



Prof. zw. dr hab. inż. Zbigniew MENDERA  
Katedra Konstrukcji Budowlanych  
Politechnika Śląska w Gliwicach, Polska  
E-mail: zmendera@autocom.pl

## ANALIZA PRZYCZYŃ KATASTROFY HALI WYSTAWOWEJ W KATOWICACH

### CAUSE ANALYSIS OF THE EXHIBITION HALL DISASTER IN KATOWICE

**Streszczenie** Przedstawiono opis parterowej stalowej hali wystawowej o powierzchni około 1 ha wybudowanej w Katowicach w 2000 roku. Określono obciążenia stałe, technologiczne i klimatyczne oraz zagrożenia środowiskowe, występujące na Śląsku. Przytoczono wyniki obliczeń statyczno – wytrzymałościowych konstrukcji nośnej i scharakteryzowano układ stężający. Wykazano duże zagrożenie bezpieczeństwa zaprojektowanego i wybudowanego obiektu, w wyniku którego nastąpiła katastrofa budowlana w styczniu 2006 r. Syntetycznie opisano jej przebieg i skutki. Wyciągnięto wnioski uogólniające, dotyczące obciążeń, normalizacji, projektowania konstrukcyjnego, kształcenia kadry specjalistycznej i jej uprawnień oraz odpowiedzialności.

**Abstract** Steel structure of the exhibition hall of 1 ha area built in Katowice in 2000 has been described. Dead, technological and climatic loads have been determined together with environmental hazards typical of the Silesia district. The results of the structural analysis of the load carrying structure have been quoted and the bracing system characterized. Significant hazard to the object's safety due to which the object collapsed in January 2006 has been proved. The catastrophe and its results have been presented briefly. Generalized conclusions on loads, standardization, structural design, specialist staff qualifications, upgrading as well as their responsibilities have been proposed.

### 1. Wprowadzenie

Największa i najbardziej spektakularna katastrofa budowlana w Polsce zdarzyła się zimą 2006 r. (28.01.2006) na terenie Międzynarodowych Targów Katowickich w Chorzowie i objęła cały Pawilon nr 1, czyli stalową wystawienniczą halę parterową o powierzchni około 1ha, wybudowaną na przełomie roku 1999 i 2000. Zginęło 65 osób, ponad 140 zostało rannych, zaś straty materialne, a szczególnie moralne są nadal trudne do określenia. Katastrofa ta położyła się cieniem nad polskim budownictwem, którego ostrości nie może zmniejszyć fakt, że katastrofy dachów wielkopowierzchniowych zdarzyły się również w tym okresie w całej niemal Europie.

Nazajutrz po katastrofie hali w Katowicach Główny Urząd Nadzoru Budowlanego (w porozumieniu z Wojewodą Śląskim) powołał dwa niezależne zespoły ekspertów (z Politechniki Śląskiej i Politechniki Wrocławskiej) w celu wyjaśnienia przyczyn i przebiegu katastrofy, a Prokuratura Okręgowa w Katowicach zleciła opracowanie opinii w sprawie tej katastrofy trzeciemu niezależnemu zespołowi (z Politechniki Krakowskiej).

Wyniki dwóch pierwszych ekspertyz zostały przedstawione na posiedzeniu Komisji, powołanej przez Głównego Inspektora Nadzoru Budowlanego do spraw ustalenia przyczyn i okoliczności katastrofy, w siedzibie Śląskiego Urzędu Wojewódzkiego w Katowicach dnia 29 marca 2006 r. Ponieważ wyniki analiz i wnioski obu zespołów ekspertów były zbieżne w zasadniczych punktach, postanowiono przekazać niezwłocznie polskiemu środowisku technicznemu (za zgodą Głównego Inspektora Nadzoru Budowlanego) niezbędne informacje o przyczynach katastrofy [1, 2, 3, 4], w celu przeciwdziałania podobnym zdarzeniom.

Niniejszy referat został opracowany głównie na podstawie ekspertyzy Zespołu Politechniki Śląskiej [1, 2], ale wykorzystuje też opublikowane w prasie technicznej wyniki badań Zespołu Politechniki Wrocławskiej [3, 4], odtajniony fragment analizy pracy słupów hali, skierowany do druku przez Zespół Politechniki Krakowskiej [5], a także uogólniający artykuł po katastrofie hali prof. S. Kajfasza [6].

Oprócz zagadnień statyczno – wytrzymałościowych i konstrukcyjnych analizowanej hali, drugim głównym nurtem poszukiwań przyczyn katastrofy było obciążenie śniegiem. Dlatego tak obszernie zacytowano w tym referacie zmieniające się normy obciążenia śniegiem i publikacje na ten temat [7 ÷ 17].

Trzecim wyznacznikiem niniejszego opracowania problemowego był postulat organizatorów Konferencji „Awarie Budowlane – 2007” zakładający: „że referaty dotyczące katastrofy budowlanej w dniu 28 stycznia 2006 r. w Katowicach nie powinny szczegółowo opisywać katastrofy (bo to już uczyniły media i prasa techniczna), ale powinny zająć się analizą jej przyczyn (poprzez skutki) i koniecznymi działaniami technicznymi i prawnymi, które należy w Polsce zrealizować, aby zapobiec w przyszłości podobnym katastrofom oraz zapewnić odpowiedni poziom bezpieczeństwa projektowanym i użytkowanym budowlom”.

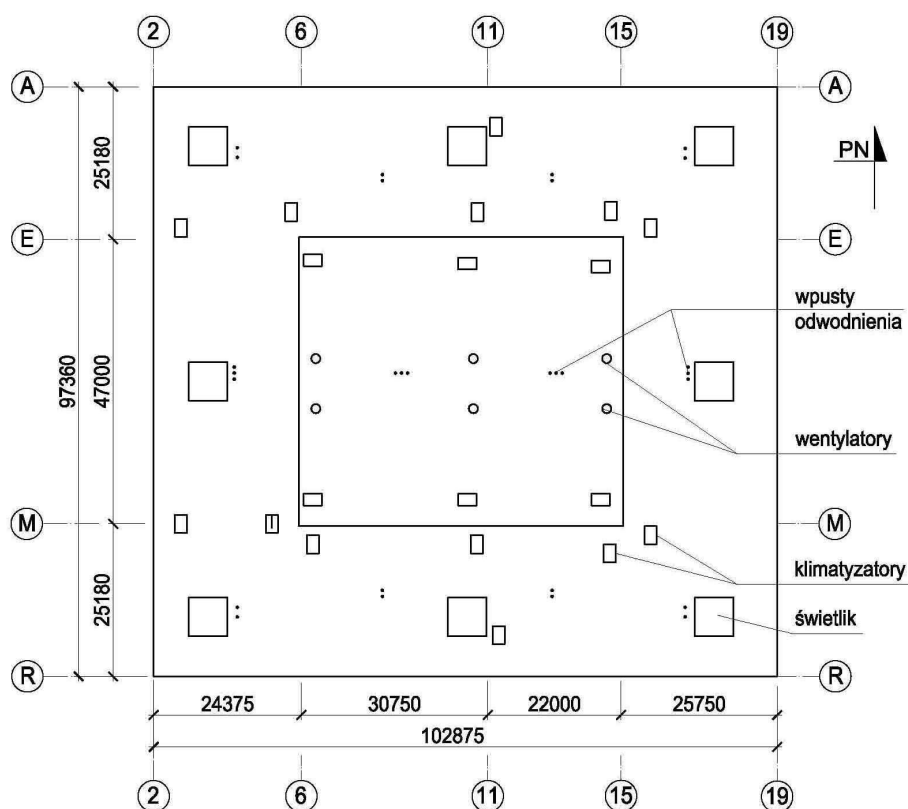
## 2. Ustrój nośny hali

Widok obiektu przed katastrofą pokazuje fotografia na rys. 1.



Rys. 1. Widok obiektu przed katastrofą

Podstawowe wymiary rzutu hali wynosiły około 103 x 97 m, przy wysokości centralnej części wyższej 13,2 m i okalającej części niższej 10,2 m. W projekcie budowlanym [15] dach hali zaprojektowano ze spadkiem 3% w kierunku północnym i południowym z klasycznym systemem odwodnienia. W projekcie technicznym [16] zmieniono cały system odwodnienia, projektując dach płaski (bez spadków). Zrezygnowano więc z rynien i rur spustowych przewidywanych poprzednio przy okapach wyższej i niższej części dachu na rzecz wpustów dachowych, których położenie usytuowano w środkowej części każdej połaci przewidując, że woda opadowa będzie spływała do wpustów w miejscach największych ugięć płatwi dachowych, a z nich dalej rurami odpływowymi  $\phi$  32 mm !, (rys. 2). Należy dodać, że wszystkie podciągi i płatwie kratowe zaprojektowano bez podniesienia wykonawczego, niezależnie od ich rozpiętości.

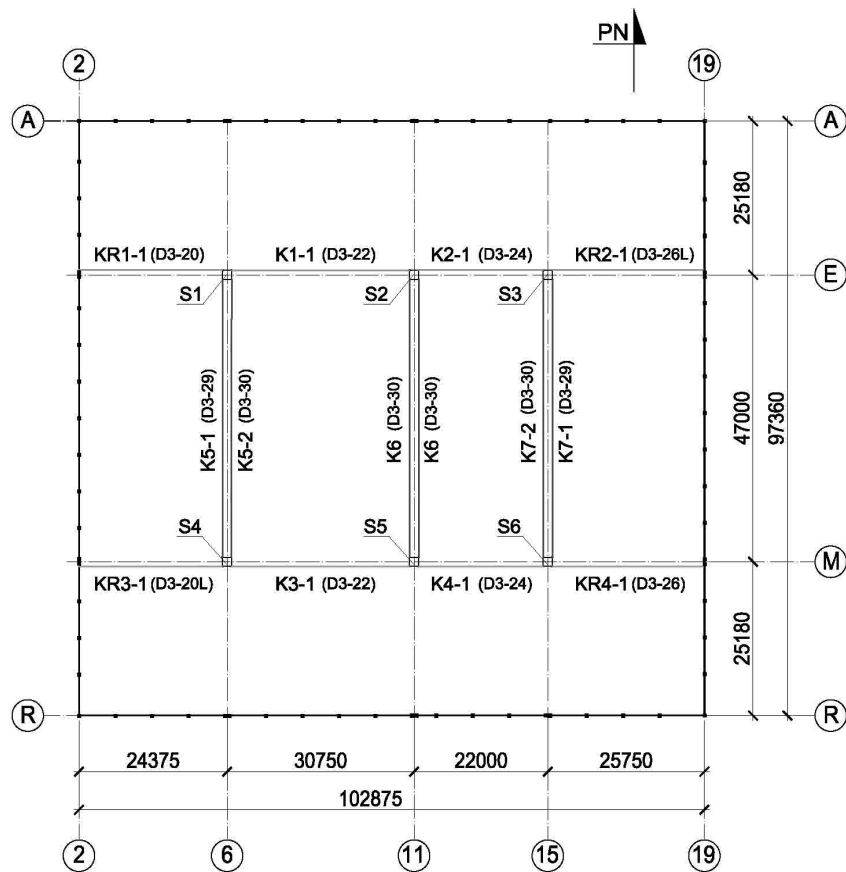


Rys. 2. Usytuowanie urządzeń na dachu hali

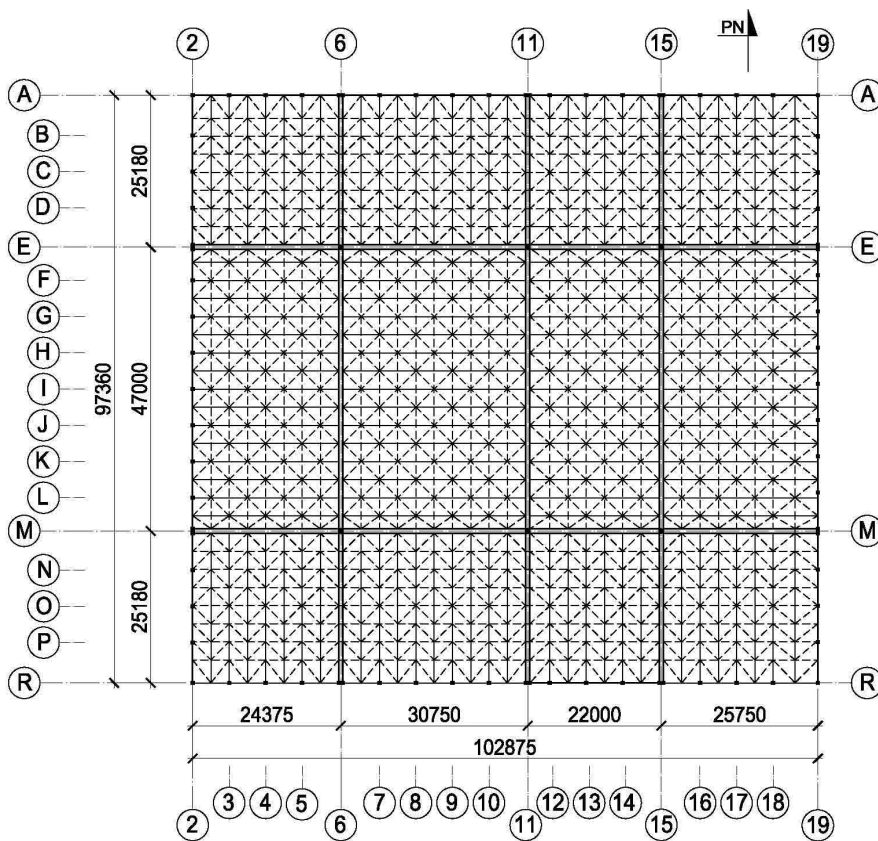
Miało to kolosalny wpływ na tzw. „rzeczywiste obciążenie śniegiem” dachu, opisane w dalszej części referatu.

Hala składała się z wyższej części centralnej między osiami  $E - M$  i  $6 - 15$  (47,0 m x 52,75 m) oraz niższej części obwodowej między osiami  $A - E$  i  $M - R$  oraz  $2 - 6$  i  $15 - 19$  o rozpiętości ok. 25 m, której połączyć znajdowała się o 3,0 m poniżej części centralnej (rys. 3).

Ustrój nośny hali stanowił szkielet stalowy złożony ze słupów, podciągów kratowych oraz płatwi kratowych i belkowych (pośrednich), pokryty lekką obudową dachu i ścian bocznych wokół budynku. Stateczność ogólną hali miały zapewniać czterogałęziowe słupy ( $S1$  do  $S6$ ) z przewiązkami, utwierdzone w obu kierunkach w fundamentach usytuowanych w centralnej części hali, która stanowiła trzon nośny całego obiektu (rys. 3) oraz oczepy kratowe i linowe stężenia krzyżowe ścian zewnętrznych hali.



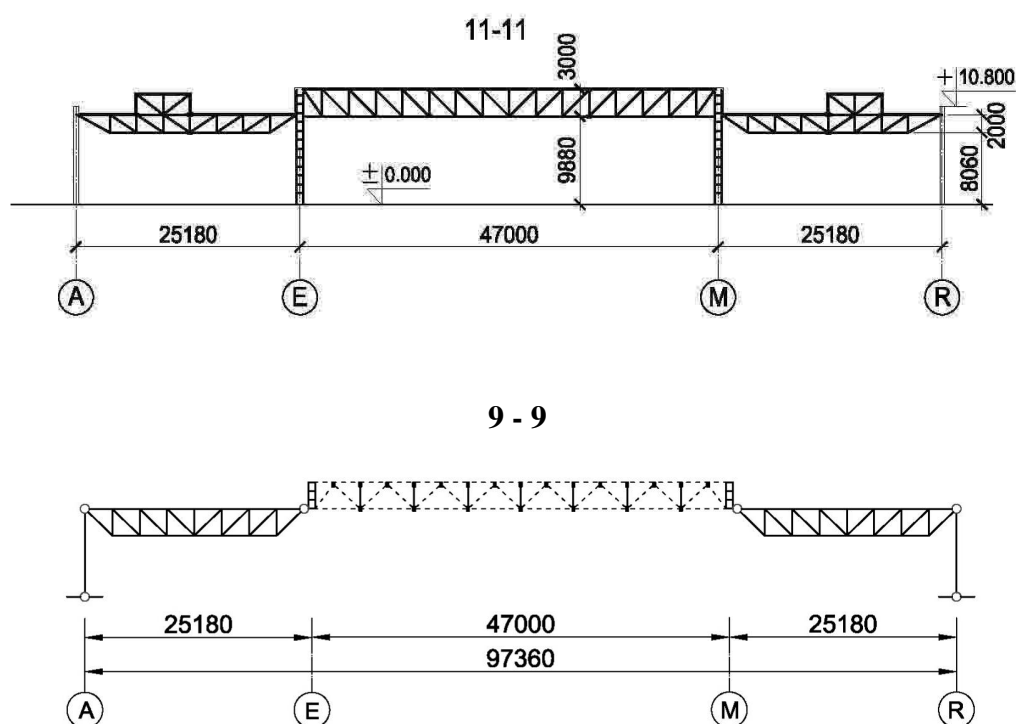
Rys. 3. Układ słupów i podciągów hali



Rys. 4. Rzut konstrukcji dachu hali – wszystkie elementy

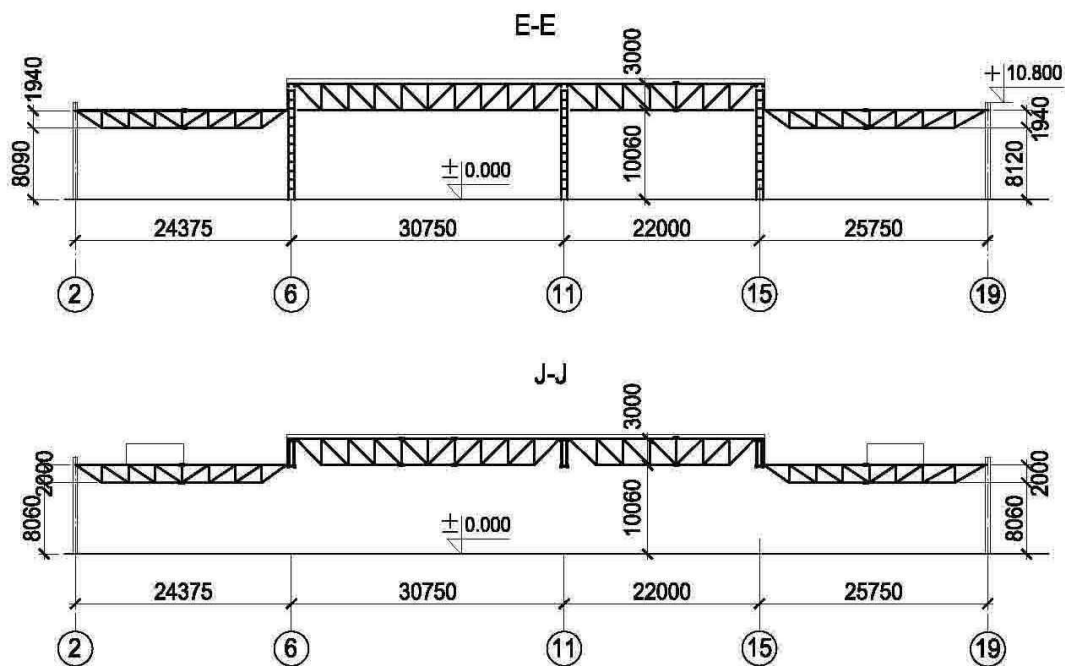
W konstrukcji dachu nie przewidziano stężeń połaciowych ani pionowych wymaganych normą [19], a ich rolę spełniała częściowo blacha fałdowa pokrycia, a częściowo miały spełniać zastrzały w płaszczyznach pionowych i ukośnych, podpierające belkowe płatwie pośrednie na dolnych pasach płatwi kratowych. Do pełnej struktury z niesymetrycznymi piramidkami brakowało jednak poziomych elementów prętowych w płaszczyznach górnych pasów płatwi kratowych. Poza tym smukłość zastrzałów w płaszczyznach ukośnych przekraczała wartość graniczną 250, co eliminowało je z pracy ustroju, jako elementy ściskane. Na rys. 4 pokazano rzut wszystkich elementów prętowych konstrukcji dachu, która stanowi „pseudo-strukturę” przestrzenną.

W tej sytuacji należało rozpatrywać stateczność ogólną hali w kierunku poprzecznym i podłużnym zgodnie z przekrojami hali, pokazanymi na rys. 5 i 6, odpowiednio, wydzielając stosowne bloki obliczeniowe dla elementów płatwi i podciągów ze słupami, z uwzględnieniem wrażliwości konstrukcji wsporczej na efekt  $P-\Delta$ ., szczególnie przy dużych obciążeniach grawitacyjnych.



Rys. 5. Przekroje poprzeczne hali

Słupy główne zaprojektowano w formie przestrzennych wsporników utwierdzonych w fundamentach. Trzon słupów wykonano jako czterogałęziowy na siatce kwadratu 750 x 750 mm i o wysokości około 12,6 m. Gałęzie trzonu z rur okrągłych  $\phi$  219,1/10,0 mm ze stali R45 zostały połączone we wszystkich czterech ścianach przewiązkami z rur okrągłych  $\phi$  101/6,3 mm ze stali R35, przyspawanych bezpośrednio do gałęzi spoiną pachwinową (obwodową). Na wysokości słupa przewiązki założono na dwunastu poziomach, co ok. 1000 mm. Nie przewidziano jednak skratowania ścian trzonu ani przepon (jak dla słupów ściskanych i zginanych). Każda z gałęzi słupa została zakończona blachą stopową przytwierdzoną do fundamentu czterema śrubami. Na wierzchołku słupa gałęzie nie zostały zwieńczone wspólną jednolitą głowicą, ale każda z nich została zakończona osobną blachą głowicową z płytką centrującą i otworami dla śrub połączenia z węzłami podporowymi podciągów.



Rys. 6. Przekroje podłużne hali

Podciągi główne w osiach poprzecznych 6, 11 i 15 stanowiły przestrzenne, dwuścienne kratownice o pasach równoległych i skratowaniu typu *N*. Rozpiętość tych podciągów wynosiła 46,25 m, a wysokość w osi pasów 3,00 m. Kratownice ścian podciągów, ustawione w rozstawie 750 mm połączone zostały ze sobą w płaszczyźnie wszystkich słupków przy pomocy przepon ramowych z blach. Na swej długości podciągi składały się z trzech segmentów, połączonych stykami śrubowymi. Pasy i krzyżulce podporowe każdej kratownicy podciągu to dwa ceowniki 220 ze stali St3S zespawane „w rurę”, krzyżulce – z rur kwadratowych zimnogiętych 100x100x5 i 100x100x4, zaś słupki z rur kwadratowych 100x100x4. Krzyżulce w przedziałach drugim, trzecim i czwartym od strony podpór zostały w 2002 r. wzmocnione dwoma blachami nakładkowymi 6x100 mm, przyspawanymi do pierwotnego przekroju rurowego, ale bez połączenia z pasami podciągu (rys. 7).



Rys. 7. Wzmocnienie krzyżulca (blacha wzmacniająca nie została połączona z pasem podciągu)

Krzyżulce i słupki połączono bezpośrednio (bez blach węzłowych) do pasów podciągu spoiną pachwinową, obwodową. Podciągi główne opierały się na płytkach centrujących, osadzonych na głowicach pojedynczych gałęzi trzonów słupów, przy czym wzajemne przesunięcie

poziome tych elementów było ograniczone przez ograniczniki przyspawane do węzłów podporowych podciągów i cztery śruby M20. Jednakże powstających z tego tytułu reakcji poziomych nie były w stanie przenieść nie stężone głowice słupów, czyli pojedyncze ich gałęzie [5].

Styki montażowe pasów górnych i dolnych zaprojektowano stosując podłużne blachy stykowe z nakładkami na śruby M20, o nośności styku równej około 1/3 nośności pasów. Styki pasów były wzmacniane już w czasie budowy hali, a następnie w połowie 2002 r., co zostało szczegółowo opisane w referacie W. Wuwera i innych [20], zgłoszonego na niniejszą Konferencję.

Podciągi w osiach podłużnych  $E$  i  $M$  były mniejszej rozpiętości i o podobnej konstrukcji dwuściennych kratownic, lecz bez stężeń ramowych między nimi.

Płatwie kratowe wykonano jako kratownice jednościenne o pasach równoległych i skratowaniu typu  $N$  z przedziałami długości 3,0 m. Wysokość konstrukcyjna płatwi na centralnej części dachu wynosiła 3,0 m, a w części niższej 2,0 m. Pasy i krzyżulce podporowe wszystkich płatwi kratowych wykonano z rur kwadratowych 100x100x4, a krzyżulce i słupki z rur 100x100x4 i 50x50x3, spawanych bezpośrednio do pasów.

Płatwie usytuowane w centralnej części dachu opierały się na górnych pasach podciągów głównych. Płatwie niższej części dachu podparte były przez podciągi i słupy ścian zewnętrznych. Połączenia płatwi z podciągami były za słabe, szczególnie w przenoszeniu sił poziomych, co szczegółowo opisano w referatach [20, 21].

Słupy ścian zewnętrznych były przegubowo połączone z fundamentami i płatwiami kratowymi w płaszczyznach równoległych do ram i zwieńczone oczepami kratowymi w płaszczyźnie ścian zewnętrznych.

Ten, z konieczności krótki opis konstrukcji nośnej hali, znanej jednakże z wcześniejszych publikacji szczegółowych [2, 3, 4, 5], zamieszczono w celu pokazania przykładowych analiz obciążeń i wyteżenia głównych elementów nośnych.

### 3. Obciążenia hali i przybliżona ocena nośności podciągu i słupa

- Zestawienie obciążeń na dachu (działające na podciąg w osi 6):
  - stałe:  $g_k = 0,56 \text{ kN/m}^2$ ,  $g_d = 0,65 \text{ kN/m}^2$ ,
  - technologiczne:  $p_k = 0,12 \text{ kN/m}^2$ ,  $p_d = 0,13 \text{ kN/m}^2$ ,
  - zmienne:
    - ✓ śnieg normowy z workami [7]:  $s_k = 0,86 \text{ kN/m}^2$ ,  $s_d = 1,20 \text{ kN/m}^2$ ,
    - ✓ alternatywnie śnieg i lód w dniu katastrofy [11]:  $s_k = 1,02 \text{ kN/m}^2$ ,  $s_d = 1,44 \text{ kN/m}^2$ ,
    - ✓ alternatywnie obciążenie wodą opadową dachu wklęsłego o strzałce  $f_{\max} = 0,3 \text{ m}$  (jak dla dachów pływających zbiorników stalowych):  
 $s_k = 0,15 \cdot 10 \text{ kN/m}^3 = 1,50 \text{ kN/m}^2 \equiv s_d$ .

A więc wklęsły dach (bez spadków i podniesienia wykonawczego wiązarów) generował zarówno śnieg i lód na dachu, jak też mógł generować w czasie opadu burzowego (przy zatkanych rurkach odpływowych) warstwę wody o grubości 150 do 200 mm. Czyli uproszczona interpretacja współczynnika kształtu dachu „płaskiego” wg [7]  $C = 0,8$  była niewłaściwa w obliczeniach projektu wykonawczego [17, 18].

Przybliżone obliczenia wskazują na znaczne przekroczenie warunku stanu granicznego nośności w pasach podciągu, zarówno przy obciążeniach stałych i śniegu normowym [7], jak i przy obciążeniach stałych i śniegu z lodem.

W pierwszym przypadku:  $N/N_{Rt} = 1,40 > 1$ , zaś w drugim:  $N/N_{Rt} = 1,69 > 1$ .

- Obciążenia pionowe i poziome, działające na pojedynczy słup (czterogałęziowy) S1:
  - suma obciążeń pionowych (stałe, technologiczne, śnieg normowy [7]), o wielkości obliczeniowej:  $P = 1965,0$  kN,
  - obciążenie poziome od wiatru, działające na poz. + 13,0 m:  $H_g = 14,5$  kN,
  - obciążenie poziome od wiatru na ściany boczne i obciążenia od wstępnego przechyłu  $\psi_0$  słupów ścian bocznych, działające na poziomie + 10,0 m:  $H_d = 60,0$  kN,
  - alternatywnie siły poziome tarcia ( $\mu = 0,2$ ) w łożysku podciągu, działające na jedną płaszczyznę słupa z przewiązkami, działające na poz. + 13,0 m:  $T = 143,0$  kN.

Takich sił poziomych, generujących siły poprzeczne i momenty w przewiązkach, nie był w stanie przenieść zaprojektowany słup, gdyż nośności przewiązek były ok. 5-krotnie mniejsze od działających na nie sił (nie uwzględniając nawet wad spoin). W takiej sytuacji słup mógł być traktowany jako składający się z czterech pojedynczych gałęzi, lecz jego nośność byłaby wtedy ok. 3-krotnie mniejsza od działających sił.

Do podobnych wniosków doszli też Autorzy pracy [5], stosując zaawansowane metody oceny wrażliwości układu na efekty II rzędu i oceniając wpływ wadliwie ukształtowanej głowicy słupa wiązanego na jego nośność.

Te proste, przytoczone tu oszacowania wskazują na celowość wykonywania przez projektantów obliczeń przybliżonych, inżynierskich, zanim przystąpi się do zaawansowanych, najczęściej skomputeryzowanych, obliczeń dokładniejszego modelu konstrukcji.

#### 4. Wybrane obrazy hali po katastrofie



Rys. 8. Ogólny widok obiektu po katastrofie w dniu 28.01.2006 r.





Rys. 9. Uszkodzenia blachy fałdowej i zastrzałów pseudo-struktury dachu



Rys. 10. Rozerwanie blach łączących głowicę płatwi z gniazdam podciągu

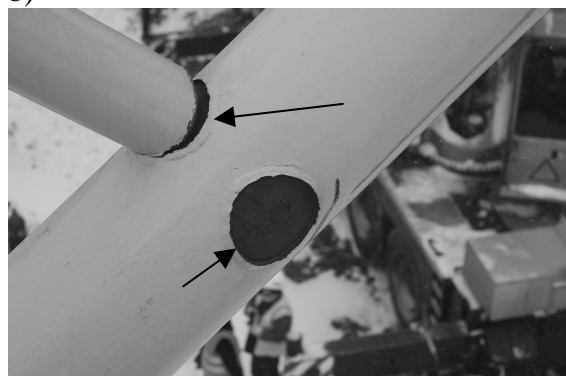


Rys. 11. Uszkodzenie słupa głównego S6

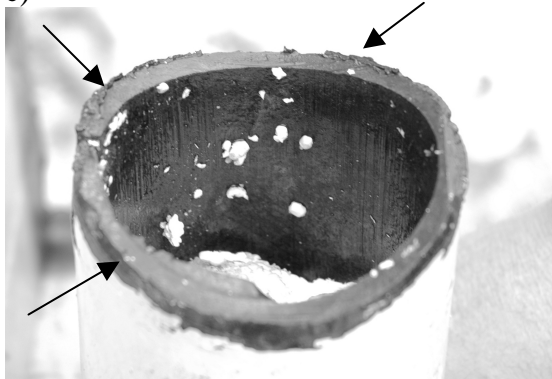
a)



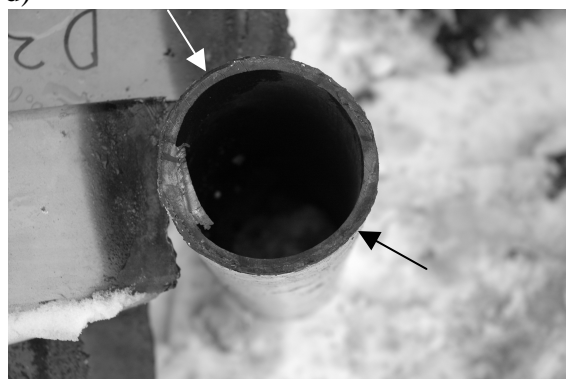
b)



c)



d)



Rys. 12. Zniszczone połączenie przewiązek z gałęziami trzonu słupów

a)



b)



Rys. 13. Deformacje złamanych pasów podciągów a) K6 i b) K5

a)



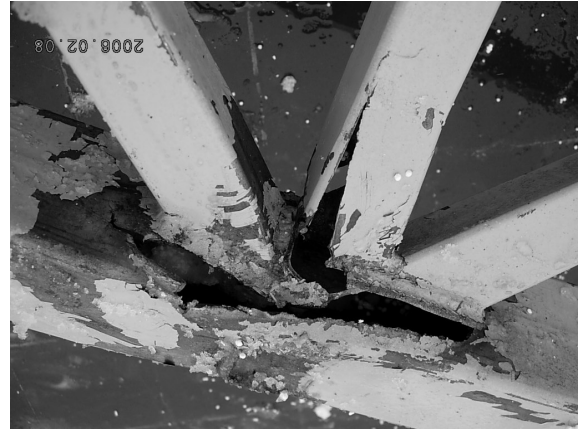
b)



Rys. 14. Uszkodzenia płatwi a) pas dolny płatwi K1-2, b) styk montażowy płatwi



a) wyrwana ścianka pasa podciągu głównego

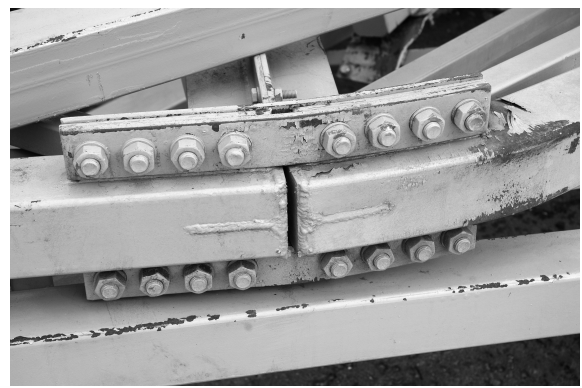


b) wyrwana ścianka rury pasa płatwi

Rys. 15. Rozerwanie węzła kratownicy



a) styk dolnego pasa podciągu K6



b) styk pasa dolnego płatwi

Rys. 16. Uszkodzone styki śrubowe pasów kratownic



Rys. 17. Podstawowe formy zniszczenia połączeń zastrzałów z kratowymi płatwiami



a) Ściana północna w osi A



b) Ściana południowa w osi R

Rys. 18. Stan zewnętrzny po katastrofie

## 5. Przyczyny i okoliczności katastrofy

### *Zakres analizy*

W celu określenia przyczyn i okoliczności katastrofy budowlanej pawilonu wystawienniczego w Katowicach przeanalizowano:

1. Poprawność projektowych rozwiązań konstrukcyjnych, w tym oceniono:
  - przyjęty układ konstrukcyjny hali, z uwagi na skutki katastrofy budowlanej,
  - poprawność rozwiązań w zakresie posadowienia hali i wpływów górniczych,
  - spełnienie wymagań normowych w zakresie stateczności ogólnej hali,
  - poprawność wykonanych przez projektanta obliczeń statyczno-wytrzymałościowych stalowych elementów nośnych hali,
  - spełnienie warunków nośności i użyteczności głównych, stalowych elementów hali dla normowych obciążeń: ciężarem własnym konstrukcji stalowej, pokrycia, świetlików dachowych, central klimatyzacyjnych, technologicznych (instalacja: wentylacyjną, elektryczną, tryskaczy p.poż., klimatyzacyjną, tablicami informacyjnymi podwieszonymi do konstrukcji dachu), śniegiem, wiatrem, wpływem temperatury i deformacji podłoża,
  - spełnienie warunków nośności styków montażowych podciągów kratowych i połączeń płatwi dachowych z tymi podciągami, dla obciążeń normowych.
2. Wpływ wzmocnienia styków podciągów kratowych, dokonanego w listopadzie 1999 r. po zmontowaniu stalowej konstrukcji hali, przed jej oddaniem do użytkowania, na ich nośność.
3. Wpływ wzmocnienia konstrukcji podciągów dokonanego w 2002 r., po jej awarii w styczniu 2002 r. na jej nośność.
4. Zgodność rozwiązań projektowych z wykonanym obiektem w zakresie systemu odwodnienia dachu oraz konstrukcji głównych, stalowych elementów nośnych hali, ich styków i połączeń.
5. Wyteżenie i bezpieczeństwo głównych, stalowych elementów nośnych, styków i połączeń w czasie katastrofy dla obciążeń rzeczywistych, w tym szacowanego obciążenia śniegiem, lodem i wpływami termicznymi.
6. Możliwość zainicjowania katastrofy na skutek wpływów górniczych, wpływu temperatury na konstrukcję, wpływu temperatury na redystrybucję obciążenia śniegiem i lodem dachu hali, napełnienia wodą instalacji tryskaczy p.poż. podwieszanej do konstrukcji dachowej oraz drgań spowodowanych muzyką (hałasem).

### ***Układ konstrukcyjny***

Układ konstrukcyjny hali oceniono jako niebezpieczny z tego względu, że utrata nośności jednego głównego elementu nośnego, kratowego podciągu czy słupa, a w podciągach jednego elementu (pręta czy styku), mogła spowodować już katastrofę obejmującą dużą powierzchnię dachu hali, a w skrajnym przypadku – cały dach (szeregowy system niezawodnościowy).

### ***Deformacja podłoża***

Fundamenty słupów głównych hali nie zabezpieczono na możliwe wpływy poziomych odkształceń terenu jakie mogły pojawić się przy nieciągłych deformacjach, spowodowanych płytką eksploatacją górnictw, którą prowadzono w latach 1918÷1929 i 1935 ÷ 1937 na głębokości od 40 m do 70 m i od 90 m do 120 m pod powierzchnią terenu, w wyniku tego wraz z rozpełzaniem gruntu przemieściły się również fundamenty. Zmiana odległości między fundamentami słupów przy rozpełzaniu podłoża nie zdecydowała jednak o przyczynach katastrofy, a mogła skrócić czas jej trwania, ze względu na dodatkowe, duże wyężenie spoin łączących przewiązki słupów z gałęziami.

### ***Stężenia***

W konstrukcji dachu hali nie zastosowano wymaganych normą [19] stężeń połąciowych i pionowych, których zadaniem byłoby zapewnienie odpowiedniej sztywności połączom dachowym oraz stateczności elementom ściskany, a także przejęcie obciążeń ze słupów ścian osłonowych i przekazanie ich na słupy główne. Rolę tych stężeń pełniła, w pewnym zakresie, blacha fałdowa przekrycia przy współpracy z innymi elementami konstrukcji stalowej. Jednak brak stężeń połąciowych i dachowych stężeń pionowych mógł spotęgować skutki katastrofy budowlanej w dwojaki sposób. Po pierwsze w wyniku braku stężeń połąciowych w narożnych polach niższej części dachu, górne pasy podciągów w osi *E* i *M* utraciły stateczność po zerwaniu się połączeń płatwi kratowych w osi 6 i 15 ze słupami głównymi. W efekcie zawaliły się te pola. Po drugie w wyniku braku stężeń pionowych, po upadku dachu na posadzkę zostały zniszczone połączenia między blachą trapezową i kratowymi płatwiami, w efekcie czego płatwie kratowe przewróciły się na bok, załamały zastrzały płatwi belkowych i dach uległ „sprasowaniu”.

### ***Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe w projekcie***

Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe wykonane przez projektantów [18] nie zawierały najistotniejszych informacji o modelach obliczeniowych konstrukcji i obciążeniach. W obliczeniach tych dla wszystkich elementów konstrukcyjnych przyjęto stal gatunku 18G2 i jej wytrzymałość obliczeniową 310 MPa, a na rysunkach konstrukcyjnych – stal St3S. Tymczasem w zrealizowanym obiekcie na kształtowniki walcowane na gorąco zastosowano stal St3S o wytrzymałości obliczeniowej 215 MPa, a na kwadratowe, zimnogięte rury stal o wytrzymałości obliczeniowej 255 MPa, to jest o wartościach mniejszych odpowiednio o 31% i 18% w stosunku do przyjętej do obliczeń. Słupy zaś wykonano ze stali R45 o wytrzymałości obliczeniowej 225 MPa.

Obliczenia wykonano dla schematów statycznych nieadekwatnych w stosunku do zrealizowanej konstrukcji, przez co uzyskano odbiegający od rzeczywistego rozkład sił wewnętrznych w jej poszczególnych elementach. Wymiarowanie elementów przeprowadzono na siły około 20% mniejsze od sił wynikających z obliczeń statycznych. W obliczeniach nie uwzględniono stężającego wpływu blachy fałdowej w płaszczyźnie połąci, przez co uzyskano nawet 9-cio krotne przekroczenie warunków nośności dla ściskanych, górnych pasów płatwi, bez dalszych konsekwencji wymiarowania. Nie sprawdzono przy tym warunków nośności dla ściskanych górnych pasów głównych podciągów kratowych.

Można zatem wnioskować, że zrealizowana konstrukcja hali nie posiadała uzasadnienia statyczno-wytrzymałościowego, co potwierdzają wykonane w ekspertyzie obliczenia sprawdzające dla obciążeń normowych (obliczeniowych).

### ***Obliczenia sprawdzające wykonane przez autorów ekspertyzy dla obciążeń normowych***

W obliczeniach wykonanych przez autorów ekspertyzy zgodnie z normą [19] wykazano, że obliczeniowa nośność głównych podciągów w osiach 6 i 11 była przekroczona odpowiednio o 83% (w pasie górnym) i 52% (w krzyżulcu). Nośność ich styków montażowych, po dokonanych wzmocnieniach w czasie budowy hali i w 2002 r., obliczona dla stanu sprężystego, była przekroczona o 93% i 78%. Wyteżenie pozostałych podciągów oprócz podciągów o rozpiętości 30.75 m było większe od ich nośności o około 40% w niższej części dachu (pasy górne) i 67% w wyższej (niektóre krzyżulce ze stali St3S). Wyteżenie styków montażowych w stanie sprężystym, w podciągach niższej części dachu dwuipółkrotnie przekraczało ich nośność. Wykonane w trakcie budowy wzmocnienie tych styków było nieefektywne, gdyż wskutek niewłaściwego rozwiązania konstrukcyjnego ich nośność po wzmocnieniu nie zwiększyła się.

W podciągach o rozpiętości 30.75 m, zastosowano krzyżulce o przekrojach mniejszych niż w podciągach o rozpiętości 24.375 m. Z tego względu wyteżenie tych krzyżulców sięgało 270% ich nośności. Również silnie były wyteżone płatwie dachowe. Przykładowo nośność niektórych płatwi na wyższej części dachu, obliczona z uwzględnieniem wytrzymałości jaką uzyskano z badań  $f_d = 255$  MPa była przekroczona o 58%, a w płatwiach niższej części dachu nawet dwuipółkrotnie (dla płatwi z uwzględnieniem worków śnieżnych).

### ***Konstrukcja słupów głównych***

Konstrukcja sześciu głównych słupów hali była nieprawidłowa. Brak było jednej wspólnej, sztywnej głowicy i skratowania gałęzi. Przewiązki łączące gałęzie słupów miały za małą sztywność, a spoiny łączące przewiązki z gałęziami zostały wadliwie wykonane (praktycznie bez przetopu materiału przewiązek). Obliczeniowa nośność gałęzi dla obciążeń normowych została wykorzystana w 100%, nośność przewiązek była przekroczona o 48%, a wytrzymałość spoin o 75% (lecz bez działania wiatru na halę).

### ***Połączenia płatwi z podciągami***

Wadliwie zostały również zaprojektowane połączenia płatwi dachowych z podciągami wyższej i niższej części dachu oraz podciągów niższej części dachu ze słupami. W strefach docisku obliczanych w stanie sprężystym dla obciążeń pionowych nośność była teoretycznie przekroczona nawet kilkukrotnie, czyli doszło tam do uplastycznienia. Mała była również nośność połączenia płatwi niższej części dachu z podciągami, na siły poziome. W połączeniach tych zastosowano blachy o grubości 4 mm i dwie lub jedną śrubę M16. Przy wygięciu płatwi w czasie katastrofy połączenia te zostały szybko zerwane i czas trwania katastrofy uległ skróceniu.

### ***Wzmocnienie konstrukcji w 2002 r***

Awaria konstrukcji w styczniu 2002 r. była pierwszym poważnym sygnałem o niewystarczającej nośności i sztywności konstrukcji oraz o małej nośności połączeń (znaleziono śruby na posadzce hali). Sygnał ten nie został potraktowany z należytą starannością i odpowiedzialnością. Ponowna prawidłowa analiza statyczno-wytrzymałościowa jaką należało wtedy wykonać wykazałaby, że konstrukcja od początku nie spełniała warunków nośności i użyteczności. Potraktowano jednak ten sygnał jako lokalny problem konstrukcyjny i wzmocniono tylko styki montażowe głównych podciągów oraz nieefektywnie, z powodu błędów konstrukcyjnych, niektóre ich krzyżulce. Tymczasem cała

konstrukcja wymagała generalnego wzmocnienia lub nawet przebudowy. Nie wyciągnięto również wtedy należytych wniosków z przeprowadzonej kontroli jakości spoin, która wykazała, że wszystkie przebadane spoiny nie spełniały wymagań normowych. Należało wtedy przeprowadzić dalsze badania spoin przynajmniej we wszystkich elementach głównych, w tym spoin łączących przewiązki słupów z gałęziami.

### ***Odwodnienie dachu***

W projekcie budowlanym [15] zaprojektowano dach ze spadkiem 3% w kierunku północ-południe. Odwodnienie wyższej części dachu stanowiły rynny i rury spustowe usytuowane przy okapach i w narożach dachu, a odprowadzenie wody z niższej części dachu przewidziano za pomocą podwójnych wpustów dachowych, usytuowanych w bezpośrednim sąsiedztwie okapów. Dach wykonano jednak bez spadków, jako płaski, a jego odwodnienie umożliwić miały zestawy wpustów dachowych (po dwa lub trzy wpusty) z rurami odpływowymi  $\phi$  32 mm, usytuowane w miejscach największych ugięć połaci. W efekcie takiego rozwiązania po okresie ocieplenia jakie miało miejsce na początku stycznia 2006 r i 21.01.2006 r. i ponownego ochłodzenia, na dachu pojawił się lód i po dalszych opadach śniegu wzrosło obciążenie dachu.

### ***Obciążenie śniegiem***

Przed katastrofą dach został tylko częściowo odśnieżony (jako działanie interwencyjne). Obciążenie śniegiem dla niektórych elementów dachu było mniejsze od obciążenia normowego. Dla innych przekraczało nawet o 83% obciążenie normowe (na płaskiej połaci centralnej części hali). W przypadku głównego podciągu (środkowego), który uległ załamaniu w czasie katastrofy obciążenia te były większe od normowych o 63%.

### ***Wyężenie konstrukcji w dniu katastrofy***

W ekspertyzie wykonano również obliczenia dla rzeczywistego obciążenia dachu hali w dniu katastrofy. Wyężenie płatwi kratowych na górnej części dachu prawie dwukrotnie przewyższało ich obliczeniową nośność. Z kolei obliczeniowa nośność najbardziej wyężonego elementu – przedskrajnego krzyżulca w podciągu w osi 6 była przekroczona o 75%, a krzyżulca w czwartym polu, z wadliwie wykonanymi spoinami i wadliwym wzmocnieniem w 2002 r., który w czasie katastrofy został oderwany od pasa, o 50%. Wyężenie pasa w podciągu w osi 11, w miejscu, w którym utracił stateczność, było o 93% większe od jego obliczeniowej nośności.

Rzeczywista, graniczna nośność tych elementów mogła być większa od nośności obliczeniowej, z tego względu, że granica plastyczności stali ( $f_y$ ) i jej wytrzymałość na rozciąganie ( $f_m$ ) były większe od wytrzymałości obliczeniowej stali ( $f_d$ ). W wynikach wyrywkowych badań materiałowych wykonanych przez Politechnikę Wrocławską, charakterystyki stali zastosowanej na kwadratowe rury zimnogięte, z których wykonano krzyżulce w podciągach i płatwie określono na:  $f_d = 255$  MPa,  $f_y = 353$ ,  $f_m = 440$  MPa. Rzeczywista (graniczna) nośność tych elementów, określona granicą plastyczności mogła być zatem większa tylko o 38%, a więc była nadal mniejsza od ich wyężenia. Z kolei charakterystyki te dla stali pasów przyjmują wartości:  $f_d = 215$  MPa,  $f_y = 303$  MPa,  $f_m = 438$  MPa. Zatem graniczna nośność pasów mogła być większa o około 40%, a więc również nadal była niewystarczająca. Z powyższej analizy wynika, że katastrofa była nieunikniona dla obciążeń dachu hali jakie wystąpiły w dniu 28.01.2006 r.

### ***Wpływ temperatury***

Warunki klimatyczne w ostatnich dniach przed katastrofą od 23 stycznia nie ulegały istotnej zmianie. Temperatura powietrza była niższa od 0° C, brak było opadów. Zmieniła się



natomiast temperatura wewnątrz hali, napełniono wodą instalację zraszaczy p.poż., w dniu poprzedzającym katastrofę na posadzce hali pojawiła się przynajmniej jedna nowa rysa, a w dniu katastrofy w hali grała głośna muzyka.

Halę zaczęto ogrzewać prawdopodobnie od 25.01.2006 r. Początkowo musiały to być temperatury niższe od 20°C, by w czasie trwania wystawy osiągnąć temperaturę sięgającą 22°C ÷ 25° C. Uwzględniając dobowy rozkład temperatur w dniach 25.01.2006 r. do 28.01.2006 r., sprawdzono, czy od czasu ogrzewania hali mógł topić się śnieg i lód na jej dachu w wyniku czego nastąpiłaby redystrybucja obciążenia. Uzyskano negatywną odpowiedź, nawet przy założeniu temperatury wewnętrznej 28°C. W badanym okresie na pokryciu hali były zawsze temperatury ujemne.

W dzienniku montażu konstrukcji stalowej odszukano daty montażu dwóch głównych podciągów kratowych, a następnie na podstawie danych uzyskanych z IMiGW zawierających dobowe rozkłady temperatur oszacowano prawdopodobne temperatury montażu tych podciągów. Obliczono różnice między temperaturami montażu i prawdopodobną temperaturą w hali w dniu katastrofy (którą określono na 25°C) oraz sprawdzono wpływ tych różnic na wyężenie podciągów i słupów. Wzrost naprężeń w pasach górnych tych podciągów wynosił odpowiednio 0.74 MPa, w krzyżulcach mniej od 0.1 MPa, a w przewiązkach słupów 21.3 MPa przy podstawie.

### ***Wpływ czynników dodatkowych***

W wyniku wypełnienia wodą instalacji zraszaczy naprężenia w górnych pasach podciągów wzrosły o 2.7 MPa. Sumaryczny wpływ wypełnienia wodą instalacji i przyrostu temperatury wyniósł w górnych pasach podciągów odpowiednio 3.44 MPa i 1.85 MPa, co stanowi tylko 1.6 % ich obliczeniowej nośności.

Najsilniejszy wstrząs górotworu w dniach poprzedzających katastrofę miał energię  $1.0 \cdot 10^6$  J i nastąpił w dniu 21.01.2006 r w miejscu oddalonym o około 9.8 km od hali. W dniu katastrofy były wstrząsy o energii od  $8.0 \cdot 10^4$  J ÷  $6.0 \cdot 10^5$  J, a ich epicentrum było oddalone od hali o około 9.3 km ÷ 10.8 km. Wstrząsy o takich parametrach były niewyczuwalne pod halą i nie wpływały na jej wyężenie.

Częstotliwość drgań słyszalnych mieści się w granicach od 16 Hz do 16 kHz. Najlepiej przez ucho ludzkie są odbierane fale o częstotliwości od 1 kHz do 2.5 kHz. Częstotliwość drgań podciągu w osi 11 obciążonego ciężarem stałym i śniegiem wynosiła poniżej 1 Hz. Głośna muzyka w hali nie mogła zatem zainicjować katastrofy.

## **7. Wnioski**

### **• Wnioski ekspertyzy**

1. Na podstawie przeprowadzonej analizy pracy stalowej konstrukcji hali pod wpływem obciążeń stałych, technologicznych oraz obciążenia śniegiem i lodem, wnioskuje się, że bezpośrednią przyczyną katastrofy była utrata nośności głównych podciągów kratowych (o rozpiętości 47 m) – skrajnego i środkowego, z równoczesną utratą nośności słupów w ich górnej części (głowicowej).
2. Najbardziej wyężonymi elementami podciągu środkowego były górne pasy w środku ich rozpiętości, a najsłabszym ogniwem w podciągu skrajnym było najprawdopodobniej połączenie krzyżulca z pasem górnym w czwartym polu, licząc od słupa S1 (z którego spadł podciąg). Pasy górne podciągu środkowego uległy wyboczeniu, a połączenie krzyżulca w podciągu skrajnym zostało zerwane.

3. Głównymi przyczynami nadmiernego wyężenia górnych pasów podciągu ęrodkowego była za mała ich nośność dla obciążeń normowych o około 50% i większe obciążenie śniegiem i lodem dachu hali o 63% w stosunku do normowego obciążenia śniegiem. Przyczynami zaś zerwania połączenia krzyżulca z pasem w podciągu skrajnym była za mała nośność czołowej spoiny (i krzyżulca) dla obciążeń normowych o około 40%, wadliwe wykonanie tej spoiny, polegające na niewłaściwym przetopie łączonych materiałów oraz nieefektywne wzmocnienie krzyżulców po awarii w 2002 r.
4. Rozprzestrzenienie się katastrofy na pozostałą część dachu nie podpartą podciągami (skrajnym i ęrodkowym) oraz jej gwałtowny przebieg, który spotęgował tragiczne skutki, były spowodowane wadliwym rozwiązaniem konstrukcyjnym głowic słupów, wadami spoin łączących przewiązki w słupach z gałęziami, dużym wyężeniem innych elementów dachu (płatwi, podciągów, połączeń między elementami), brakiem stężeń połączeniowych i pionowych oraz pseudo-przestrzennym charakterem konstrukcji, w której wszystkie dachowe płatwie – kratowe i belkowe były powiązane między sobą zastrzałami.
5. Z rozważonych w pracy czynników, które mogły zainicjować katastrofę wykluczono wpływ temperatury wewnętrznej na topnienie się śniegu i lodu na dachu i związaną z tym redystrybucję obciążeń oraz wpływ wstrząsów górotworu i głośną muzykę. Niewielkim wpływem natomiast mogło być dodatkowe wyężenie górnego pasa podciągu, spowodowane napełnieniem wodą instalacji tryskaczy i wpływ różnicy temperatur między temperaturą montażu i temperaturą konstrukcji w czasie katastrofy. Zaobserwowane rozpełzanie terenu (równe +65 mm) między słupami głównymi S1 i S2, czyli o kierunku prostopadłym do płaszczyzny głównego podciągu ęrodkowego nie spowodowało wzrostu wyężenia jego górnego pasa. Jednak w wyniku tego rozpełzania wzrosły naprężenia w przewiązkach łączących gałęzie słupów i naprężenia w spoinach tych przewiązek, przez co przebieg katastrofy był gwałtowniejszy.
6. Niedostatki nośności głównych elementów dachu nawet przy obciążeniach normowych wynikały z błędów projektowych. Po szczegółowej analizie obliczeń statyczno-wytrzymałościowych i rysunków konstrukcyjnych wykonanych przez projektantów stwierdzono, że w obliczeniach statycznych przyjęto nieadekwatny model obliczeniowy w stosunku do rozwiązań rzeczywistych. W projekcie popełniono również szereg innych błędów w zakresie styków montażowych, połączeń między elementami oraz konstrukcji oparć elementów.
7. W czasie użytkowania hali nie doceniono sygnału o małej nośności przekrycia, którym była awaria w styczniu 2002 r. Po takiej awarii stalowa konstrukcja przekrycia powinna być ponownie obliczeniowo sprawdzona przez niezależnego eksperta, a tego nie uczyniono. Nie sprawdzono wtedy również jakości spoin w głównych elementach nośnych (w tym w podciągach i słupach) pomimo uzyskania negatywnych wyników badań magnetyczno-proszkowych dla wszystkich przebadanych spoin w obszarze styków montażowych podciągu w osi 15.
8. W czasie budowy zrezygnowano ze spadków dachowych przewidzianych w zatwierdzonym projekcie budowlanym, w wyniku czego na dachu hali mogła gromadzić się warstwa lodu. W czasie użytkowania obiektu nie odśnieżano z należytą starannością dachu hali, pomimo że projektant zwracał już uwagę na taką potrzebę (odśnieżanie dachów należy uważać jednak za działanie nadzwyczajne, gdy konstrukcja jest wadliwa)

## • Postulaty

1. Minimalny koszt realizacji projektu nie powinien być najważniejszym kryterium wygrania przetargu.
2. Należy ustanowić prawem [22] konieczność weryfikacji projektów wykonawczych (obliczeń statyczno-wytrzymałościowych i rysunków konstrukcyjnych) przez niezależnych weryfikatorów, spoza zespołów projektujących.
3. Należy rozpatrzyć celowość (i możliwość) okresowej weryfikacji przyznanych uprawnień budowlanych.
4. Należy dokonać rewizji normy obciążenia śniegiem. Do czasu ustanowienia nowej normy należy wprowadzić przepis zobowiązujący do zwiększania charakterystycznego obciążenia śniegiem o 25% (czyli nie redukować obciążenia dachu śniegiem w stosunku do obciążenia terenu). Postulat ten został już zrealizowany poprzez wprowadzenie zmian [12] do normy [7], zgodnych z polską wersją normy europejskiej [9]. Mając powyższe na uwadze powinno się dokonać sprawdzenia obiektów o dużej powierzchni dachów.
5. Należy projektować dachy o dużych powierzchniach ze stosownymi spadkami uzyskanymi w sposób konstrukcyjny, przy czym nachylenie połączy nie powinno być mniejsze od 5 %.
6. Należy lepiej rozpoznać zachowanie się konstrukcji prętowych z rur kwadratowych i prostokątnych (cienkościennych), łączonych w węzłach bez blach węzłowych. Zaobserwowane formy zniszczenia węzłów tych konstrukcji (wgniecenia, wyrwania) w hali katowickiej wskazują na taką potrzebę.
7. Należy przywrócić zredukowane do połowy w stosunku do 1980 r. minimum programowe dla przedmiotowej konstrukcji stalowej na wydziałach budowlanych uczelni technicznych i realizować praktyki zawodowe zarówno w biurach projektowych jak i na budowach.

## Literatura

1. Mendera Z., Zamorowski J., Wuwer W. i inni.: Analiza przyczyn i okoliczności katastrofy budowlanej pawilonu wystawienniczego przy ul. Bytkowskiej 1 w Chorzowie na terenie Międzynarodowych Targów Katowickich (MTK). Praca NB-33/RB-2/06 Politechniki Śląskiej, wykonana na zlecenie Głównego Urzędu Nadzoru Budowlanego w Warszawie, Gliwice, marzec 2006.
2. Mendera Z., Niewiadomski J., Zamorowski J., Kazek M., Kowolik B., Kucz P., Wuwer W.: Przyczyny zawalenia hali MTK w Katowicach – raport Specjalnej Komisji. Izolacje, nr VI/2006.
3. Biegus A., Rykaluk K.: Katastrofa hali Międzynarodowych Targów Katowickich w Chorzowie. Inżynieria i Budownictwo, nr 4/2006.
4. Biegus A., Rykaluk K.: Aspekty konstrukcyjne przyczyn katastrofy hali Międzynarodowych Targów Katowickich w Chorzowie. Konstrukcje Stalowe, październik 2006, 5(82).
5. Gwóźdź M., Machowski A., Żwirek P.: Wpływ ukształtowania słupów na zachowanie się hali wystawowej. Archiwum Inżynierii Lądowej, Z.1/2007 (Artykuł przyjęty do druku).
6. Kajfasz S.: Po katastrofie hali MTK w Katowicach – wybrane problemy i uwagi. Inżynieria i Budownictwo, nr 12/2006.
7. PN-80/B-02010. Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie śniegiem. PKNMiJ, 27.06.1980.
8. Żurański J.A., Sobolewski A.: Nowa mapa obciążenia śniegiem w Polsce. Inżynieria i Budownictwo, nr 11/2002.

9. PN-EN 1991-1-3. Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-3: Oddziaływania ogólne – obciążenie śniegiem. PKN, Warszawa, październik 2005.
10. Żurański J.A.: Obciążenie śniegiem w ujęciu nowej normy PN-EN 1991-1-3:2003. Inżynieria i Budownictwo, nr 2/2005.
11. Żurański J.A.: Wpływ niektórych czynników klimatycznych i technicznych na obciążenie dachów śniegiem, LII Konferencja Krynicka – 2006. Zeszyty Naukowe Politechniki Gdańskiej, nr 602, Budownictwo Lądowe LIX, wrzesień 2006.
12. PN-80/B-02010/Az1 – Dotyczy PN-80/B-02010. Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie śniegiem. PKN, Warszawa, październik 2006.
13. Żurański J.A.: O obciążeniu śniegiem w aktualnych normach polskich. Inżynieria i Budownictwo, nr 9/2006.
14. Murzewski J.: O zapewnieniu bezpieczeństwa budynków pod dużym obciążeniem śniegiem. Inżynieria i Budownictwo, nr 9/2006.
15. Projekt budowlany pawilonu wystawowego nr 1 (opis techniczny i rysunki architektoniczno – budowlane). S.C. DECORUM, Katowice, kwiecień 1999.
16. Projekt techniczny pawilonu wystawowego nr 1 (opis techniczny i rysunki architektoniczno – budowlane). S.C. DECORUM, Katowice, wrzesień 1999.
17. Projekt wykonawczy konstrukcji stalowej dla MTK. Pawilon nr 1 (obliczenia z dnia 29.10.1999 r. i rysunki wykonawcze). EKO - TECH II, Katowice.
18. Projekt wykonawczy. Obliczenia statyczne i geometria układu. Pawilon wystawowy MTK (wykonany w dniu 3.10.2000 r.). EKO - TECH II, Katowice.
19. PN-90/B-03200. Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie. Wyd. 2. Warszawa 1994.
20. Wuwer W. i inni: Połączenia w konstrukcji hali Międzynarodowych Targów Katowickich w Chorzowie, Konferencja „Awary Budowlane 2007”.
21. Zamorowski J. i inni: Błędy w hali MTK w Chorzowie, Konferencja „Awary Budowlane 2007”.
22. Prawo budowlane. Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. Wraz ze zmianami: Dz. U. z 2006 r. Nr 156, poz. 1118 i Nr 170, poz. 1217