Przyjęcie do modelu obliczeniowego prętów wielogałęziowych, które nie występują w konstrukcji.

8. Zrealizowana konstrukcja ściany szczytowej nie odpowiada konstrukcji z dokumentacji powykonawczej przekazanej do urzędu.

6. Analizowane koncepcje wzmocnienia

Uwzględniając interes właściciela obiektu, a także względy ekonomiczne wynikające z czasowego wyłączenia z użytkowania obiektu oraz koszty ewentualnego wzmocnienia konstrukcji rozważano następujące możliwości usunięcia stwierdzonych wad:

- I Poszukiwanie w procesie iteracyjnym wzmocnień poszczególnych przekrojów rozpoczynając od elementów najprostszych technologicznie do wzmocnienia.
- II Całkowita likwidacja attek.
- III Likwidacja attek jako litej konstrukcji i zastąpienie ich wysuniętą na zewnątrz ażurową konstrukcją eliminującą możliwość tworzenia się worków śnieżnych i minimalizującą obciążenie wiatrem.
- IV Korekta rozkładu momentów zginających w ryglu przez wprowadzenie do układu cięgien sprężających na odpowiednio dobranym ramieniu minimalizującym wartość wstępnej siły sprężającej.

W ramach poprawy warunków nośności próbowano wzmocnić pręty zagrożone awarią poprzez zwiększenie ich przekrojów. Poszukiwania racjonalnych rozwiązań wzmocnienia dających się zrealizować stosunkowo niskim kosztem i przy jak najkrótszym czasie wyłączenia obiektu z użytkowania okazały się mało efektywne.

Również nieskutecznym zabiegiem okazał się wariant z likwidacją attek w obszarze ścian podłużnych. W tym przypadku pomimo znaczącego obniżeniem wartości obciążenia od śniegu poprzez likwidację worków śnieżnych przy attkach, a także przy redukcji części obciążenia od wiatru działającego na te elementy, nie otrzymano zadowalającego poziomu obniżenia wyężenia w elementach rygla. Ten krok poprawił istotnie bezpieczeństwo słupów zewnętrznych, jednakże elementy rygla wykazywały w dalszym ciągu znaczące przekroczenia nośności.

Jako kolejny wariant poszukiwań rozpatrzono możliwość wprowadzenia do układu nośnego ramy stalowych cięgien sprężających napiętych stosunkowo niewielką siłą na odpowiednio dobranym mimośrodku. W drodze wielu eksperymentów numerycznych udało się ustalić wartość siły i mimośrodek, który doprowadzał istniejący układ do wyężenia spełniającego warunki SGN. Określono wartość siły napinającej cięgno na poziomie $S = 330 \text{ kN}$ przyłożonej do rygla w odległości 1,5 m od osi słupów zewnętrznych i wewnętrznego po obu stronach. Oś cięgna powinna znaleźć się na ramieniu $e = 55 \text{ cm}$ od osi I 360 PE stanowiącego przekrój rygla.

W ten sposób dla istniejącego układu ramy – z attkami – uzyskano pożądany spadek momentów zginających zarówno w słupach zewnętrznych jak i w obu ryglach ramy. Warunki nośności od obciążeń normowych były spełnione zarówno dla układu z attkami jak i bez nich.

Z porównania obwiedni momentów oraz stanu wyężenia dla układu zrealizowanego pierwotnie i wzmocnionego cięgnami wynikało, że dzięki sprężeniu możliwe było istotne zmniejszenie w odpowiadających sobie przekrojach wartości zarówno momentów jak i poziomu naprężeń. Odpowiednie wartości zestawiono w tablicy 1.

Otrzymane wartości potwierdzają skuteczność sprężenia układu gwarantując bezpieczeństwo użytkowania ramy układu nośnego pod obciążeniami normowymi. W sytuacji jednoczesnego zastosowania sprężenia i likwidacji attek skuteczność sprężenia układu jest jeszcze większa. Zmniejszenie wyężenia najbardziej wyężonych rygli następuje o dalsze 10%.

Tablica 1 Wpływ sprężenia cięgnami konstrukcji ramy nośnej z atykami

l.p.	Element/węzeł	M _y [kNm] w konstrukcji			Naprężenia [MPa]		
		istniejącej	sprężonej	ΔM	istniejące	po sprężeniu	Δσ
1	2	3	4	5	6	7	8
1	słup -1/2	223,50	125,56	97,94	251,25	150,97	100,28
2	rygiel 4/2	231,50	147,68	83,82	284,87	191,50	93,37
3	rygiel 5/11	397,70	176,65	221,05	258,07	197,96	60,11
4	rygiel 6/11	397,82	196,94	200,88	259,00	198,37	60,63
5	rygiel 7/20	231,12	147,73	83,39	286,90	192,65	94,25
6	słup -2/20	223,53	125,59	97,94	251,25	150,97	100,28

7. Zrealizowane wzmocnienie i wnioski końcowe

W pierwotnej wersji naprawy przewidywano, że prowadzenie sprężenia konstrukcji możliwe będzie przy demontażu lokalnych fragmentów elementów uzbrojenia i wyposażenia obiektu. Dodatkowe analizy związane z opracowaniem dokumentacji wzmocnienia ujawniły szereg nowych okoliczności. Obliczenia szczegółowe potwierdziły konieczność dodatkowego wzmocnienia płatwi. Trudności techniczne z etapowaniem sprężania i koniecznością monitorowania zachowania się elementów obudowy i wyposażenia, a także dodatkowe rozpoznanie warunków gruntowych na etapie opracowywania dokumentacji skłoniły ostatecznie właściciela obiektu do zastosowania wzmocnienia tradycyjnego wymagającego znacznie większego zakresu ingerencji w konstrukcję i dłuższego czasu jej wyłączenia. Zwiększono przekroje słupów zewnętrznych na pełnej wysokości, wprowadzono ściągi spinające stopy fundamentowe, a do wzmocnienia prętowego rygla nad słupem środkowym wprowadzono dodatkowo zasrtały otrzymując wzmocnienie kratowe.

Efektom tragicznej katastrofy w Chorzowie było wzmoczone zainteresowanie stanem bezpieczeństwa dużych obiektów użyteczności publicznej w tym hal handlowych. Opisany przypadek potwierdza, że krytyczny przegląd dokumentacji projektowej oraz analiza zachowania się eksploatowanej budowli pozwoliły na wykrycie szeregu nieprawidłowości zagrażających jej bezpieczeństwu. Zastosowane wzmocnienia przywróciły przedmiotowej hali wymagany normami poziom bezpieczeństwa.

Literatura

1. Biegus A., Rykaluk K.: Katastrofa hali Międzynarodowych Targów Katowickich w Chorzowie. Inżynieria i Budownictwo nr 4/2006.
2. Biegus A.: Stalowe budynki halowe. Arkady, Warszawa 2003. ISBN 83-213-4314-7.
3. PN-82/B-02000 Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości.
4. PN-82/B-02001 Obciążenia budowli. Obciążenia stałe.
5. PN-80/B-02010 Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie śniegiem.
6. PN-77/B-02011 Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie wiatrem.
7. PN-90/B-03200 Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.