Dr hab. inż. Marian GWÓŹDŹ, prof. PK, *margwo@usk.pk.edu.pl*
Dr hab. inż. Bogumił WRANA, prof. PK, *bwrana@pro.onet.pl*
Politechnika Krakowska

KATASTROFA BUDOWLANA DACHU HALI MONTAŻOWEJ SPOWODOWANA WADAMI WYKONAWSTWA

BUILDING DISASTER OF THE ASSEMBLY BAY ROOF CAUSE BY FAULTY EXECUTION

Streszczenie W styczniu 2006 roku doszło do zawalenia się części dachu hali montażowej wybudowanej w latach 1960-tych. Hala była eksploatowana przez pięćdziesiąt lat z kilkuletnią przerwą, która miała pewien wpływ na stan techniczny stalowej konstrukcji nośnej. Bezpośrednią przyczyną zawalenia się dachu, na około jednej szóstej długości hali, było rozerwanie pasa dolnego stalowego dźwigara kratowego, w przekroju wadliwie wykonanego styku warsztatowego. Dach był przeciążony pokrywą zagęszczonego śniegu o ciężarze dwukrotnie większym niż wynika z normowej prognozy obciążenia śniegiem. Stan zagrożenia bezpieczeństwa stalowej konstrukcji nośnej istniał od początku przekazania hali do eksploatacji.

Abstract. In January 2006 part of the assembly bay fell down. The article shows the reasons of this collapse. The assembly bay had been used since 1960's with a few year breaks, which exerted some influence on the steel supporting structure. The main reason of the collapse was the failure of the bottom chord of the steel truss which occurred due to the defect of the field joint. The roof was overloaded by the layer of heavy snow, which was twice bigger than the building standard for the snow load. The building was under threat of the structural failure immediately after it started to be used in the past.

1. Opis konstrukcji hali i jej wyposażenia

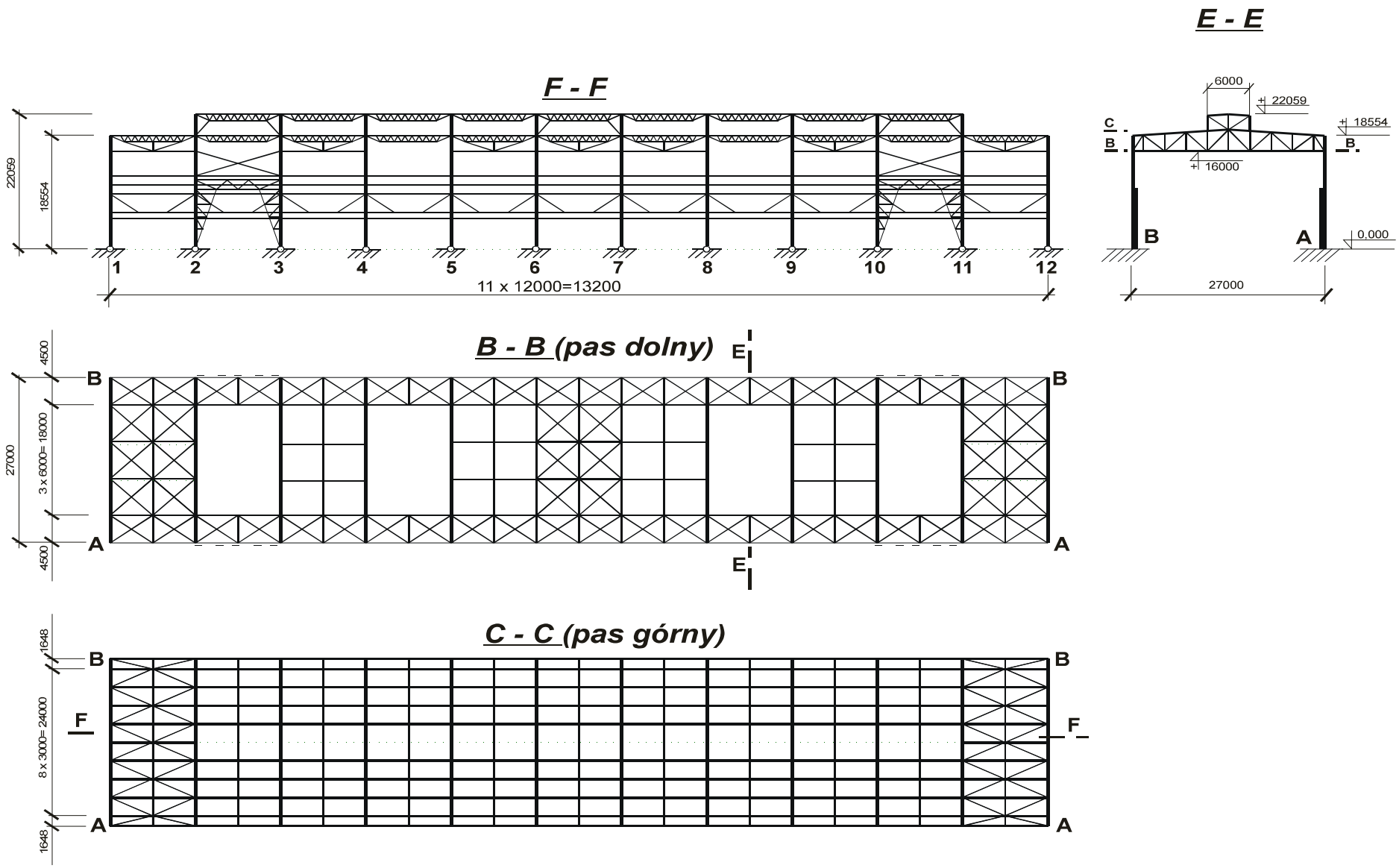
Badana hala jest obiektem parterowym, nie podpiwniczonym, o powierzchni zabudowy 3564 m^2 i kubaturze 66112 m^3. Schemat stalowego układu ramowego hali wraz z systemem stężeń ściennych i stężeń dachowych pokazano na rys. 1.

Wymiary rzutu poziomego w osiach systemowych 1÷12 wynoszą 27,00x132,00 m, a wysokość użytkowa 16,00 m. Rzut poziomy hali jest zabudowany 12-toma układami ramowymi o rozpiętości 27,00 m, w równych rozstawach osiowych co 12,00 m.

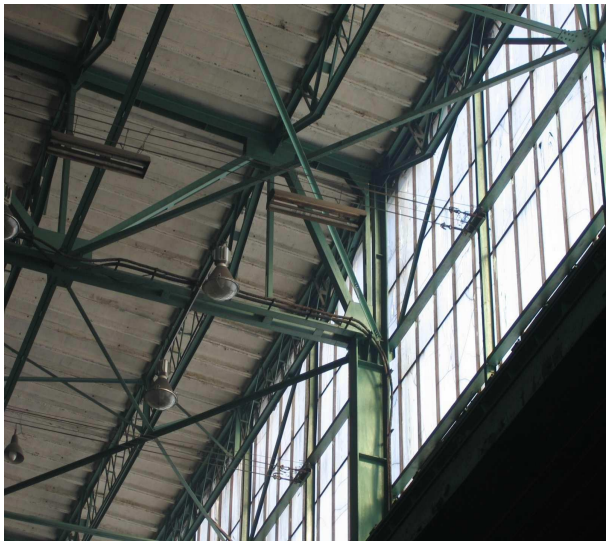
Wiązary kratowe ram poprzecznych, por. rys. 2 i rys. 3, mają wysokość przy okapie 2550 mm i w kalenicy 3480 mm. Są one wykonano z ceowników lub kątowników walcowanych, powiązanych przewiązkami, o następujących wymiarach:

- pas górny: podwojone kątowniki 2L 150x100x12 rozsunięte na odległość 140 mm i wzmocnione odcinkowo blachą o przekroju 10x140 mm na długości 2x6510 mm,
- pas dolny: podwojone kątowniki 2L 120x120x11 rozsunięte na odległość 140 mm i wzmocnione odcinkowo blachą o przekroju 10x140 mm na długości 2x6350 mm,
- krzyżulce i słupki 2C 140; 2L 90x90x9, 2L 75x75x8 i 2L 65x65x7.

Płatwie dachowe zaprojektowano jednolicie jako lekkie kratowe – pasy z ceowników



Rys. 1. Schemat hali i jej podstawowe wymiary.



Rys. 2. Fragment okapowy dźwigara kratowego.

Rys. 3. Fragment kalenicowy dźwigara kratowego.

walcowanych C 120, krzyżulce przypodporowe z kątowników 2L 50x50x5, a pozostałe krzyżulce z prętów gładkich ϕ 24 mm. Płatwie pracują w układzie belek swobodnie podpartych na pasach górnych rygli kratowych.
Słupy ram poprzecznych zaprojektowano jako blachownice spawane, o skokowo zmiennych przekrojach. W części dolnej od podstawy do poziomu belki podsuwnicowej na długości 11135 mm jest to blachownica bisymetryczna – pasy 2x28x460 mm i środnik 14x1300 mm. Nad górną belką podsuwnicową na długości 5543 mm jest to blachownica monosymetryczna – pasy 24x280 i 28x280 mm oraz środnik 14x460 mm. Górą na wysokości rygla kratowego jest to blachownica monosymetryczna – pasy 28x280+14x140 mm oraz środnik 14x130 mm.

Belki podsuwnicowe zaprojektowano jako wolnopodparte jednoprzęsłowe blachownice spawane z blach o przekroju dwuteowym monosymetrycznym – pas górny bl. 28x360 mm, pas dolny bl. 22x360 mm i środnik bl. 12x1400 mm.

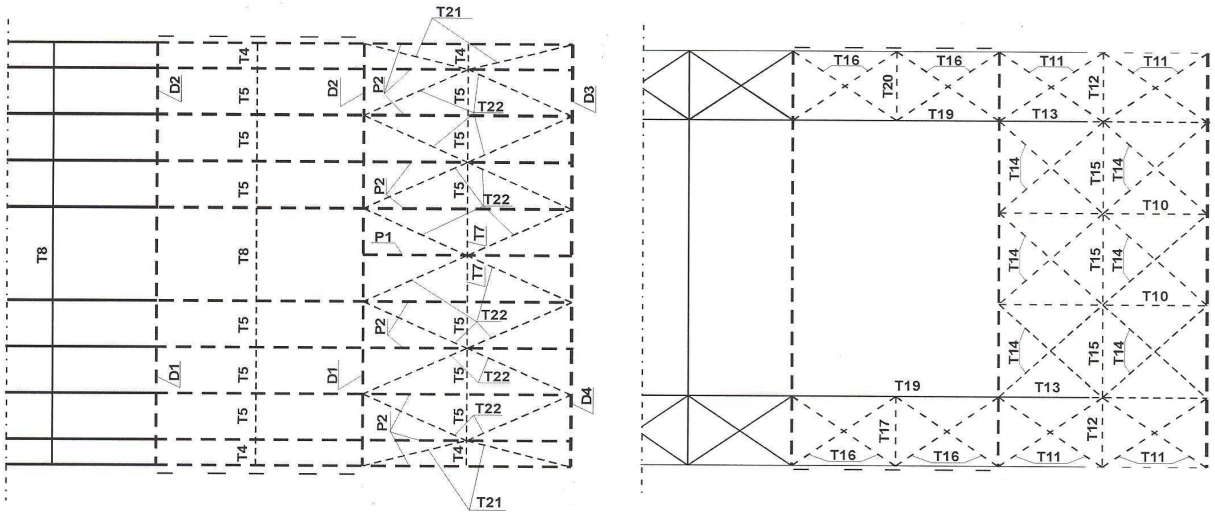
Dach nad halą pokryto typowymi w latach 1960-tych prefabrykowanymi płytami korytkowymi o wymiarach 10x49,5x299 cm, z betonu marki R_w = 200 at, zbrojonego stalą gładka Q_r = 2500 at. Wbudowano cztery rodzaje płyt prefabrykowanych, o ciężarze powierzchniowym 0,97 kN/m^2÷1,56 kN/m^2.
W hali są zainstalowane dwie suwnice dwudźwigarowe, dwu-hakowe o nośności Q/q = 50/10 Mg oraz cztery suwnice konsolowe o nośności 3 Mg.

3. Inwentaryzacja uszkodzeń konstrukcji hali

W dniu 21 stycznia 2006 roku około godziny 11^{15} doszło do katastrofy budowlanej. Konstrukcja stalowa dachu wraz z pokryciem z żelbetowych prefabrykowanych płyt dachowych, uległa zniszczeniu na długości 24 m pomiędzy osiami 1-2-3, por. rys. 4. Bezpośrednią przyczyną zawalenia się części dachu było rozerwanie pasa dolnego dźwigara kratowego w osi 2-2. W dniu katastrofy na dachu hali zalegał zagęszczony śnieg i lód, por. rys. 5, o szacunkowym ciężarze 1,3-2,0 kN/m^2.
Wyniki przeprowadzonej inwentaryzacji zniszczonych elementów konstrukcji stalowej dachu hali pomiędzy osiami 1-2-3 zestawiono schematycznie na rys. 6. Zniszczeniu uległ dźwigar kratowy w osi 2-2, 16 sztuk lekkich płatwi kratowych *P*2, pręty stężeń połaciowych poprzecznych, pręty stabilizujące płatwie *T*4 ÷ *T*8, pręty stężeń poziomych w płaszczyźnie

Rys. 4. Zawalona konstrukcja stalowa dachu.

Rys. 5. Zaśnieżone połacie dachu.



Rys. 6. Zniszczone elementy konstrukcji stalowej dachu w płaszczyznach pasa górnego i dolnego.

pasa dolnego *T*10 ÷ *T*22. Pręty stężeń pionowych dachu w osiach A i B są kompletne, jednak pogięte. Poważnych uszkodzeń doznały w trakcie zawalenia się dachu oba słupy ramy w osi 2-2 na poziomie górnych belek podsuwnicowych. Zlokalizowane na tym poziomie w środnikach blachownic obu słupów w osiach A i B spoiny warsztatowe czołowe są pęknięte, a nad suwnicowe części słupów zdeformowane.

3. Badania powypadkowe konstrukcji

Przeprowadzone po katastrofie badania powypadkowe obejmowały ocenę stanu technicznego stalowej konstrukcji hali poza strefą zniszczeń, pomiary tolerancji wymiarowych i ewentualnych ubytków korozyjnych elementów stalowych oraz ocenę podstawowych właściwości mechanicznych stali wbudowanej w obiekt, w tym ocenę spawalności stali na podstawie badań składu chemicznego stali.

3.1. Badania stanu technicznego

Konstrukcja hali poza strefą zniszczeń pracuje poprawnie, chociaż jest utrzymana w stanie przeciętnym. Ochronne powłoki malarskie są w wielu miejscach złuszczone, jednak z zachowanymi warstwami farby podkładowej. Widoczne ubytki korozyjne przekrojów stwierdzono na słupach ram nośnych na poziomie posadzki. Są to wżery liniowe - w skrajnych przypadkach o głębokości 2-3 mm na całym obwodzie, często połączone z lokalną korozją powierzchniową. Korozją przy posadzce są dotknięte słupy A/12, A/11, A/9, A/7, A/5, A/4, A/2, B/12 i B/11.

Rys. 7. Styk montażowy spawany w pasie dolnym dźwigara kratowego.

Rys. 8. Styk warsztatowy spawany w pasie dolnym dźwigara kratowego.

Budzą zastrzeżenia połączenia spawane zarówno warsztatowe jak i montażowe. W wielu przypadkach spoiny te są wykonane wadliwie, por. rys. 7 i rys. 8, przy czym najczęściej obserwowane niezgodności spawalnicze to:
Db , *Dc* – brak przetopu spoiny jedno lub dwustronnej, *Fb* – nierówność lica, *Fi* – próg lica, *Fk* – nadmierny nadlew lica, *Fm* – rozlew lica, *Fo* – uskok, *Fp* – wypaczenie podłużne.
Według badań przeprowadzonych po katastrofie dachu, przyczyną zawalenia się konstrukcji było pęknięcie spoiny czołowej (identycznej z pokazaną na rys. 8), w styku poprzecznym warsztatowym w pasie dolnym dźwigara kratowego w osi 2. Spoina ta została wykonana wadliwie w warsztacie, na etapie wykonawstwa w latach 1960-tych. Fotografie przełomu w rozerwanym przekroju pasa, por rys. 9 i rys. 10 ujawniają korozję spoiny na powierzchniach pękniętych, co może oznaczać że pęknięcie powstało dużo wcześniej niż doszło do katastrofy budowlanej. Okazało się także, że łączone spoiną czołową brzegi elementów o grubości 12 mm nie były ukosowane.
W trakcie wizji lokalnych nie stwierdzono uszkodzeń mechanicznych prętów i węzłów, poza strefą zniszczeń pomiędzy osiami 1-2-3. Występują jednak znaczne odkształcenia spawalnicze prętów np. pasów dźwigarów kratowych.

3.2. Pomiary grubości kształtowników i blach

Pomiary grubości wykonano przy pomocy grubościomierza ultradźwiękowego, typ 545, o

Rys. 9. Zabezpieczony fragment rozerwanego pasa dolnego z widoczną korozją spoiny.

Rys. 10. Zabezpieczony fragment rozerwanego pasa dolnego.

dokładności odczytu ± 0.1 mm, w miejscach dostępnych z suwnicy i na poziomie posadzki. W szczególności pomierzono grubości: blach użytych na słupy, kątowników pasów dolnych wiązarów kratowych, blach węzłowych i kątowników wbudowanych w stężenia. W każdym punkcie pomiarowym dokonano trzech odczytów, a dokumentację przeprowadzonych pomiarów zamieszczono poniżej w tablicy 1, w której przyjęto następujące oznaczenia: t_1, t_2, t_3 – pomierzone w punkcie pomiarowym grubości elementu, $t = \Sigma\, t_i/3$ – uśrednione w punkcie grubości elementu, t_{nom} – grubości nominalne kształtowników lub blach.
Zestawione w tablicy 1 wyniki pomiarów wskazują, że blachy i kątowniki użyte na konstrukcję hali nie uległy znaczącej korozji i nadal posiadają grubości zbliżone do nominalnych, jednak z dość wyraźną tolerancją ujemną. Dla danych z tablicy 1 obliczono statystyczne parametry grubości bezwymiarowej elementów stalowych - wartość średnią $\bar{c}$ = 0,962 i współczynnik zmienności v_c = 0,020. Oszacowano współczynnik korekcyjny dla wyznaczonych tolerancji wymiarowych, który wynosi: $\gamma_C = \exp(0{,}020) = 1{,}020$.

3.3. Właściwości mechaniczne stali wbudowanej w obiekt

Parametry granicy plastyczności stali f_y wyznaczono w statycznej próbie rozciągania, na podstawie badań niszczących 10 próbek laboratoryjnych, wyciętych z fragmentów zawalonej konstrukcji hali. Dla otrzymanych atestów obliczono medianę granicy plastyczności $\breve{f}_y$ = 291 MPa oraz logarytmicznie normalny współczynnik zmienności v_R = 0,107.
Wytrzymałość obliczeniowa stali wg PN-90/B-03200 uwzględnia niepewność modeli obliczeniowych konstrukcji (v_t = 6 %), stąd wartość granicy plastyczności stali:

$$f_d = f_y/\gamma_s = 291\exp\left(-3{,}0\text{x}\sqrt{0{,}107^2 + 0{,}060^2}\right) = 201 \text{ MPa}$$

Ponadto z bezpośrednich pomiarów grubości kształtowników i blach wynika dodatkowa redukcja wytrzymałości obliczeniowej, którą uwzględniono w ocenie nośności hali

$$f_d^* = 201\text{x}0{,}962/1{,}020 = 190 \text{ MPa}$$

Tablica 1. Pomiary grubości blach i kształtowników

L.p.- symbol	$t = \Sigma t_i/3$	t_{nom} [mm]	$c = t/t_{nom}$
Środniki słupów w osiach A i B			
1-S11/A	13,5	14	0,964
2-S9/A	13,6	14	0,971
3-S7/A	13,9	14	0,993
4-S5/A	13,6	14	0,971
5-S3/A	13,4	14	0,957
6-S3/B	13,9	14	0,993
7-S5/B	13,7	14	0,979
8-S7/B	13,3	14	0,950
9-S11/B	13,7	14	0,979
10-S12/B	13,9	14	0,993
11-D6	10,5	11	0,955
Dach hali			
12-D/6	10,6	11	0,964
13-D/7	10,5	11	0,955
14-D/6-7	6,7	7	0,957
15-D/8	10,4	11	0,945
16-D/8-9	6,6	7	0,943
17-D/9	10,7	11	0,973
18-D/9-10	6,4	7	0,914
19-D/10	10,3	11	0,936
20-D/10	9,6	10	0,960
21-D/10-11	9,5	10	0,950
22-S/11	13,5	14	0,963
Wartość średnia $\bar{c}$			0,962

Wykorzystując wyniki badań laboratoryjnych składu chemicznego stali wbudowanej w obiekt, dla oceny spawalności stali, w tablicy 2 obliczono równoważniki węglowe *Ce*. Maksymalna twardość strefy przejściowej spoiny dla próby 9 wg tablicy 2 wynosi:

$$HV = 0{,}0098\text{x}(1200\text{x}0{,}40 - 200) = 2{,}744\ \text{GN/m}^2 < \max HV = 3{,}43\ \text{GN/m}^2$$

Tablica 2. Zawartość węgla *C* i równoważnik węglowy *Ce* stali wbudowanej w obiekt.

L.p.	1	2	3	4	5	6	7	8	**9**	10	$\frac{\Sigma Ce}{10}$
C	0,20	0,22	0,19	0,13	0,15	0,08	0,16	0,12	0,18	0,18	
Ce	0,33	0,31	0,28	0,22	0,27	0,15	0,24	0,21	**0,40**	0,27	0,268

W świetle powyższych wyników można stwierdzić, że stal jest spawalna bez konieczności jej podgrzewania do grubości elementów $t < 30$ mm oraz, że nie ma zagrożenia nadmierną kruchością strefy przejściowej przy spawaniu.

4. Analiza nośności podstawowych elementów hali

Badana hala została zaprojektowana w roku 1960 wg normy projektowania konstrukcji stalowych PN-56/B-03200 oraz norm obciążenia budynków i budowli z lat 1950-tych. Obowiązywała wtedy metoda wymiarowania konstrukcji budowlanych wg naprężeń

dopuszczalnych. Metoda ta została wycofana z użycia w latach 1970-tych, w których wprowadzono metodę stanów granicznych. Efektem zmian w normalizacji obliczeń konstrukcji budowlanych był nierozpoznany stan bezpieczeństwa hali. Z tych względów przeprowadzono kontrolne obliczenia statyczne podstawowych układów konstrukcyjnych, w tym wiązara kratowego, które miały ustalić następujące kwestie:
- czy śnieg zalegający na dachu w dniu katastrofy był w stanie spowodować rozerwanie pasa dolnego dźwigara kratowego w przekroju osłabionym wadliwą spoiną,
- czy przekrój pasa nie osłabionego (stan projektowy) spełniał wymagania bezpieczeństwa wg aktualnie obowiązujących norm projektowania.

W obliczeniach statycznych uwzględniono ciężar własny dachu g_d = 2,80 kN/m^2, obliczeniowe obciążenie śniegiem połaci dachu s_d = 1,21 kN/m^2, worek śnieżny przy świetliku s_d = 3,15 kN/m^2 i zasięgu 5,00 m oraz działanie wiatru o wartości obliczeniowej w = 0,468C [kN/m^2]. Uwzględniono także oddziaływania suwnic wynikające z ich charakterystyk zestawionych w *Księgach rewizji dźwignic*. Wyniki przeprowadzonych obliczeń i analiz zestawiono w tablicy 3, w której oznaczono: m – nośność bezwymiarowa przy zginaniu, n – nośność bezwymiarowa przy działaniu siły podłużnej. Pasy i krzyżulce dźwigarów kratowych były przeciążone już pod obciążeniem śniegiem o wartości normowej, a w dniu katastrofy na dachu hali zalegał zmrożony śnieg i lód o ciężarze 10÷50 % większym niż przewidywała prognoza normowa PN-80/B-02010 (przed zmianą PN-80/B-02010/Az1).

Tablica 3. Warunki nośności wybranych elementów konstrukcyjnych

L.p.	Element konstrukcji	Pręt/przekrój	Warunek nośności
1	belka podsuwnicowa	przęsło	m = 0,801 < 1,000
2	płatwie dachowe	pas górny	$n + m$ = 0,942 < 1,000
3	słup	przekrój przy podstawie	$n + m$ = 0,961 < 1,000
4	dźwigar kratowy	pas górny	n = 1,503÷1,117 > 1,000
5		krzyżulce	n = 1,211÷0,889
6		pas dolny osłabiony	n = 1,483 > 1,000
7		pas dolny nie osłabiony	n = 1,163 > 1,000

5. Podsumowanie

W referacie opisano przypadek reprezentatywny dla dość licznej grupy hal przemysłowych wybudowanych w latach 1960-tych i wcześniej. Są to obiekty eksploatowane około pięćdziesiąt lat, z kilkuletnią przerwą w latach 1990-tych. Przerwa w eksploatacji zwykle oznacza przyśpieszony proces ruderyzacji, który postępuje do czasu przejęcia obiektu przez nowego właściciela. Pod względem konstrukcyjnym są to klasyczne hale stalowe z ryglami kratowymi i słupami wielostopniowymi, wyposażone w suwnice i z ciężkim pokryciem dachu. Standard wykonania tych obiektów jest często niski, a współczesne wymagania jakości wykonania, zwłaszcza połączeń spawanych nie są spełnione. Pytanie o stan bezpieczeństwa takich obiektów sugestywnie sformułowała lokalna prasa, informująca i opisująca analizowany przypadek: „*...czy stare hale niosą śmierć...*”. Odpowiedź może być w wielu przypadkach, podobnie jak przedstawiony w referacie, niestety twierdząca.

Konkluzja końcowa: należy zaostrzyć wymagania stawiane przez nadzór budowlany przy wydawaniu pozwolenia na ponowne użytkowanie starych obiektów po kilkuletniej przerwie w eksploatacji. W szczególności konieczna jest w tych przypadkach kompleksowa ekspertyza stanu technicznego obejmująca między innymi badania defektoskopowe połączeń spawanych, badania materiałowe oraz pełny zakres obliczeń statyczno-wytrzymałościowych.