



ANTONI BIEGUS, *antoni.biegus@pwr.wroc.pl*  
ANDRZEJ KOWAL, *andrzej.kowal@pwr.wroc.pl*  
Politechnika Wrocławska

## KATASTROFA ŁUKOWEJ HALI O KONSTRUKCJI Z BLACH GIĘTYCH NA ZIMNO

### COLLAPSE OF A BARREL VAULT HALL MADE FROM COLD-FORMED SCHEELS

**Streszczenie** Konstrukcją nośną badanych hal jest powłoka walcowa, którą zaprojektowano z kształtowników giętych na zimno z stalowych blach grubości 1 mm – wg systemu ABM. Profilowanie poprzeczne (w „fałdy”) oraz podłużne (w łuk kołowy) kształtowników ABM odbywa się na placu budowy. Takie ustroje nośne są proponowane dla hal o rozpiętości nawet 25 m. W pracy przedstawiono analizę bezpieczeństwa 2 takich obiektów, których realizację wstrzymano oraz hal w Gdańsku i Tuszynie, które uległy katastrofie.

**Abstract** Paper describes the bearing structure shaped as a cylindrical shell, designed from cold-formed 1 mm thick steel plates, according to ABM system. The transversal shaping (folding) and longitudinal forming (a circular arch) from ABM profile is executed in situ. The structure is offered for halls with spans of up to 25 m. The work presents safety analysis of two such objects whose execution was halted and two other in Gdansk and Tuszyn that have collapsed.

### 1. Wstęp

Badane obiekty są budynkami halowymi o łukowej konstrukcji nośnej. Ustrój nośny tych hal zaprojektowano z kształtowników giętych na zimno z stalowych blach – wg systemu ABM. Producent i projektant obiektów o takiej konstrukcji proponuje ich stosowanie na ustroje nośne hal ocieplonych i nieocieplonych, o rozpiętości nawet 25 m. Zrealizowano ponad 60 takich obiektów o rozpiętości ponad 16 m, w tym ponad 20 szkolnych sal sportowych.

Nietypowa konstrukcja dachów tych obiektów [7], [8] sprawiła, iż w trakcie realizacji, na wniosek Wykonawcy, dokonano weryfikacji projektów hal i oceny bezpieczeństwa ich konstrukcji nośnej. Wykonane przez autorów referatu badania i analizy wykazały, że zaprojektowane konstrukcje dachów hal o rozpiętościach:  $l_2 = 24,50$  m (w Krzanowicach – woj. opolskie) [4] oraz  $l_3 = 24,40$  m (w Marcinowicach – woj. dolnośląskie) [5] i nie spełniają warunków stanu granicznego nośności i stanu granicznego użyteczności według aktualnych norm projektowania budowli i ich realizacja stanowiła zagrożenie katastrofą budowlaną. W związku z tym odstąpiono od realizacji sal sportowych według pierwotnych projektów [7], [8] z łukowych blach fałdowych i opracowano projekty zamienne dla tych obiektów. Opinie, w których wykazano niedostateczną nośność badanego typu hal o rozpiętościach  $l_2 = 24,50$  m i  $l_3 = 24,40$  m wykonano odpowiednio w 10.2009 r. [4] oraz w 01.2010 r. [5].

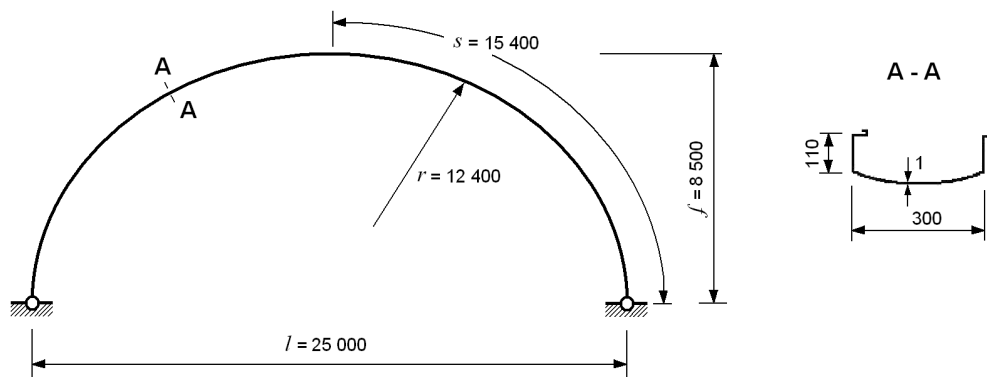
Producent i zarazem projektant badanego typu dachów nie zgadzał się z opinią przedstawioną w opracowaniach [4] i [5] i wszczął odwoławcze postępowanie sądowe. Równocześnie realizował podobne obiekty na terenie kraju (w tym szkolne sale sportowe). Między

innymi w Gdańsku zrealizowano 2 hale magazynowe o rozpiętości 25,00 m [9]. Jedna z tych bliźniaczych hal (usytuowanych obok siebie) uległa katastrofie budowlanej w dniu 16.02.2010 r. Doszło również w dniu 04.01.2010 r. do katastrofy dachu o takiej konstrukcji w Tuszynie.

## 2. Opis konstrukcji nośnej badanych hal

Konstrukcję nośną analizowanych hal stanowi stalowa powłoka walcowa o przekroju w kształcie wycinka koła. Opiera się ona przegubowo na konstrukcji wsporczej (najczęściej na żelbetowym fundamencie).

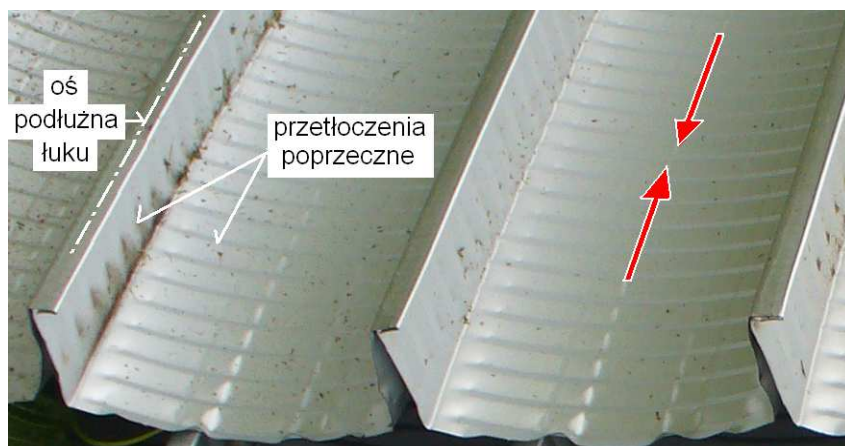
Schemat konstrukcji łukowych hal magazynowych w Gdańsku [9] pokazano na rys. 1. Parametry geometryczne ich łukowego dachu wynosiły: szerokość  $l_1 = 25,00$  m, wysokość dachu (strzałka łuku)  $f_1 = 8,50$  m oraz promień łuku  $r_2 = 12,40$  m. Analizowane w [4] i [5] obiekty miały być wielofunkcyjnymi szkolnymi salami sportowymi. Parametry geometryczne łukowego dachu hali według [7] wynosiły:  $l_2 = 24,50$  m,  $f_2 = 8,10$  m oraz  $r_2 = 13,30$  m, hali zaś według [8] wynosiły:  $l_3 = 24,40$  m,  $f_3 = 7,50$  m oraz  $r_3 = 14,30$  m.



Rys. 1. Schemat konstrukcji powłoki walcowej z kształtowników ABM

Stalową powłokę walcową dachu badanych hal zaprojektowano z giętych na zimno kształtowników ABM, które wykonano z blachy o grubości  $t = 1$  mm, ze stali S320 GD (o granicy plastyczności materiału wyjściowego  $f_{yb} = 320$  MPa). Ich przekrój poprzeczny składa się z dwóch średników (o wysokości  $h = 110$  mm), które są usztywnione u góry wygięciem poprzecznym, u dołu zaś są one połączone z półką dolną (rys. 1, 2). Zarówno średniki jak i półka dolna mają faliste przetłoczenia poprzeczne (prostopadłe do osi podłużnej kształtownika). Oś podłużna kształtownika ABM jest wygięta w łuk kołowy. Profilowanie poprzeczne (w kształcie  $\cup$ ) oraz podłużne (w łuk kołowy) kształtowników ABM odbywa się na placu budowy. Wytworzone w ten sposób kształtowniki łączy się przez zawalcowywanie krawędzi górnych sąsiadujących średników. Uzyskuje się w ten sposób powłokę walcową, o fałdowym przekroju poprzecznym. Średniki kształtowników ABM w strefie podporowej są łączone (na 2 śruby M10 klasy 5.8) z wieńcem (lub fundamentem) za pośrednictwem stalowych blach o grubości 3 mm (tzw. „piórek”).

Dachy analizowanych hal zaprojektowano jako ocieplone „od spodu”. Pod powłoką z kształtowników ABM przewiduje się zastosowanie: folii wodoprzepuszczalnej, 20 cm warstwy wełny mineralnej, folii paraizolacyjnej i blachy falistej perforowanej *Steel Waves*.



Rys. 2. Widok przekroju poprzecznego kształtownika ABM

### 3. Opis katastrofy hali magazynowej w Gdańsku

Pod koniec 2009 r. ukończono budowę 2 bliźniaczych hal magazynowych w Gdańsku. Ich ustrojem nośnym były powłoki walcowe o przekroju fałdowym – w systemie ABM.

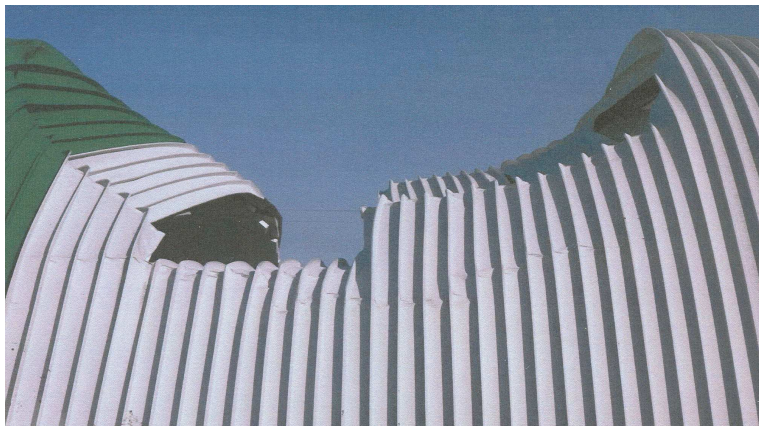
Katastrofa budowlana jednej z hal magazynowych wystąpiła w dniu 16.02.2010 r. o godzinie 13. Przed katastrofą, na dachu hali zalegała warstwa śniegu, której grubość nie przekraczała 10 cm, a więc obciążenia dachu hali śniegiem było zdecydowanie mniejsze niż prognozowane według normy śniegowej [10].

Katastrofie uległa część środkowa dachu obiektu (na szerokości około 19,0 m i długości około 20,0 m). W wyniku zawalenia się stalowej powłoki walcowej, w dachu hali powstała „dziura” o powierzchni około 400 m<sup>2</sup>. Widok hali magazynowej w Gdańsku po katastrofie pokazano na rys. 3. W czasie katastrofy w hali nikt nie przebywał.

Podobnej katastrofie budowlanej uległa hala o badanej konstrukcji w Tuszynie (rys. 4), którą wybudowano w 2003 r.



Rys. 3. Widok ogólny hali magazynowej w Gdańsku po katastrofie 16.02.2010 r.



Rys. 4. Widok zniszczonej powłoki walcowej ABM hali w Tuszynie

### 3. Analiza nośności konstrukcji i identyfikacja przyczyny katastrofy

Przyjmując w analizie statycznej model prętowy, konstrukcji dachu można przypisać schemat łuku dwuprzegubowego (rys. 1) o cienkościennym przekroju poprzecznym. W przypadku zastosowania powierzchniowego modelu ustroju (jako alternatywnego do prętowego), należy przyjąć schemat powłoki walcowej opartej z obu stron przegubowo nieprzesuwnie. Hale analizowane w [4] i [5] są zlokalizowane w 1 strefie obciążenia śniegiem oraz wiatrem. Parametry charakterystyczne tych oddziaływań według [10] i [11] wynoszą  $s_k = 0,70 \text{ kN/m}^2$  i  $q_k = 0,25 \text{ kN/m}^2$ . Obciążenia klimatyczne hal w Gdańsku (3 strefa „śniegowa” i 2 strefa „wiatrowa”) wynoszą  $s_k = 1,20 \text{ kN/m}^2$  i  $q_k = 0,35 \text{ kN/m}^2$ . W ocenie obciążenia wiatrem należy sprawdzić bezpieczeństwo konstrukcji wg zaktualizowanej normy wiatrowej [12], gdyż oddziaływania te są większe o około 30÷40% w stosunku do dotychczasowej normy [11].

Przekrój kształtownika ABM (rys. 2) jest typu cienkościennego (klasy 4). W [7]÷[9] jego efektywne charakterystyki geometryczne obliczono według [14]. Zastosowany model wyznaczenia efektywnych parametrów przekroju  $A_{ef}$ ,  $I_{ef}$ ,  $W_{ef}$ ,  $i_{ef}$  – według [14] jest niewłaściwy i obliczone charakterystyki geometryczne kształtownika ABM w [7]÷[9] są zawyżone.

Model wyznaczania charakterystyk geometrycznych przekrojów klasy 4 w [14] dotyczy ścianek płaskich oraz ścianek z przetłoczniami podłużnymi. Kształtowniki ABM mają ścianki (średniki i pas dolny) z przetłoczniami poprzecznymi, które są prostopadłe do ich osi podłużnej (na kierunku wytwężenia ustroju – rys. 2). Sprawia to, że sztywność ścianki na ściskanie jest zdecydowanie mniejsza, niż ścianki płaskiej. Tak więc przyjęty model obliczeniowy oceny parametrów  $A_{ef}$ ,  $I_{ef}$ ,  $W_{ef}$ ,  $i_{ef}$  w [7]÷[9] jest niepoprawny. Ponadto w [7]÷[9] przyjęto schematy średników i półek górnych przekroju jako pasm podpartych obustronnie, co nie odpowiada rzeczywistości, gdyż są one jednostronnie zamocowane w sposób podatny.

Z uwagi na nietypowość geometrii kształtownika ABM (a także braku propozycji literaturowych) jego sztywności i nośność należałoby wyznaczyć doświadczalnie, lub ocenić numerycznie metodą elementów skończonych – zgodnie z [18] stosując przynajmniej analizę geometrycznie nieliniową z wstępnymi imperfekcjami geometrycznymi (GMNA).

W obliczeniach statyczno-wytrzymałościowych konstrukcji można stosować:

- analizę statyczną I rzędu (bez uwzględnienia wpływu przemieszczeń na siły wewnętrzne w ustroju) – wówczas w ocenie nośności jej elementów ściskanych należy uwzględnić współczynnik wybożenia  $\varphi$  i korzystać ze wzoru:

$$\frac{N}{\varphi N_{Rc}} + \frac{M + \Delta M}{M_R} \leq 1 \quad (1)$$

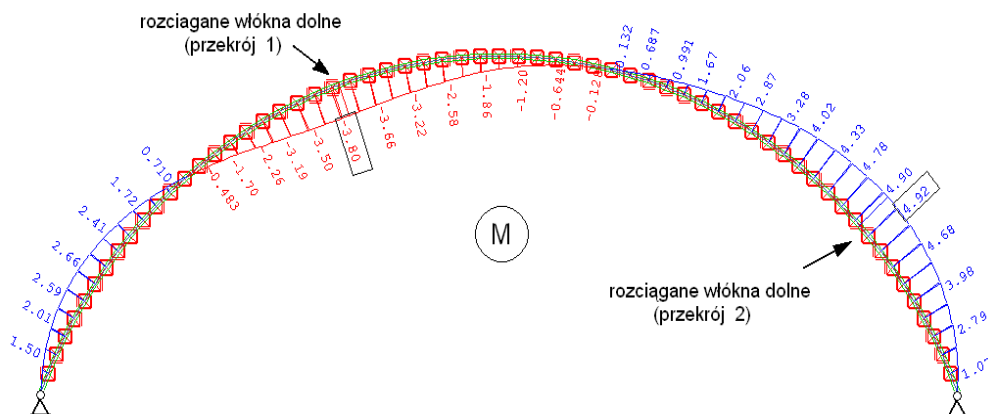
(w (1) zastosowano oznaczenia według [14]),

- analizę statyczną II rzędu (z uwzględnieniem wpływu przemieszczeń na siły wewnętrzne w ustroju) – wówczas w ocenie nośności jej elementów według (1) nie uwzględnia się współczynnika wyboyczeniowego  $\varphi$ .

Cienkościenny charakter przekroju poprzecznego konstrukcji z kształtowników ABM oraz jej stosunkowo mała sztywność sprawia, iż najwierniejsze odwzorowanie jej wyteżenia i zachowania („pracy”) można uzyskać stosując model obliczeniowy według teorii II rzędu, który uwzględni zanikającą pod obciążeniem sztywność ustroju [2], [3].

W ocenie bezpieczeństwa badanych konstrukcji wykonano obliczenia statyczno-wytrzymałościowe według teorii I rzędu [4], [5] oraz według teorii II.

W [7]÷[9] siły wewnętrzne w konstrukcji wyznaczono stosując prętowy model analizy i obliczenia wykonano według teorii I rzędu. Taki sam model obliczeniowy przyjęto w [4] i [5], otrzymując zbliżone (jakościowo) do obliczonych w [7]÷[9] wartości sił wewnętrznych. Momenty zginające w pojedynczym kształtowniku ABM pokazano na rys. 5.



Rys. 5. Rozkład momentów zginających w pojedynczym kształtowniku ABM

W [7]÷[9] dokonano niepoprawnej oceny wyteżenia konstrukcji, gdyż nie uwzględniono w obliczeniach we wzorze (1) współczynnika wyboyczeniowego  $\varphi$  (analizowano jedynie nośność przekrojów krytycznych, a nie sprawdzono nośności elementu na wyboyczenie).

Wykonane poniżej analizy mają na celu zilustrowanie błędów oceny bezpieczeństwa konstrukcji w [7]÷[9]. W celu identyfikacji zasadniczej przyczyny niedostatecznej nośności konstrukcji przyjęto charakterystyki geometryczne kształtowników ABM (są one błędne, zawyżone – w świetle wcześniejszych uwag) oraz siły wewnętrzne wg [8], które wynoszą:

- przekrój 1 (rys. 5), w którym rozciągane są włókna dolne kształtownika:  $A_{ef,1} = 4,751 \text{ cm}^2$ ,  $I_{ef,1} = 126,032 \text{ cm}^4$ ,  $W_{ef,1} = 14,871 \text{ cm}^3$ ,  $i_{ef,1} = 5,15 \text{ cm}$ ,  $M_1 = 3,23 \text{ kNm}$ ,  $\Delta M_1 = 0,003 \text{ kNm}$ ; nośność przekroju na: ściskanie  $N_{Rc,1} = 138,21 \text{ kN}$ , zginanie  $M_{R,1} = 4,326 \text{ kNm}$ ,
- przekrój 2 (rys. 5), w którym rozciągane są włókna górne kształtownika:  $A_{ef,2} = 4,162 \text{ cm}^2$ ,  $I_{ef,2} = 92,369 \text{ cm}^4$ ,  $W_{ef,2} = 14,279 \text{ cm}^3$ ,  $i_{ef,2} = 4,711 \text{ cm}$ ,  $M_2 = 3,57 \text{ kNm}$ ,  $\Delta M_2 = 0,19 \text{ kNm}$ ; nośność przekroju na: ściskanie  $N_{Rc,2} = 121,07 \text{ kN}$ , zginanie  $M_{R,2} = 4,153 \text{ kNm}$ .

Wg [6], dla dwuprzegubowego łuku kołowego i wyniosłości  $f/l = 7,5/24,40 = 0,31$  współczynnik długości wybocheniowej  $\mu = 1,08$ . Długość połowy łuku  $s = 1540$  cm. Długość wybocheniowa łuku  $l_e = \mu \cdot s = 1,08 \cdot 1540 = 1641,6$  cm. Smukłość rzeczywista powłoki wynosi:

$$\lambda_1 = \frac{l_e}{i_1} = \frac{1641,6}{5,15} = 318,7.$$

Współczynnik długości wybocheniowej obliczony według [14] (dla krzywej wybocheniowej c oraz parametru imperfekcji  $n = 1,2$ ) wynosi

$$\varphi_1 = (1 + \bar{\lambda}^{2n})^{-\frac{1}{n}} = (1 + 4,96^{2 \cdot 1,2})^{-\frac{1}{1,2}} = 0,04.$$

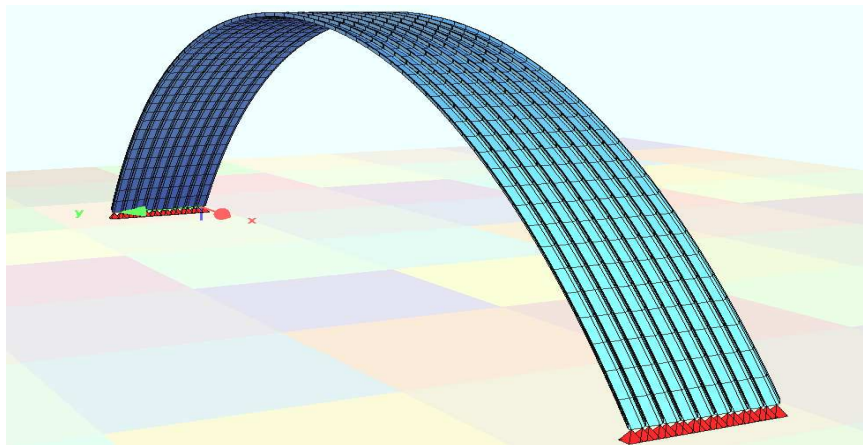
W ocenie nośności łuku fałdowego wg wzoru (1) należy przyjąć maksymalną siłę osiową, która wynosi  $N_1 = 10,842$  kN. Wyężenia konstrukcji w przekrojach krytycznych wynoszą

$$\frac{N_1}{\varphi N_{Rc,1}} + \frac{M_1 + \Delta M_1}{M_{R,1}} = \frac{10,842}{0,04 \cdot 138,21} + \frac{3,23 + 0,003}{4,326} = 2,70 > 1,0 \text{ – rozciągane włókna dolne,}$$

$$\frac{N_2}{\varphi N_{Rc,2}} + \frac{M_2 + \Delta M_2}{M_{R,2}} = \frac{10,842}{0,04 \cdot 121,07} + \frac{3,57 + 0,19}{4,153} = 3,14 > 1,0 \text{ – rozciągane włókna górne.}$$

Z wykonanej analizy wynika, że konstrukcja nie spełnia warunku wytrzymałości. Przekroczenie nośności w przekroju 2 wynosi 214%. Podstawową przyczyną niedostatecznej nośności konstrukcji jest bardzo duża smukłość powłoki ( $\lambda_2 = 318,7$ ). Zawyżona ocena nośności w [7]÷[9] wynika głównie z nie sprawdzenia jej na wybochenie. Ponadto nie jest też spełniony stan graniczny użyteczności dachu, gdyż jego ugięcie wynosi 30,8 cm, co znacznie przekracza wartość graniczną, która wynosi  $y_{gr} = l/250 = 2450/250 = 9,8$  cm.

Wykonano dodatkowo analizę statyczno-wytrzymałościową badanej konstrukcji przyjmując jej model powłokowy (rys. 6).



Rys. 6. Wizualizacja powłokowego modelu obliczeniowego konstrukcji z kształtowników ABM

W tych obliczeniach przyjęto odpowiednio zredukowaną sztywność półki dolnej kształtownika ABM w kierunku podłużnym i zwiększoną jego sztywność w kierunku poprzecznym. W celu wyeliminowania dystorsyjnego modelu zniszczenia zastosowano podpory poprzeczne, w każdym węźle powłoki. W obliczenia uwzględniono geometryczną i materiałową nieliniowość konstrukcji (GMNA). W przypadku łuku o rozpiętości 24,0 m największy mnożnik statecznego obciążenia wynosił 0,55, czyli współczynnik wyężenia konstrukcji wynosi  $1/0,55 = 1,8 > 1,0$ . Szczegółowe wyniki tych analiz zostaną omówione na konferencji.

#### 4. Uwagi i wnioski końcowe

Wykonane badania i analizy 3 hal z blach giętych na zimno, wykazały że konstrukcje te (o rozpiętościach 24÷25 m) nie spełniały warunków bezpiecznej eksploatacji gdyż:

- nośność kształtowników ABM (które są ich głównym ustrojem nośnym) jest za mała do przeniesienia prognozowanych obciążeń (nie jest spełniony stan graniczny nośności),
- sztywność powłoki jest niedostateczna (nie jest spełniony stan graniczny użyteczności).

W obliczeniach statyczno-wytrzymałościowych w [7]÷[9] przyjęto model obliczeniowy efektywnych charakterystyk geometrycznych przekroju według [14], który jest niewłaściwy dla kształtowników ABM – stąd obliczone parametry  $A_{ef}$ ,  $I_{ef}$ ,  $W_{ef}$ ,  $i_{ef}$  są zawyżone.

Zasadniczą przyczyną katastrofy hali magazynowej w Gdańsku była jej niedostateczna nośność. W obliczeniach w [9] oraz [7] i [8] dokonano błędnej oceny wyężenia konstrukcji, gdyż nie sprawdzono nośności powłoki na wyobczenie (sprawdzono jedynie nośność przekrojów krytycznych) a także przyjęto zawyżoną o 10% wartość wytrzymałości obliczeniowej stali (nie uwzględniono materiałowego współczynnika bezpieczeństwa  $\gamma_s = 1,10$ ).

W projektach badanych hal łukowych występują również liczne błędy konstrukcyjne. Między innymi w dachu hal zastosowano otwory wentylacyjne (wycinając całą półkę dolną kształtownika ABM) a także otwory na świetliki (okna). Osłabiono w ten sposób ustrój nośny dachu, gdyż nie zastosowano „wymianów” lub innej konstrukcji wzmacniającej jej nieciągłość. O niedostatecznej nośności są również połączenia łuków fałdowych z podporą.

Konstrukcje z blach profilowanych na zimno (o cienkich ściankach) są szczególnie wrażliwe na imperfekcje geometryczne ich osi podłużnych [2], [3]. Ściskające wyężenie dobrze przenoszą łuki wykonane z betonu, cegły i kamienia, a nieduże ich smukłości sprawiają, iż są one mało wrażliwe na imperfekcje ich osi podłużnej. W przypadku stalowych, łukowych blach fałdowych (łączyjących cechy pręta i powłoki) skutki występowania imperfekcji mają duży wpływ na ich nośność [3]. Suchodoła w [20] wykazał teoretycznie i doświadczalnie, że wstępne, losowe imperfekcje osi, o kształcie niesymetrycznej postaci wyobceniowej łuku, w istotny sposób zmniejszają nośność graniczną łukowych blach fałdowych. W świetle przyjętej technologii realizacji tych konstrukcji (profilowanie kształtowników ABM na budowie) w ich analizie statycznej należy uwzględniać wstępne losowe imperfekcje osi podłużnych, o kształcie niesymetrycznej postaci wyobceniowej ustroju. Z przeprowadzonych wywiadów wynika, że Inspektor Nadzoru hali w Gdańsku stwierdził (przed katastrofą tj. 14.12.2009 r.) występowanie dużych ugięć (o charakterze losowym) paneli ABM w strefie przyświetlikowej. Można przypuszczać, że były one przyczyną obniżenia nośności dachu hali.

Należy zwrócić uwagę, że ocenę nośności ściskanych i zginanych prętów z kształtowników i blach profilowanych na zimno według Eurokodu 3 [18] przeprowadza się ze wzoru:

$$\left( \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \right)^{0,8} + \left( \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \right)^{0,8} \leq 1,0, \quad (2)$$

(w (2) zastosowano oznaczenia wg [18]). Z uwagi na wrażliwość na efekty drugiego rzędu oraz losowe imperfekcje w (2) zarówno wyężenie od ściskania jak wyężenie od zginania jest amplifikowane wykładnikiem potęgowym 0,8.

W świetle w/w wniosków należy stwierdzić, że hale z kształtowników ABM (o badanych rozpiętościach) nie spełniają warunków bezpieczeństwa wg aktualnych norm projektowania. Z informacji na stronie internetowej producenta wynika, że w Polsce zrealizowano wiele obiektów o takiej konstrukcji. Powinny one być pilnie zweryfikowane, gdyż ich użytkowanie bez wykonania ewentualnych wzmocnień i rekonstrukcji może skutkować katastrofami budowlanymi. Dodatkowym problem tych obiektów jest ich trwałość korozyjna.

### Literatura

1. Biegus A.: *Stalowe budynki halowe*, Arkady, Warszawa 2003.
2. Biegus A.: *Nośność graniczna ściskanych blach fałdowych*, Prace Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej Monografie nr 38/18, Wrocław 1983.
3. Biegus A.: *Analiza statyczno-wytrzymałościowa łukowych blach fałdowych*, *Konstrukcje Stalowe* nr 6/2003.
4. Biegus A.: *Ocena nośności dachu wielofunkcyjnej sali sportowej w Krzanowicach*, 25.10.2009 r.
5. Biegus A., Kowal A.: *Ocena nośności konstrukcji sali sportowej przy Gimnazjum Publicznym w Marcinowicach*, 14.01.2010 r.
6. DIN 18800:1990 *Stahlbauten, Stabilitätsfalle, Knicken von Stäben und Stabwerken*.
7. Gierczak A., Butkiewicz K.: *Projekt budowlany sali sportowej z zapleczem socjalnym przy Publicznym Gimnazjum w Marcinowicach*, Śląskie Konsorcjum Ekologiczne sp. z o.o., Katowice, ul. Korfantego 125a.
8. Gierczak A., Butkiewicz K.: *Projekt budowlany wielofunkcyjnej sali sportowej w Krzanowicach ABM – branża – konstrukcja*, Śląskie Konsorcjum Ekologiczne sp. z o.o., Katowice, ul. Korfantego 125a.
9. Kuśnierewicz M., Kita Sz.: *Projekt budowlany hali magazynowej ELMOR S.A. w Gdańsku*, Śląskie Konsorcjum Ekologiczne sp. z o.o., Katowice, ul. Korfantego 125a.
10. PN-80/B-02010/Az:2006 *Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie śniegiem*.
11. PN-77/B-02011 *Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie wiatrem*.
12. PN-B-02011:1977/Az1:2009 *Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie wiatrem*.
13. PN-90/B-03200. *Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie*.
14. PN-B-03207:2002 *Konstrukcje stalowe. Konstrukcje z kształtowników i blach profilowanych na zimno. Projektowanie i wykonanie*.
15. PN-B-06200:2002. *Konstrukcje stalowe budowlane. Warunki wykonania i odbioru. Wymagania i badania*.
16. PN-EN 1991-1-3:2006 *Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-3: Oddziaływania ogólne – Obciążenie śniegiem*.
17. PN-EN 1991-1-4:2008 *Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje Część 1-4: Oddziaływania ogólne – Oddziaływania wiatru*.
18. PN-EN 1993-1-3: 2008 *Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-3: Reguły ogólne. Reguły uzupełniające dla konstrukcji z kształtowników i blach profilowanych na zimno*.
19. PN-EN 1993-1-5: 2008 *Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-5: Blachownice*.
20. Suchodoła M.: *Wpływ styków paneli i imperfekcji geometrycznych na nośność przykryć łukowych z blach profilowanych*. Praca doktorska, Politechnika Krakowska, 2006.