



Prof. dr hab. inż. Antoni BIEGUS, *antoni.biegus@pwr.wroc.pl*
Prof. dr hab. inż. Kazimierz RYKALUK, *kazimierz.rykaluk@pwr.wroc.pl*
Politechnika Wrocławska

PROBLEMY KONSTRUKCYJNE I STATYCZNO-WYTRZYMA- ŁOŚCIOWE PROJEKTOWANIA HAL O DUŻEJ ROZPIĘTOŚCI W ASPEKCIE KATASTROFY W CHORZOWIE

CONSTRUCTIONAL AND STATIC-STRENGTH PROBLEMS OF DESIGN OF LONG -SPAN BUILDING HALLS IN ASPECT OF CHORZOW CATASTROPHE

Streszczenie W pracy zwrócono uwagę na dwa podstawowe problemy, które należy brać pod uwagę podczas projektowania hal o dużych rozpiętościach przęseł. Są nimi bezpieczeństwo i ekonomika. Podano podstawy pół-probabilistycznej metody wymiarowania konstrukcji stalowych. Omówiono odpowiednie zalety i wady różnych schematów statycznych, rodzajów przekrojów poprzecznych ustrojów nośnych oraz gatunków stali. Szczególną uwagę poświęcono zasadom stosowania niezbędnych stężeń hal oraz ich obliczaniu.

Abstract The basic problems which have to be considered in design procedure of long-span building halls have been pointed out. There are safety conditions and economics. The basics of semiprobabilistic methods of dimensioning of steel structures have been given. The appropriate advantages and disadvantages of different static schemes, kinds of cross-sections of structural elements and grades of structural steel as well have been discussed. A particular attention has been paid to the both calculation and rules of necessary bracings' application in the considered hall buildings.

1. Wstęp

W literaturze technicznej w ostatnich latach zaczęto stosować termin „hala wielkopowierzchniowa”, jednak nie można spotkać ilościowego kryterium dotyczącego rozgraniczenia hal na mało- i wielkopowierzchniowe. I tu należy od razu podkreślić, że sama wielkość powierzchni nie może być wystarczająca do określenia jakiejś cechy istotnej dla konstrukcji, podobnie jak w mostach nie jest istotną cechą długość całkowita. Ważniejszy jest podział hal z uwagi na rozpiętość przęsła przekrycia dachowego, ale i w tym przypadku należy dodatkowo odnieść się do systemu konstrukcyjnego głównego ustroju nośnego [1, 2].

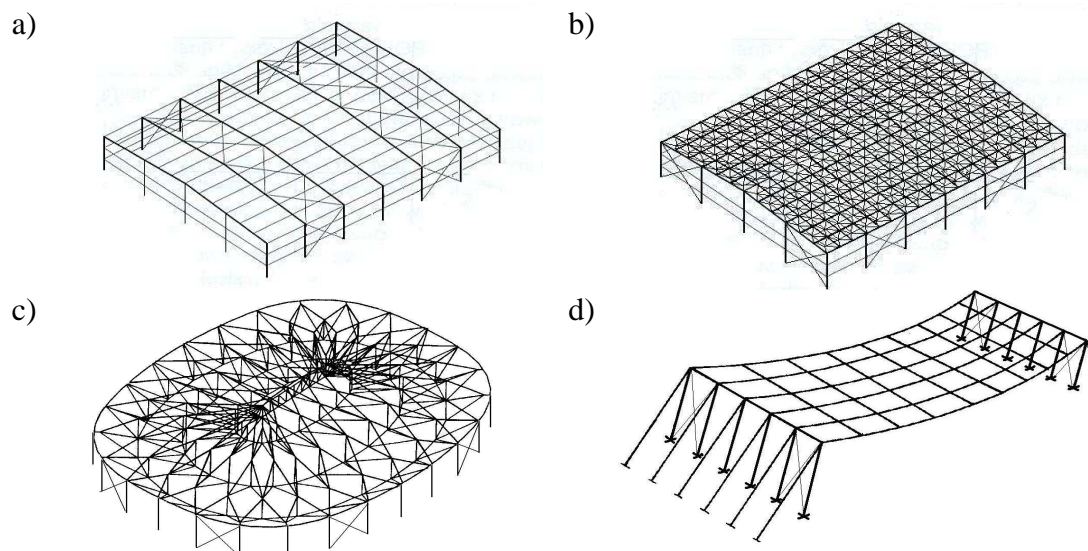
Wśród systemów konstrukcyjnych hal o dużych rozpiętościach możemy wyróżnić:

- a) płaskie układy poprzeczne (rys. 1a),
- b) struktury przestrzenne (rys. 1b),
- c) kopuły prętowe (rys. 1c),
- d) płaskie dźwigary ciągnowe (rys. 1d).

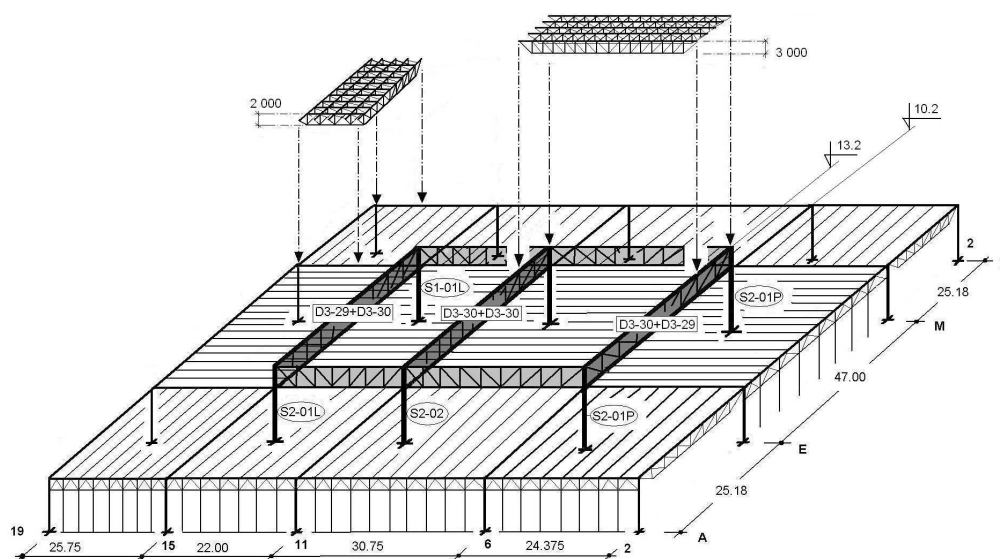
W każdym z tych systemów można przeprowadzić bardziej szczegółowe podziały, np. ze względu na sposób podparcia (przegubowe, sztywne), czy zastosowane przekroje elementów (kratowe, pełnościennie).

Każdy z w/w systemów konstrukcyjnych ma swoje zalety i wady. Należy jednak tak je projektować, aby charakteryzowały się możliwie największą liczbą elementów powtarzalnych, co nie tylko zmniejsza koszty wytwarzania i montażu konstrukcji [3], ale też ułatwia obliczanie i weryfikowanie obliczeń oraz poprawności konstruowania. Jeżeli natomiast układ nośny jest asymetryczny (rys. 2), to wtedy niepotrzebnie są generowane dodatkowe momenty skręcające, które powinny być przejęte, albo przez główne ustroje nośne, albo przez układ stężeń. W przypadku, gdy układ konstrukcyjny nie jest przygotowany na dodatkowe skutki asymetrii, to jest bardziej wrażliwy na ponadnormatywne przeciążenia, np. od opadów śniegu, czy też nieodpowiedniego (jednostronnego) odśnieżania. Jest to szczególnie ważne w halach z lekką obudową i wysokim stopniem wykorzystania nośności elementów konstrukcyjnych.

Ze względu na rozległość tematyki ustrojów nośnych hal o dużych rozpiętościach, ograniczono się tylko do najczęściej stosowanych konstrukcji z poprzecznymi układami nośnymi. Z rozeznania literaturowego wynika, że duża rozpiętość L przęsła ramy stalowej, to $L \geq 36$ m. Hala o dużej rozpiętości, tak jak każda konstrukcja budowlana, powinna spełniać podstawowe wymagania dotyczące: niezawodności, funkcjonalności i efektywności [4].



Rys. 1. Rodzaje ustrojów nośnych hal



Rys. 2. Schemat ustroju konstrukcyjnego hali MTK w Chorzowie

2. Bezpieczeństwo i niezawodność konstrukcji

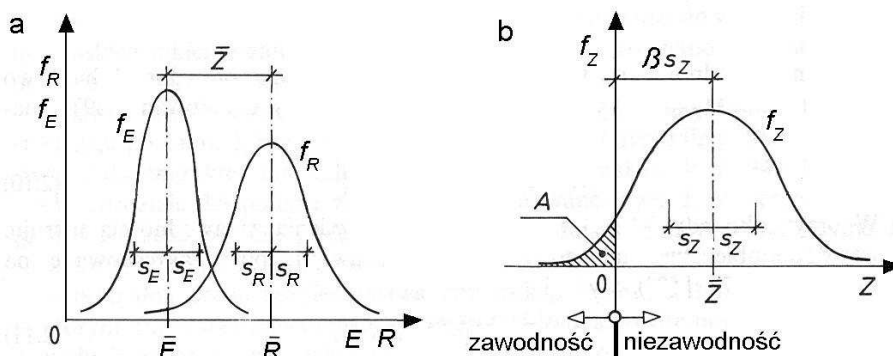
Bezpieczeństwo konstrukcji jest zdefiniowane w dziale V prawa budowlanego [5], zatytułowanym „bezpieczeństwo konstrukcji”. W § 204 prawa znajdują się 2 ustępy, a mianowicie:

1. „Konstrukcja budynku powinna spełniać warunki zapewniające nieprzekroczenie stanów granicznych nośności oraz stanów granicznych przydatności do użytkowania w żadnym z jego elementów i w całej konstrukcji.”
2. „Warunki bezpieczeństwa, o których mowa w ust. 1, uznaje się za spełnione, jeżeli konstrukcja ta odpowiada Polskim Normom projektowania i obliczania konstrukcji.”

Powstaje jednak pytanie, jak należy interpretować spełnienie normowych warunków bezpieczeństwa. Czy jest to pewność bezwzględna, czy z określonym stopniem bezpieczeństwa. Aby odpowiedzieć na to pytanie konieczne jest jeszcze określenie żywotności budowli. Z obserwacji życia wiadomo, że nie ma rzeczy niezniszczalnych bezwzględnie. Wszystko, a więc i każda konstrukcja budowlana, ulega deterioracji. Jej postęp może być różny.

Postawione zagadnienie należy rozpatrywać w kategoriach pojęcia szerszego niż bezpieczeństwo, jakim jest niezawodność konstrukcji. Przez niezawodność konstrukcji rozumiemy odpowiednio założone prawdopodobieństwo przetrwania, czyli okres bezawaryjnego przeniesienia obciążeń. Zjawisko należy rozpatrywać zarówno w ujęciu wytrzymałościowym (pęknięcie kruche lub zmęczeniowe elementu, uplastycznienie przekroju, utrata stateczności), jak i sztywnościowym (ugięcia, drgania), a także losowym.

Czas przetrwania budowli zależy od jej przeznaczenia (konstrukcje tymczasowe – 10 lat, budynki – 50 lat, budowle monumentalne oraz mosty – 100 lat, zapory – 500 lat) i jest określony w przepisach normowych [6]. Natomiast prawidłowy zapas bezpieczeństwa ustala się na podstawie rachunku prawdopodobieństwa, mając z danych statystycznych rozkłady gęstości prawdopodobieństwa obciążeń (a tym samym efektu ich działań E - sił przekrojowych) i wytrzymałości (a tym samym nośności R).



Rys. 3. Schemat analizy losowej funkcji stanu granicznego

Jeżeli rozkłady gęstości prawdopodobieństw efektów działania obciążeń $f(E)$ i nośności konstrukcji $f(R)$ są typu normalnego (rys. 3a), gdzie \bar{E} i \bar{R} są wartościami centralnymi rozkładów, zaś s_E i s_R są ich odchyleniami standardowymi, to różnica wartości średnich

$$\bar{Z} = \bar{R} - \bar{E}, \quad (1)$$

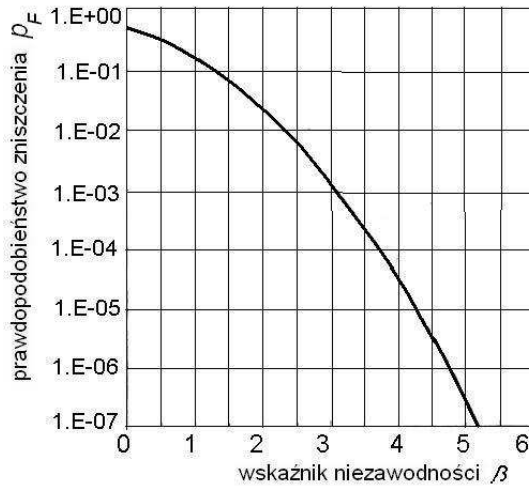
ma również rozkład normalny Gaussa (rys. 3b) o odchyleniu standardowym

$$s_Z = \sqrt{s_R^2 + s_E^2}. \quad (2)$$

Wskaźnik niezawodności Cornella

$$\beta = \frac{\bar{Z}}{s_Z}, \quad (3)$$

przyjmuje się tak, aby awaryjność konstrukcji A (pole zakreskowane na rys. 3b) miała założone prawdopodobieństwo. W Eurokodzie 3 [7] przyjęto, że dla okresu użytkowania konstrukcji wynoszącego 50 lat wskaźnik $\beta = 3,8$, co odpowiada prawdopodobieństwu zniszczenia $p_F = 0,7 \cdot 10^{-4}$. Im większy jest wskaźnik β , tym awaryjność jest mniejsza, jak to pokazano na rys. 4. Zmiana wskaźnika β o 0,5 odpowiada w przybliżeniu zmianie p_F o jeden rząd.



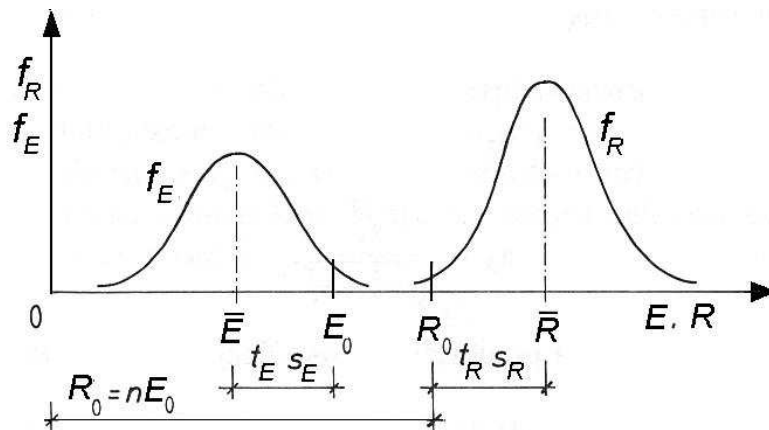
Rys. 4. Wykres prawdopodobieństwa zniszczenia w funkcji wskaźnika niezawodności

Wymiarowanie konstrukcji stalowych (ustalenie przekrojów poprzecznych jej elementów) przeprowadza się obecnie metodą stanów granicznych, czyli na podstawie wartości obliczeniowych E_o i R_o , rozumianych jako ich odpowiednie kwantyle (rys. 5), które oblicza się np. z następujących zależności

$$E_o = \bar{E} + t_E s_E, \quad (4)$$

$$R_o = \bar{R} - t_R s_R. \quad (5)$$

gdzie t_E i t_R są wskaźnikami tolerancji odpowiednio obciążenia i nośności.



Rys. 5. Schemat analizy bezpieczeństwa w metodzie stanów granicznych

Parametry t_E i t_R uzależnia się od wskaźnika niezawodności β następująco [8, 9]

$$t_E = \frac{s_E}{\sqrt{s_E^2 + s_R^2}} \beta = \alpha_E \beta, \quad (6)$$

$$t_R = \frac{s_R}{\sqrt{s_E^2 + s_R^2}} \beta = \alpha_R \beta. \quad (7)$$

Współczynniki α_E i α_R zależą od stosunku s_E/s_R , ale znajdują się w przedziale $0,7 \div 0,8$. W celu uproszczenia obliczeń przyjęto w [6], że $\alpha_E = 0,7$ i $\alpha_R = 0,8$.

W metodzie stanów granicznych globalny współczynnik bezpieczeństwa

$$n = \frac{R_o}{E_o}, \quad (8)$$

można zapisać za pomocą iloczynu częściowych współczynników [8] γ_F i γ_M , odnoszących się odpowiednio do obciążenia i nośności, przy czym

$$\gamma_F = \frac{1 + \beta \alpha_E s_E \bar{E}}{1 + t_E s_E \bar{E}}, \quad (9)$$

$$\gamma_M = \frac{1 - t_R s_R \bar{R}}{1 - \beta \alpha_R s_R \bar{R}}. \quad (10)$$

Jeżeli siła wewnętrzna jest wywołana przez j obciążeń, z których każde ma współczynnik obciążenia γ_{Fj} , to warunek bezpieczeństwa ustroju zapisuje się ostatecznie w postaci deterministycznej

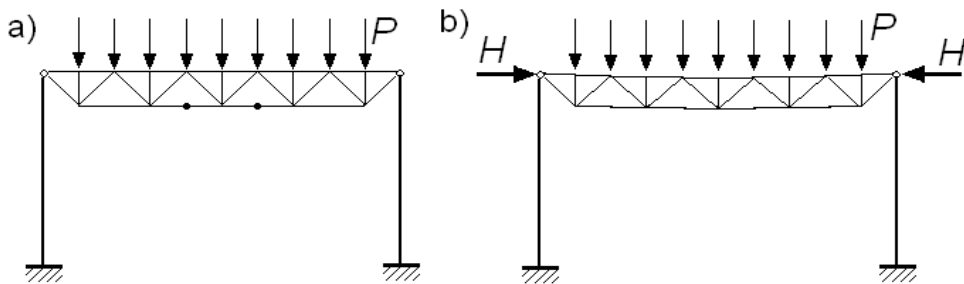
$$\sum \gamma_{Fj} E_j \leq R_i / \gamma_{Mi}, \quad (11)$$

gdzie E_j i R_i oznaczają odpowiednio specyfikowane: j -ty efekt obciążenia oraz specyfikowaną i -tą nośność (resistance), tzn. ustaloną na podstawie specyfikowanej wytrzymałości f_y .

Za pomocą wzoru (11) sprawdzamy w konstrukcji bezpieczeństwo poszczególnych elementów krytycznych, którymi są: przekroje poprzeczne prętów, pręty (belki, słupy, pręty kratownic, ciągnia), węzły (połączenia prętów ze sobą, styki montażowe prętów).

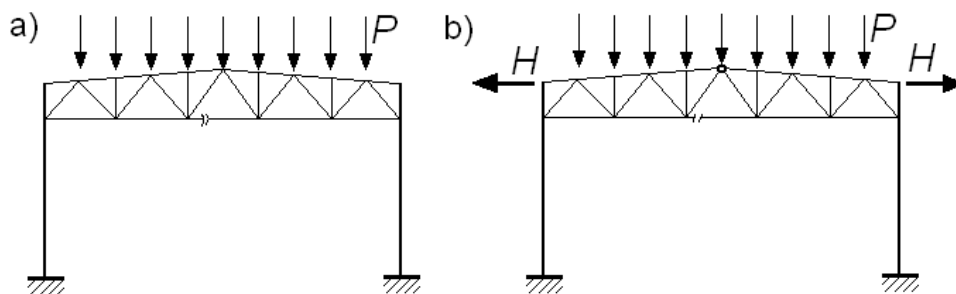
Bezpieczeństwo całego ustroju zależy zarówno od liczby jego elementów krytycznych, jak i od schematu statycznego. Ustrój statycznie wyznaczalny, o szeregowym modelu niezawodności ulega awarii, gdy zostanie wyczerpana nośność, chociaż 1. elementu krytycznego (np. dowolnego pręta lub węzła wolnopodpartej kratownicy). Jego minimalny krytyczny zbiór elementów krytycznych (*MKZ*) jest o liczebności $l = 1$, a nośności decyduje element krytyczny o największym wyężeniu. W aspekcie niezawodności korzystniejsze są konstrukcje statycznie niewyznaczalne, o równoległym modelu niezawodnościowym, których *MKZ* jest o liczebności $l > 1$. Ulegają one awarii wtedy, gdy zostaną zniszczone wszystkie elementy krytyczne tworzące ich mechanizm zniszczenia. Dochodzi wówczas do wagowego zsumowania się nośności elementów krytycznych. Do oceny bezpieczeństwa ustroju konieczna jest zatem znajomość ścieżek równowagi statycznej każdego elementu krytycznego, które zależą od stanu materiału (sprężysto-plastyczny, kruchy). Od zachowania się materiału w miejscu krytycznym, a także od geometrii ustroju, mogą znacząco zależeć skutki awarii.

Weźmy pod uwagę ustrój ramowy z ryglem kratowym, połączonym przegubowo nieprzesuwnie ze słupami (rys. 6). Jeżeli materiał ma odpowiednio wystarczającą ciągliwość, wymaganą przez normę [7], a najbardziej wyężonymi elementami są obydwa pręty środkowe pasa rozciąganego (na rys. 6a zaznaczone są one za pomocą kropek), to wyczerpanie nośności przynajmniej jednego z tych prętów zamienia kratownicę w mechanizm, ale taka sytuacja nie oznacza natychmiastowej katastrofy, gdyż wydłużone plastycznie pręty krytyczne spowodują zamianę rygla w ustrój ciągnowy (rys. 6b), pod warunkiem, że połączenia przegubowe rygla ze słupami oraz same słupy są przygotowane na przejście reakcji poziomej H .

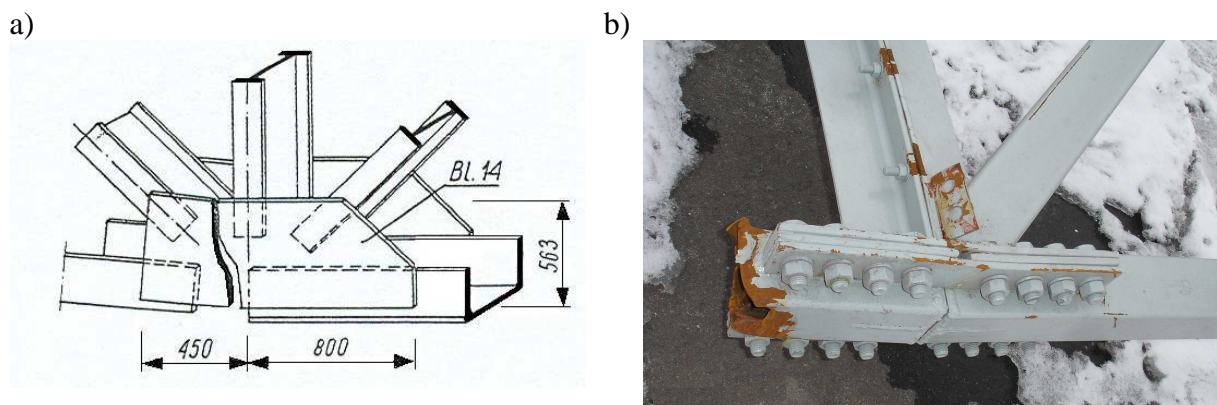


Rys. 6. Schemat ustrój z ryglem kratowym połączonym przegubowo-nieprzesuwnie ze słupami

Drugi przykład ilustruje możliwe zachowanie się rygla kratowego z nachylonym pasem górnym (rys. 7a), w którym pewna strefa materiału blachy węzłowej została przeprowadzona ze stanu ciągliwego w stan kruchy wskutek wywołania dużego spiętrzenia naprężeń (rys. 8a [10] i 8b [11]). Przerwanie rozciąganego pasa dolnego powoduje powstanie ustrój z przegubem środkowym górnym (rys. 7b). Natychmiastowa katastrofa może nie nastąpić pod warunkiem, że słupy będą przygotowane na przejście rozporu H .



Rys. 7. Schemat ustrój z ryglem kratowym połączonym sztywno ze słupami

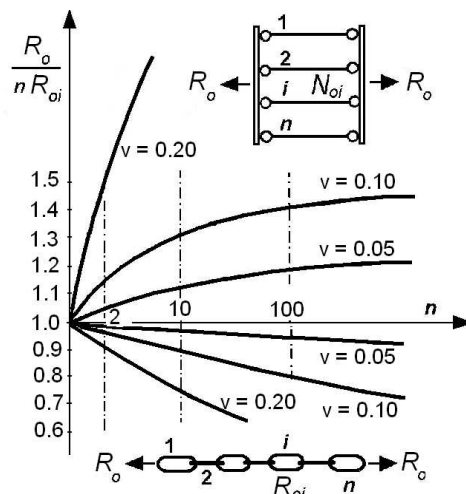


Rys. 8. Uszkodzony pas rozciągany kratownicy w hali: a) opisanej w [10], b) MTK w Chorzowie

W celu wyznaczenia bezpieczeństwa całej konstrukcji nośnej obiektu, należy ustalić jego globalny model niezawodnościowy. Można w nim wyróżnić n elementów krytycznych, z których każdy i -ty ma określoną swoją awaryjność a_i . Najprościej analizuje się bezpieczeństwo w przypadku, gdy ustroje nośne są jednakowe w całym obiekcie (np. tylko układy poprzeczne), co nie zawsze można spotkać w konstrukcji realnej. Dla układów realnych buduje się globalny model mieszany, oparty na dwóch modelach podstawowych – szeregowym i równoległym [8]. Układy konstrukcyjne o modelu szeregowym są bardziej podatne na awarię niż ustroje o modelu równoległym (rys. 9). Z praktyki natomiast wiadomo, że skutek awarii ma wtedy także większy zasięg. Dla zróżnicowanych awaryjności poszczególnych elementów krytycznych należy obliczyć współczynnik zmienności nośności

$$V_R = \frac{S_R}{R}, \quad (12)$$

a następnie skorzystać z wykresów nośności globalnej R_o dla układu o n elementach (rys. 9), podanych w pracy [12]. Cechą charakterystyczną układu o n elementach krytycznych połączonych szeregowo jest statystyczne osłabienie konstrukcji, tym większe im większa jest niejednorodność poszczególnych nośności i im większe jest n . Natomiast dla układu połączonego równoległe następuje statystyczne wzmocnienie, tym większe im większa jest niejednorodność nośności i im większe jest n .

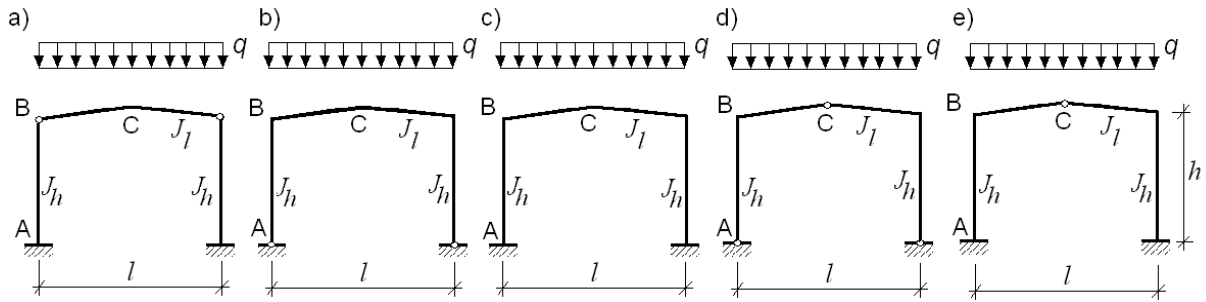


Rys. 9. Zmiana parametru bezpieczeństwa konstrukcji w funkcji liczby elementów krytycznych

3. Dobór układu konstrukcyjnego

3.1. Schemat statyczny

W halach z poprzecznymi ramami nośnymi o dużej rozpiętości przęsła l i stosunkowo nie-dużej wysokości obiektu h (rzędu $0,25l$ i mniej) więcej problemów techniczno-ekonomicznych przysparza zaprojektowanie rygła, który spełniałby normowe warunki stanu granicznego nośności i użytkowości oraz równocześnie miał racjonalny koszt wykonania warsztatowego i montażu. Stąd też dużą rolę w ekonomicznym projektowaniu konstrukcji odgrywa dobór odpowiedniego schematu statycznego. Spośród 5-ciu schematów statycznych ramy (rys. 10) nie są konkurencyjne dwa ostatnie (rys. 10d, e), ze względu na znacznie większe ugięcia rygła niż w pozostałych trzech schematach (rys. 10a, b, c).



Rys. 10. Schematy statyczne ram jednonawowych

Jeżeli uprości się zagadnienie, przyjmując rygiel poziomy prostoliniowy o momencie bezwładności J_l oraz, że wszystkie pręty rami są pryzmatyczne, to za pomocą parametru

$$k = \frac{J_l \cdot h}{l \cdot J_h}, \quad (13)$$

gdzie J_h jest momentem bezwładności słupa, można wyrazić momenty zginające i ugięcia rygli w poszczególnych ramach [13] w postaci

$$M_i = k_M \frac{ql^2}{8}, \quad f_c = k_f \frac{5ql^4}{384EJ_l}, \quad (14)$$

gdzie i oznacza punkt obliczeniowy A, B lub C odpowiednio w zamocowaniu słupa w fundamencie, w węźle narożnym rami oraz w środku rozpiętości rygla (rys. 10).

Współczynniki k_M i k_f dla wybranych wartości parametru k zestawiono w tabl. 1 i 2.

Tablica 1. Współczynniki k_M

k		Schemat statyczny według		
		rys. 10a	rys. 10b	rys. 10c
0,25	M_A	0	0,0000	+0,2963
	M_B	0	-0,5714	-0,5926
	M_C	1	+0,4286	+0,4074
0,5	M_A	0	0,0000	+0,2667
	M_B	0	-0,5000	-0,5333
	M_C	1	+0,5000	+0,4667
1	M_A	0	0,0000	+0,222
	M_B	0	-0,4000	-0,4444
	M_C	1	+0,6000	+0,5555
2	M_A	0	0,0000	+0,1667
	M_B	0	-0,2857	-0,3333
	M_C	1	+0,7143	+0,6667
4	M_A	0	0,0000	+0,1111
	M_B	0	-0,1818	-0,2222
	M_C	1	+0,8182	+0,7778

Tablica 2. Współczynniki k_f

k	Schemat statyczny według		
	rys. 10a	rys. 10b	rys. 10c
0,25	1	0,3143	0,2889
0,50	1	0,4000	0,3600
1,00	1	0,5200	0,4667
2	1	0,6571	0,6000
4	1	0,7818	0,7333

Z analizy wyników zamieszczonych w tabl. 1 i 2 wynika, że najbardziej niekorzystne wartości występują w ryglu w schemacie 10a, zaś najkorzystniejsze – w ramie o wszystkich węzłach sztywnych (rys. 10c). Zbliżone wartości mają współczynniki w schematach 10b i 10c. Jeżeli porównamy ze sobą wyniki dla równorzędnych, pod względem statycznej niewyznaczalności, schematów 10a i 10b (każdy ma po 2 węzły sztywne i dwa przegubowe), to korzystniejszy jest schemat 10b. Dla parametru $k \leq 0,5$ (duża bieżąca sztywność na zginanie słupa względem bieżącej sztywności rygla dachowego) współczynniki k_M i k_f są ponad dwukrotnie mniejsze niż w schemacie 10a. Niezamieszczone w niniejszym referacie wyniki obliczeń statycznych ram od obciążeń poziomych pokazały, że momenty zginające w słupach schematu 10a i 10b są jednakowe, natomiast przemieszczenia poziome węzła górnego ramy są o około 50% mniejsze w schemacie 10b. Stąd wypływa wniosek, że rama o dużej rozpiętości przeszła i o schemacie 10a, nie może być ekonomiczna pod względem zużycia stali w porównaniu z ramą o schemacie 10b.

Dalsze zmniejszenie współczynników k_M i k_f ramy o schemacie 10b można uzyskać poprzez załamanie rygla w celu nadania odpowiedniego spadku połaci dachowej. Z przeprowadzonej analizy parametrycznej wynika, że wzrost spadku połaci od 0 do 20% powoduje zaledwie kilkuprocentowy spadek momentu M_B , ale kilkudziesięcioprocentowy spadek momentu zginającego M_C i ugięcia f_C .

3.2. Przekroje poprzeczne elementów konstrukcyjnych

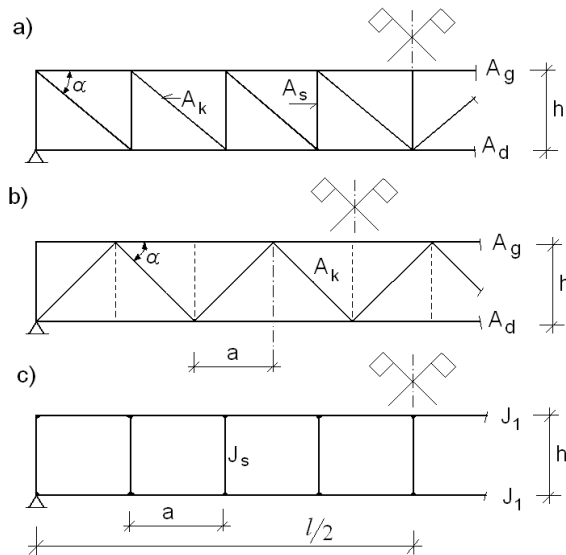
Praktycznie stosuje się dwa typy przekrojów prętów (słupów i ryli dachowych) ram poprzecznych hal – pełnościennie (przeważnie dwuteowe) i skratowane, z tym że skratowane mogą być płaskie lub przestrzenne (trój- lub czteropasowe). Zaletą przekrojów blachownicowych jest to, że przekrój poprzeczny rygla można łatwo dostosowywać do wykresu momentów zginających, zarówno przez zmianę wysokości środnika, jak i zmianę przekroju pasów. W ryglu kratowym dostosowanie jest znacznie trudniejsze, gdyż przy bardzo małych spadkach połaci dachowych pozostaje jedynie zmiana przekroju pasów kraty.

Przy wyborze przekroju poprzecznego rygla dachowego, między pełnościennym a kratowym, należy wziąć pod uwagę większą podatność na ugięcia od sił poprzecznych przekroju kratowego niż przekroju pełnościennego. Największą podatność mają wykratowania ścian słupkowo-krzyżulcowe typu N (rys. 11a), mniejszą od nich mają wykratowania krzyżulcowe (rys. 11b, na którym liniami przerywanymi zaznaczono słupki wykratowania drugorzędne). Największą podatność mają bezprzekątniowe dźwigary Vierendeela (rys. 11c), stosowane czasem na słupy.

Modelując dźwigar złożony dwupasowy zastępczym dźwigarem prętowym, możemy obliczyć jego ugięcie ze wzoru Bettiego

$$f = f_M + f_V = \int_0^l \frac{MM^*}{EJ} dz + \int_0^l \frac{VV^*}{GA} dz, \quad (15)$$

w którym wielkości z gwiazdkami oznaczają funkcje momentu zginającego M i siły poprzecznej V od obciążenia jednostkowego przyłożonego w miejscu i na kierunku poszukiwanego przemieszczenia, zaś bez gwiazdek – analogiczne funkcje od obciążenia rzeczywistego. We wzorze (15) E , G są modułami sprężystości podłużnej i poprzecznej materiału, zaś J , A – momentem bezwładności i polem przekroju poprzecznego dźwigara zastępczego.



Rys. 11. Typy połączeń pasów dźwigara złożonego

Ugięcie od zakrzywienia osi pręta f_M zależy od sposobu zamocowania końców pręta i jest największe przy podparciu przegubowym oraz 5 razy mniejsze przy sztywnym zamocowaniu [14]. Ponieważ w belce jednoprzęsłowej wykresy sił poprzecznych są takie same przy obydwu sposobach podparcia, a wykresy momentów zginających są inne, to różne są względne (względem f_M) wpływy sił poprzecznych na ugięcia dźwigara kratowego.

Ugięcie dźwigara kratowego wolnopodpartego o obciążeniu równomiernym q wynosi

$$f = \frac{5ql^4}{384EJ} \left(1 + \frac{48}{5} \frac{J}{S_V l^2} \right), \quad (16)$$

zaś dźwigara sztywno zamocowanego

$$f = \frac{ql^4}{384EJ} \left(1 + \frac{48}{1} \frac{J}{S_V l^2} \right), \quad (17)$$

a ugięcie wspornika o długości l , obciążonego siłą skupioną H na jego końcu, wynosi

$$f = \frac{Hl^3}{3EJ} \left(1 + 3 \frac{J}{S_V l^2} \right). \quad (18)$$

We wzorach (16)÷(18) symbol $S_V = GA$ oznacza sztywność przekroju na ścinanie. Dla dźwigarów prętowych skratowanych i ramowych tę wielkość oblicza się na podstawie równowaznej deformacji postaciowej ścianki pełnej [14]. Dla trzech typów połączenia pasów dźwigara pokazanych na rys. 11a, b, c odwrotność sztywności S_V jest wyrażona odpowiednio wzorami

$$\frac{1}{S_V} = \frac{1}{E} \left(\frac{1}{A_k \sin^2 \alpha \cos \alpha} + \frac{\tan \alpha}{A_s} \right), \quad (19)$$

$$\frac{1}{S_V} = \frac{1}{E} \frac{1}{A_k \sin^2 \alpha \cos \alpha}, \quad (20)$$

$$\frac{1}{S_v} = \frac{1}{E} \left(\frac{a^2}{24J_1} + \frac{ah}{24J_s} \right), \quad (21)$$

gdzie α jest kątem zawartym między krzyżulcem a pasem, A_k , A_s oznaczają pole przekroju poprzecznego odpowiednio krzyżulca i słupka, J_1 , J_s - moment bezwładności (w płaszczyźnie dźwigara) pasa i słupka, a , h – odległość między słupkami i wysokość osiowa dźwigara.

W kratownicy, której pola przekrojów pasa górnego i dolnego wynoszą odpowiednio A_{1g} i A_{1d} , moment bezwładności J z wystarczającą dokładnością można obliczyć ze wzoru Steinera

$$J = \frac{A_{1g}A_{1d}}{A_{1g} + A_{1d}} h^2. \quad (22)$$

Zauważmy, że po podstawieniu (22) do wzorów (16), (17) i (18) w drugich członach w nawiasach tych wzorów wystąpi czynnik $(h/l)^2$, czyli wzrost podatności na siły poprzeczne jest proporcjonalny do kwadratu względnej wysokości dźwigara kratowego lub ramowego.

Należy zwrócić uwagę na znacznie większy wpływ sił poprzecznych w dźwigarach z węzłami ramowymi (z przewiązkami) niż w dźwigarach skratowanych, przy czym skratowanie krzyżulcowe (rys. 11b) jest korzystniejsze niż skratowanie słupkowo-krzyżulcowe (rys. 11a). W dźwigarach typu ramowego jego elementy składowe (pasy i słupki) deformują się głównie przez zginanie (wzór 21), natomiast w dźwigarach skratowanych elementy składowe deformują się głównie przez wydłużanie i skracanie (wzory 19 i 20). Siła poprzeczna, deformująca jeden powtarzalny segment dźwigara, wykonuje znacznie mniejszą pracę w przypadku dźwigara ramowego niż skratowanego.

Korzystając z powyższych wzorów, obliczono:

- Dla podciągu głównego wolnopodpartego hali w Chorzowie (skratowanie typu słupkowo-krzyżulcowego) wartość liczbową wyrażenia w nawiasach wzoru (16). Wynosi ona 1,200. Gdyby skratowanie było typu krzyżulcowego, a nie słupkowo-krzyżulcowego, to otrzymalibyśmy wartość równą 1,153.
- Dla wspornikowego słupa głównego (połączenia pasów za pomocą przewiązek rurowych o bardzo małym momencie bezwładności) wartość liczbową wyrażenia w nawiasach wzoru (18). Wynosi ona 1,904. Gdyby zastosowano krzyżulce z takich samych rur (\varnothing 101,6/6,3) jak przewiązki, to zamiast wartości 1,904 byłaby wartość 1,053.

3.3. Materiał

Materiał na konstrukcję nośną najczęściej dobiera się stosownie do sił przekrojowych tak, aby spełnić normowe warunki nośności, np. według [7] lub [15] ze wskazaniem na [7], gdyż:

- a) norma ta zaleca stosowanie aktualnie produkowanych w Polsce stali według normy europejskiej [16],
- b) stawia znacznie większe wymagania w zakresie ciągliwości materiału niż norma [15].

Podczas doboru gatunku stali należy wziąć pod uwagę, z technicznego punktu widzenia, dwie charakterystyki, a mianowicie kategorię wytrzymałościową, reprezentowaną przez nominalną granicę plastyczności f_y , i odmianę plastyczności, zwaną jakością materiału.

Wytrzymałość stali konstrukcyjnych zalecanych na budynki ma 6 poziomów. Są to stale S 235, S 275, S 355, S 420, S 450, S 460. Każda z nich ma gwarantowane odmiany plastyczności w liczbie od 1 (S 450 J0) do 5 (S 275 JR/J0/J2/M/ML i S 355 JR/J0/J2/K2/ML). (znak „/” należy tutaj czytać jako „również”). Każda odmiana plastyczności (albo klasa jakości) jest scharakteryzowana przez pracę łamania próbki udarnościowej KV i temperaturę ba-

dania T . Równoważnymi odmianami do M i ML są odmiany N i NL. Stale z odmianami JR, J0, J2 i K2 są stalami niestopowymi o dobrej spawalności. Stale z odmianami M i ML są stalami mikroskopowymi drobnoziarnistymi walcowanymi termomechanicznie, natomiast stale z odmianami N i NL są stalami mikroskopowymi drobnoziarnistymi walcowanymi normalizująco lub normalizowane. Pod względem spawalności znacznie lepsze są stale walcowane termomechanicznie niż walcowane normalizująco lub normalizowane, gdyż przy jednakowej wytrzymałości f_y mają mniejszy równoważnik węgla CEV.

O celowości zastosowania stali o podwyższonej wytrzymałości zamiast stali zwykłej niestopowej S 235 mogą decydować takie czynniki jak [3]:

- zmniejszona masa przy niezwiększonym koszcie konstrukcji,
- zmniejszona masa przy zwiększonym koszcie konstrukcji, uzasadnionym podwyższeniem trwałości lub zmniejszeniem przyszłych kosztów okresowej konserwacji,
- zapewnienie bezpieczeństwa użytkowania lub technicznych możliwości wykonania konstrukcji, szczególnie podczas montażu.

Należy jednak wziąć pod uwagę ten fakt, że stal o większej wytrzymałości i wyższej odmianie plastyczności (gwarantowany poziom pracy łamania w niższej temperaturze) jest droższa cenowo, a wykonanie konstrukcji z takiej stali jest bardziej pracochłonne i wymaga większych nakładów finansowych niż to jest w przypadku stali zwykłej S 235. Należy zatem przeprowadzić analizę ekonomiczną w przypadku zastosowania stali o większej nominalnej granicy plastyczności $f_{y,p}$ i większej cenie zakupu jednostki masy c_p w stosunku do stali niestopowej zwykłej S 235, mającej nominalną granicę plastyczności $f_{y,z}$ i cenę zakupu c_z .

W elementach konstrukcyjnych rozciąganych (np. pasy dolne kratownic) teoretyczny wskaźnik wzrostu ceny nośności przekroju elementu w_t jest wprost proporcjonalny do ceny jednostki masy oraz odwrotnie proporcjonalny do granicy plastyczności, czyli

$$w_t = \frac{A_p c_p}{A_z c_z} \frac{f_{y,z}}{f_{y,p}}, \quad (23)$$

natomiast w elementach ściskanych (pasy górne kratownic lub słupy wahaczowe) teoretyczny wskaźnik wzrostu ceny w_c należy skorygować o wpływ smukłości elementu, wyrażoną za pomocą współczynnika wyboczeniowego φ . Wzór na w_c ma postać

$$w_c = w_t \frac{\varphi_p}{\varphi_z}, \quad (24)$$

gdzie φ_z i φ_p są współczynnikami wyboczeniowymi odpowiednio pręta ze stali zwykłej i ze stali o podwyższonej wytrzymałości. Przekrój elementu ze stali o podwyższonej wytrzymałości będzie mieć mniejsze pole A_p , czego konsekwencją może być mniejszy promień bezwładności, czyli większa smukłość. Wtedy współczynnik wyboczeniowy $\varphi_z > \varphi_p$. Jeżeli jednak zastosujemy przekrój rurowy zamknięty, to zmniejszenie przekroju może nie być tożsame ze zmniejszeniem się promienia bezwładności. Taka sytuacja wystąpi wtedy, gdy zachowa się ten sam wymiar zewnętrzny rury a tylko zmniejszy grubość jej ścianki.

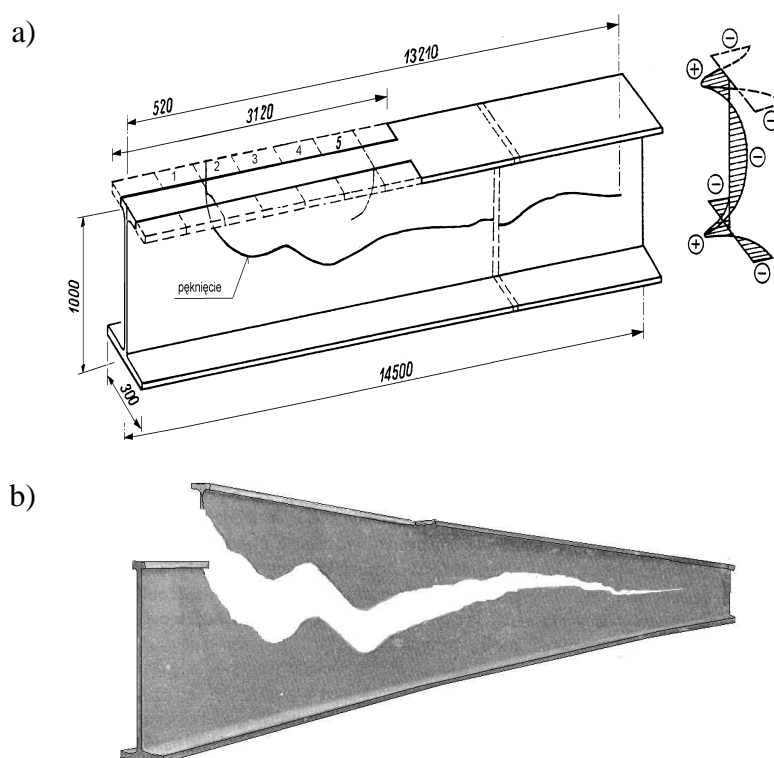
Teoretyczne wskaźniki wzrostu cen w_t i w_c należy skorygować o koszty wykonawstwa warsztatowego, koszty transportu elementów wysyłkowych i koszty montażu. Koszty wykonawstwa warsztatowego konstrukcji ze stali o podwyższonej wytrzymałości są wyższe, głównie ze względu na większy równoważnik węgla CEV, czyli gorszą spawalność, wymagającą ewentualnego podgrzewania wstępnego łączonych brzegów. Dla gatunków stali produkowanych przed 2006 r. można było przyjąć orientacyjnie, że koszt wykonawstwa warsztatowego konstrukcji ze stali o podwyższonej wytrzymałości względem kosztu wykonania ze stali St3S

rośnie tak, jak cena zakupu dla najniższych ich odmian plastyczności [17]. W roku 1982 było to 1,18 i 1,35 dla stali o granicy plastyczności 355 i 460 N/mm² odpowiednio.

Przy podejmowaniu decyzji o zastosowaniu stali mocniejszej należy zwrócić uwagę na to, że zmniejszone przekroje dźwigarów (mniejsze J_I) będą miały większe ugięcia (gdyż nie zależą one od wytrzymałości materiału a tylko od modułów sprężystości E i G).

Dobór odpowiedniej odmiany plastyczności stali ma na celu uniknięcie pęknięć kruchych, szczególnie w konstrukcjach pracujących w temperaturze otoczenia i mających przekroje elementów o dużych grubościach ścianek, a także uniknięcia pęknięć lamelarnych w blachach obciążonych prostopadle do swojej płaszczyzny głównej.

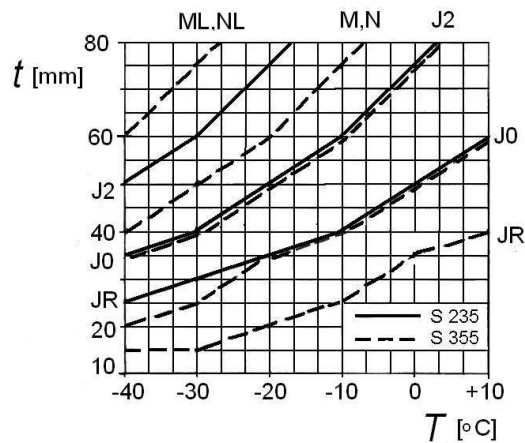
Pęknięcia kruche są groźne w obniżonej temperaturze eksploatacji T w miejscach dużego spiętrzenia naprężeń rozciągających, jak np. w źle skonstruowanych węzłach krat pokazanych na rys. 7. Należy mieć na uwadze również fakt działania naprężeń własnych, które w stali nieuspokojonej mogą mieć duże znaczenie. Za przykład może posłużyć pęknięcie kruche dwuteownika walcowanego o wysokości 1000 mm (rys. 12) po zwężeniu jednej z półek na ok. $\frac{1}{4}$ długości kształtownika za pomocą cięcia termicznego [10].



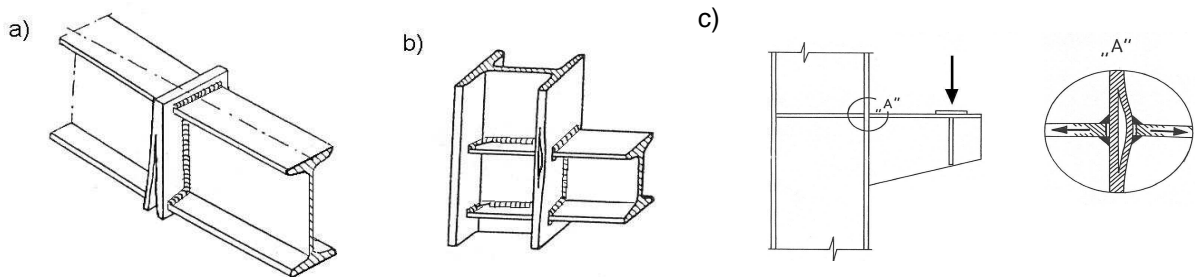
Rys. 12. Schemat (a) i widok (b) pękniętej belki [10]

Im niższa jest temperatura eksploatacji konstrukcji T , im większa grubość ścianek wyrobu hutniczego, im większy stopień wykorzystania wytrzymałości oraz im większe spiętrzenie naprężeń, tym jakość materiału musi być wyższa. Dobór odmiany plastyczności należy dokonać na podstawie normy [18] dla określonej nominalnej granicy plastyczności f_y , grubości ścianki wyrobu t , najniższej temperatury eksploatacji T i stopnia wykorzystania wytrzymałości. Dla stali mającej $f_y = 235$ i 355 N/mm², przy największych naprężeniach od obciążeń charakterystycznych równych $0,75 f_y$ można posłużyć się wykresami na rys. 13 [19].

Również na podstawie normy [18] można dobrać wymaganą ciągliwość stali, zapobiegającą pęknięciom lamelarnym w przypadku, gdy występuje rozciąganie blachy w kierunku jej grubości (rys. 14 a, b).



Rys. 13. Maksymalna grubość wyrobu t stali S 235 i S 355 w zależności od temperatury eksploatacji T i odmiany plastyczności



Rys. 14. Przykłady uszkodzeń połączeń w wyniku niedostatecznej ciągliwości międzywarstwowej materiału

3.4. Stężenia

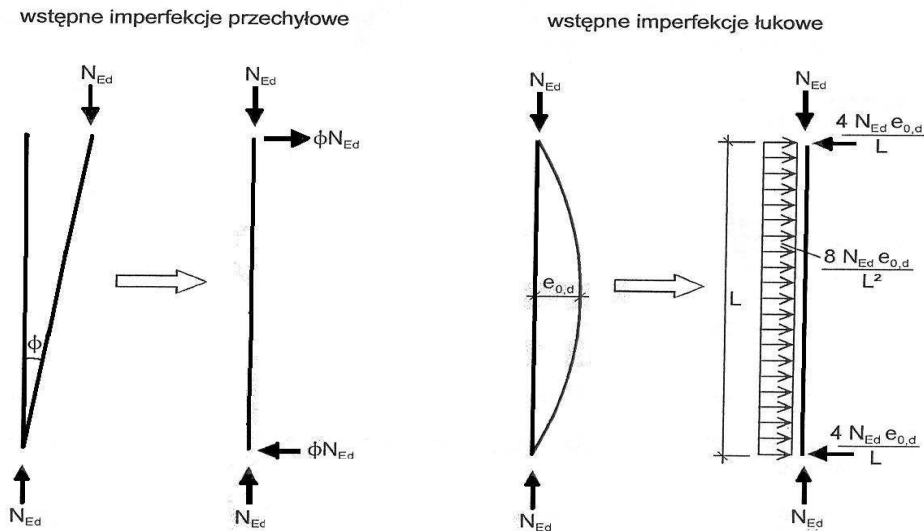
Każda część prętowej szkieletowej konstrukcji stalowej musi mieć zapewnioną geometryczną niezmienność w każdej fazie eksploatacji, ale także podczas transportu i montażu. Stężenia odgrywają zasadniczą rolę w zapewnieniu poszczególnym elementom konstrukcji warunków pracy zgodnych z założeniami obliczeniowymi. Zasady rozmieszczania stężeń zostały ustalone na podstawie długoletniego doświadczenia, lecz dopiero w ostatniej dekadzie XX w. pojawiły się teoretyczne uzasadnienia ustalania ich obciążeń, stosując tzw. imperfekcyjne modele ustrojów nośnych hal. Wyróżniamy kilka grup stężeń, które muszą wystąpić w szkielecie prętowym hali [20]. Są to następujące stężenia:

- 1) połączeniowe poprzeczne,
- 2) połączeniowe podłużne,
- 3) podłużne w poziomie pasów dolnych,
- 4) pionowe podłużne międzywiązarowe,
- 5) pionowe podłużne międzysłupowe,
- 6) belek podsuwnicowych (w halach z suwnicami natorowymi).

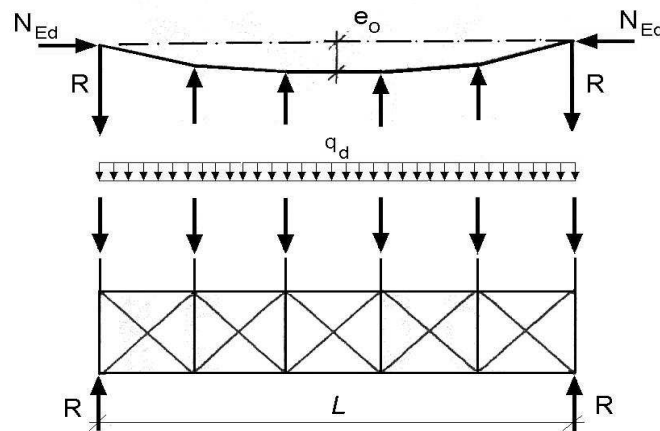
Obowiązkowo w hali muszą znajdować się stężenia grupy 1, 4 i 5, występowanie pozostałych stężeń zaś zależy od typu ustroju nośnego obiektu. I tak, stężenia połączeniowe podłużne stosuje się wtedy, gdy występują słupki pośrednie w ścianach podłużnych. Natomiast stężenia podłużne w poziomie pasów dolnych rygli stosuje się wtedy, gdy rygle są połączone w sposób sztywny ze słupami i na pewnej długości dolne pasy rygli są ściskane.

Pręty stężeń należy projektować na tzw. równoważne obciążenia imperfekcyjne (tzn. wywołujące deformacje wstępne elementów podpieraných) oraz na ewentualne obciążenia zewnętrzne występujące podczas eksploatacji obiektu. Należy wziąć pod uwagę dwa rodzaje

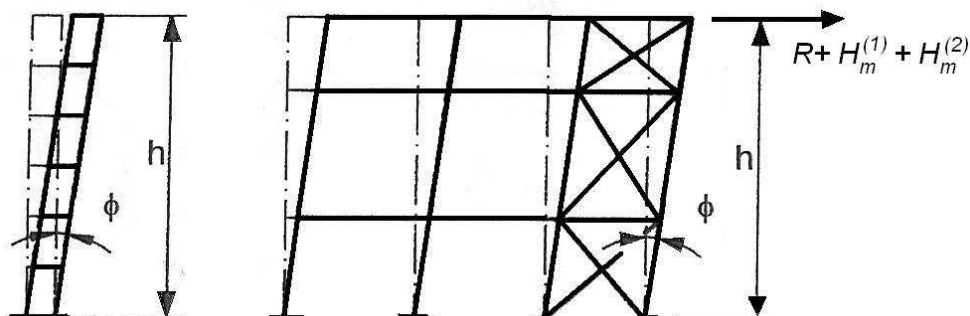
imperfekcji szkieletu hali (rys. 15) – łukowe i przechyłowe [7]. Pierwszy rodzaj imperfekcji jest najbardziej istotny w połaci dachu dla przytrzymania pasów ściskanych rygli ram poprzecznych (rys. 16) drugi zaś rodzaj – w ścianach podłużnych hali (rys. 17). Istnieje jeszcze trzeci rodzaj imperfekcji – skrętne, bardzo istotne w ryglach ram o dużej wysokości konstrukcyjnej i małej sztywności zgięciowej z płaszczyzny dźwigara, generujące w pasie dolnym dźwigara obciążenie poziome p_d (rys. 18).



Rys. 15. Zastąpienie wstępnych imperfekcji równoważnymi siłami poziomymi



Rys. 16. Równoważna siła stabilizująca



Rys.17. Zastępcze imperfekcje przechyłowe

Stężenia połączeniowe należy stosować w skrajnych lub przedskrajnych polach każdej części oddzielonej przerwą dylatacyjną. Są one poziomą kratownicą umieszczoną między sąsiednimi pasami górnymi rygli ram poprzecznych, przy czym pasy górne rygli pełnią równocześnie rolę pasów kraty stężącej, co należy uwzględnić wymiarując te pasy.

Zastępcze, równomiernie rozłożone obciążenie poziome q_d (rys. 16) kraty stężącej, wg [7] oblicza się z innych zależności niż to podaje norma [15]. Jego wartość ustala się ze wzoru

$$q_d = 8 \frac{e_o + \delta_q}{L^2} \sum_{i=1}^m N_{Ed,i}, \quad (25)$$

gdzie

$$e_o = \frac{L}{500} \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)} \quad (26)$$

jest strzałką wygięcia pasa górnego dźwigara w płaszczyznach połączeni, m jest liczbą dźwigarów podpieranych przez stężenie, δ_q jest ugięciem tegoż pasa od ewentualnych jego obciążeń zewnętrznych, natomiast $N_{Ed,i}$ jest siłą ściskającą pas górny podpieranego i -tego dźwigara, wywołaną jego obciążeniem zewnętrznym pionowym. Siłę tę przyjmuje się o stałej wartości na całej długości przęsła. W przypadku rygla ramy o stałej wysokości osiowej pasów h_o , w którym maksymalny moment zginający w płaszczyźnie pionowej wynosi $M_{Ed,i}$, potrzebną we wzorze (25) siłę można oszacować z prostej zależności

$$N_{Ed,i} = \frac{M_{Ed,i}}{h_o}. \quad (27)$$

Na siły przekrojowe od obciążenia q_d projektuje się pręty stężenia połączeniowego, w tym górne pasy rygli, pamiętając o tym, że w nich działają także siły przekrojowe od obciążenia pionowego, przypadającego na dany dźwigar ramy.

Reakcja pozioma $R = 0,5 q_d L$ (rys. 17) ze stężenia połączeniowego jest przekazywana na stężenie pionowe międzysłupowe ściany podłużnej. Stężenie to przejmuje również siłę W_i od wiatru działającego na ścianę szczytową, siłę poziomą $H_m^{(1)}$ od imperfekcji przechyłowych m podpieranych słupów w płaszczyźnie ściany podłużnej i siłę $H_m^{(2)}$, jako reakcję od imperfekcji łukowych słupów w płaszczyźnie ściany podłużnej. Jeżeli siła podłużna u góry i -tego słupa ramy wynosi N_i , to

$$H_m^{(1)} = \Phi \sum_{i=1}^m N_i, \quad (28)$$

przy czym

$$\Phi = 0,01 \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)} \alpha_h, \quad (29)$$

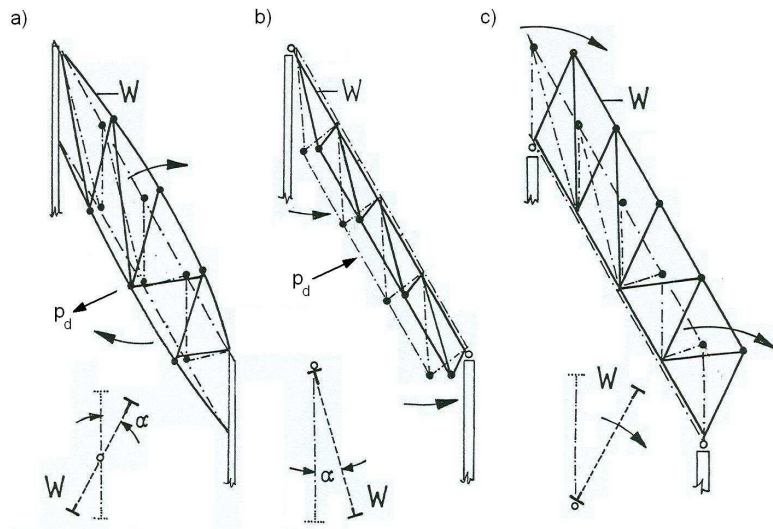
$$\alpha_h = \frac{1}{\sqrt{h}}, \text{ lecz } \frac{1}{3} \leq \alpha_h \leq \frac{1}{2}. \quad (30)$$

Siłę $H_m^{(2)}$ obliczamy podobnie jak reakcję R od obciążenia q_d . Korzystamy więc ze wzoru (25), zamieniając w nim rozpiętość przęsła ramy L na wysokość słupa h , sumę sił ściskających - na siłę podłużną N u góry słupa oraz przyjmując strzałkę wygięcia skorelowaną z krzywą wyboczeniową przekroju słupa (dla przekrojów dwuteowych jest to krzywa c, dla której $e_o/h = 1/200$, lub krzywa d, dla której $e_o/h = 1/150$, zaś dla słupów skratowanych w płaszczyźnie ściany podłużnej $e_o/h = 1/500$). Tak więc

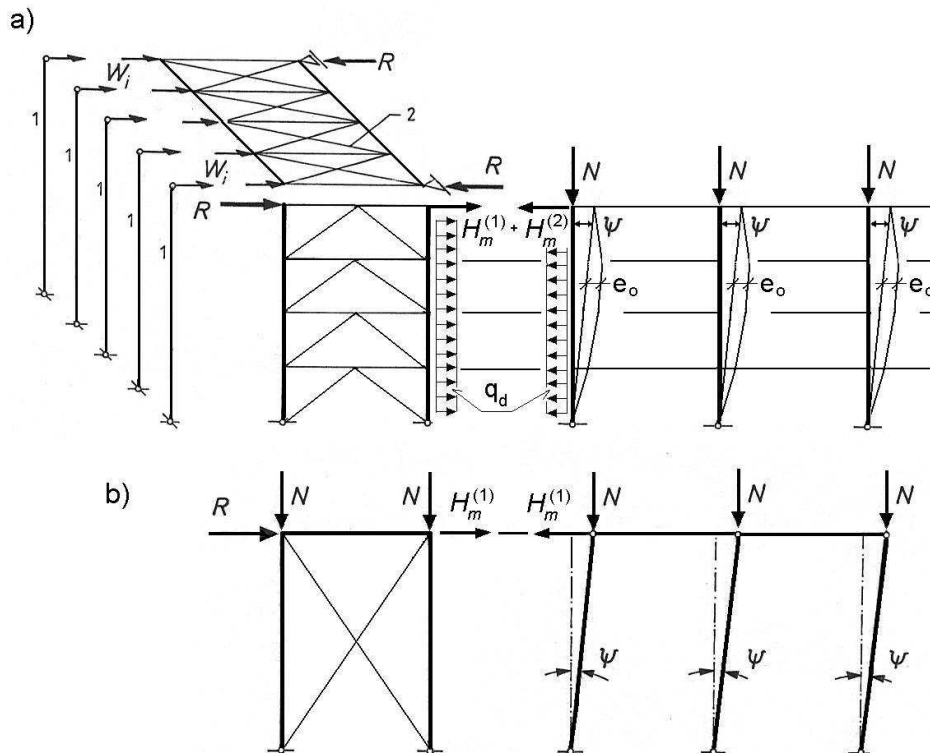
$$H_m^{(2)} = \frac{4Ne_o}{h}. \quad (31)$$

Jeżeli rygle ściany podłużnej są mocowane na zewnątrz przekroju słupów, to słupy są podpierane w kierunku podłużnym tylko rygłem oczepowym (rys. 19).

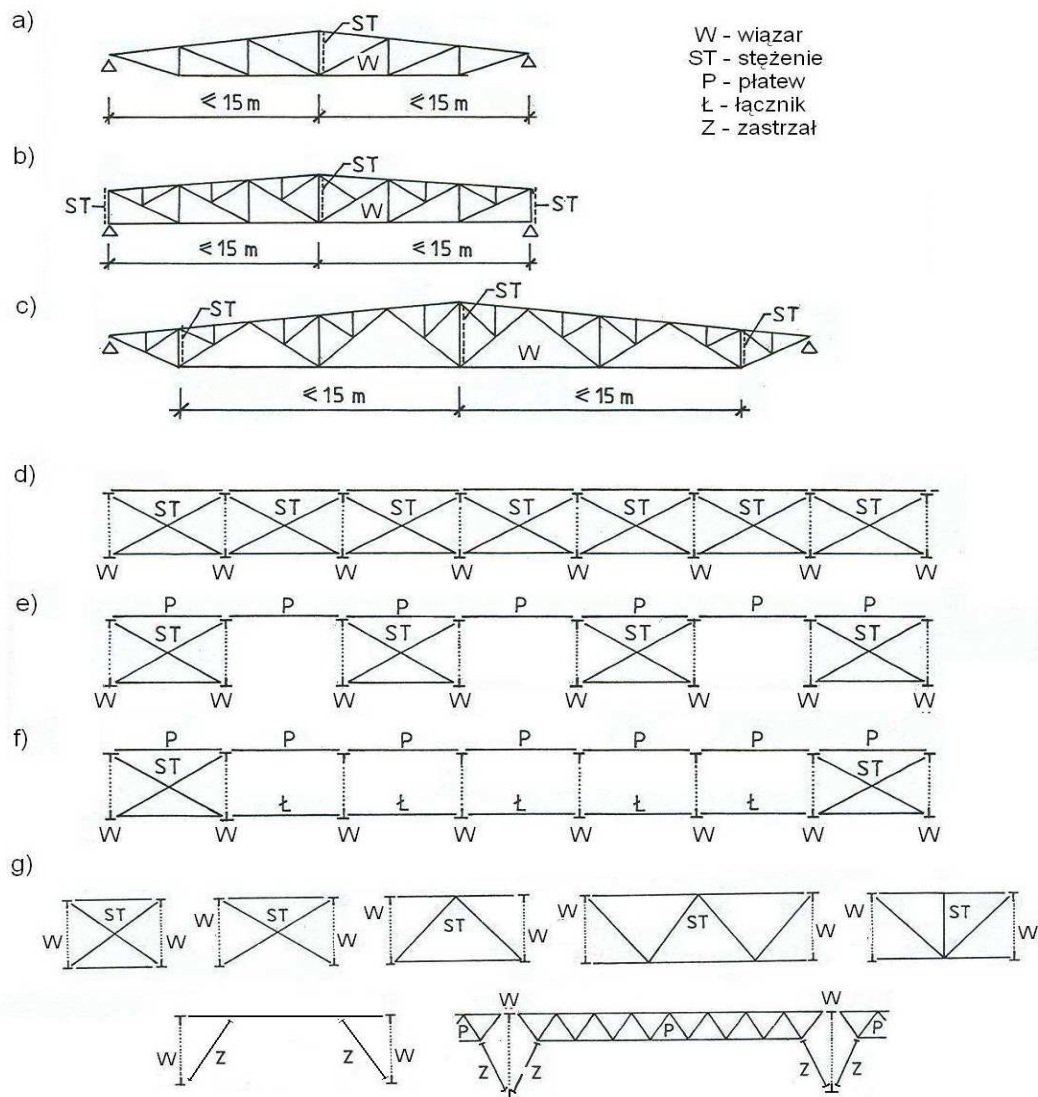
Obliczenie równoważnych sił poziomych od imperfekcji skrętnych nie jest dotychczas ujęte w przepisach normowych. Propozycje ich obliczenia podano w [20]. Powstające obciążenie p_d , prostopadłe do pasa dolnego (rys. 18), można oszacować na podstawie prac przygotowanych, wykonanych przez obciążenie pionowe dźwigara P na przemieszczeniach pionowych rygla f i przez obciążenie poziome prostopadłe do rygla na przemieszczeniach poziomych w .



Rys. 18. Schemat deformacji poprzecznych dźwigarów kratowych



Rys. 19. Schemat obliczeniowy pionowych obciążeń podłużnych słupów



Rys. 20. Zasady rozmieszczanie i przykłady konstrukcji pionowych stężeń międzywiązarowych

Przepisy normowe [7, 15] polecają stosować pionowe międzywiązarowe stężenia podłużne kratownic dachowych. Mają one zabezpieczać rygle ram głównych przed deformacjami skrętnymi (czyli przed zwichrzeniem), zarówno podczas eksploatacji, jak i podczas montażu. Muszą być rozstawione nie dalej, niż co 15 m (rys. 20 a, b, c). Stężenia pionowe „pełne” rys. 20 d, e, f) muszą się znajdować w tych polach międzyramowych, w których znajdują się stężenia poprzeczne. W pozostałych polach pasy górne mogą być usztywniane, w tych samych liniach podłużnych, w których znajdują się stężenia pionowe, za pomocą prętów sztywnych o smukłości $\lambda \leq 250$ (rys. 20 e, f). Typy stężenia pionowego „pełnego” pokazano na rys. 20 g. Dolne pasy poziome rygli ram najracjonalniej jest przytrzymywać za pomocą zastrzałów, wychodzących od prętów usztywniających górnych (ostatnie dwa schematy na rys. 20 g). Jeżeli na całej długości hali znajdują się stężenia pionowe „pełne”, wówczas zbliżamy się do modelu niezawodnościowego szeregowego, natomiast rozwiązanie z zastrzałami jest bardziej zbliżone do modelu równoległego.

Stężenia hali w Chorzowie nie miały w dachu ani stężeń poprzecznych, ani pionowych międzywiązarowych, a zastosowany przestrzenny układ podpórek płatwi sprawił, że utworzył się niezawodnościowy model szeregowy o bardzo dużym ryzyku zniszczenia, ze względu na bardzo dużą liczbę elementów konstrukcyjnych o całkowitym wykorzystaniu nośności obliczeniowej, czy nawet z przekroczoną nośnością.

4. Podsumowanie

Z przedstawionej skrótowo w p. 2 teorii niezawodności konstrukcji wynika, że nie może być mowy o absolutnej pewności konstrukcji budowlanych. Należy się pogodzić z faktem, że awarie hal zdarzały się w przeszłości [10], zdarzają się obecnie i będą się zdarzać w przyszłości. Jednak bezdyskusyjnym jest fakt, że w obecnych halach lekkich mały ciężar stały spowodował zmniejszenie zapasu bezpieczeństwa podczas ponadnormatywnego obciążenia śniegiem. Jest to szczególnie ważne wtedy, gdy nośności przekrojów konstrukcji są całkowicie wykorzystane przy obciążeniach normatywnych. Jeżeli jednak sztywność i stateczność konstrukcji jest zabezpieczona, to awaria może nie być tragiczna w skutki, gdyż może nastąpić praca awaryjna konstrukcji przy zmianie schematu statycznego, jak to pokazano na rys. 6 i 7.

Spośród głównych przyczyn awarii hal stalowych można wyróżnić cztery, a mianowicie:

- 1) nieodpowiedni lub wadliwy materiał,
- 2) nieodpowiednie wykonanie i zmontowanie konstrukcji,
- 3) błędy projektu,
- 4) niewłaściwa lub zbyt długa eksploatacja,

Bardzo rzadko zdarzają się awarie wywołane tylko jedną przyczyną. Jeżeli nakłada się kilka przyczyn, to zawsze można zidentyfikować jedną przyczynę główną, której wpływ był największy. Jeszcze przed 30-tu laty, gdy projekty wykonywały doświadczone biura projektowe, można było upatrywać głównej przyczyny awarii w błędach projektowych [10]. W obecnej sytuacji administracyjno-gospodarczej można domniemywać, że sytuacja uległa znacznemu pogorszeniu.

Ekspertyzy przyczyn awarii i katastrof hal stalowych pokazują, że projekty wykonywane za pomocą programów komputerowych nie spełniają wymogów punktu 4.6 normy [21] pt. „Opis techniczny konstrukcji”, a ściślej opisu przyjętych schematów statycznych poszczególnych elementów i całego systemu konstrukcyjnego, w tym też sposobu stężenia. Zanika nawyk dwuetapowości obliczeń – wstępnych i dokładnych, a jeżeli już się je stosuje, to nawet w etapie wstępnym wykonuje się obliczenia komputerowe. Zanika też nawyk kontroli obliczeń, gdyż wyniki obliczeń komputerowych traktuje się za niepodważalne. Warto też zwrócić uwagę na unikanie takich rozwiązań projektowych, które nie są napisane *explicite* w normach, a które przyczyniają się do zwiększonej awaryjności konstrukcji hal o dużych rozpiętości przęseł. Należy tu wyszczególnić następujące zalecenia:

- 1) Nie stosować dachów bez odpowiednich spadków połąci i bez zapewnienia skutecznego odprowadzenia wody. Grozi to nawadnianiem śniegu leżącego na dachu i zwiększaniem jego ciężaru objętościowego.
- 2) Nie stosować dachów z dużymi uskokami połąci, typu wysokich świetlików ze ścianami pionowymi, (przy których tworzą się przy zasypaniu śnieżnym).
- 3) Należy preferować nośne ramy poprzeczne ze sztywnymi połączeniami rygli ze słupami.
- 4) Obciążenie z dachu przekazywać na rygle ram poprzecznych z możliwie jak najmniejszym mimośrodem. Unika się w ten sposób zbyt dużych momentów skręcających od niesymetrycznego rozłożenia obciążenia zmiennego dachu po jednej i drugiej stronie rygla.
- 5) W przypadku dużych mimośrodków efekty skręcania muszą być uwzględnione w projekcie i przejęte albo przez odpowiednio mocne stężenia, albo przez sam dźwigar samostateczny. W przypadku skratowanego rygla wielopasowego najlepiej jest stosować przekroje czteropasowe kwadratowe lub trójpasowe równoboczne, gdyż nie ulegają one zwichrzeniu.
- 6) Nie należy zastępować stężeń połąciowych blachą fałdową pokrycia z uwagi na bardzo małą nośność jej połączeń.
- 7) Słupy wielopasowe nie mogą mieć konstrukcji ramowej, a tylko skratowaną. Jeżeli słupy są typu wspornikowego (schemat z rys. 10a), to muszą mieć głowice, zdolne do przeniesienia losowych sił poziomych H z łożysk rygla (por. rys. 6 i 7).

Literatura

1. Büttner O., Stenker H., Lekkie budownictwo metalowe, Arkady, Warszawa 1975.
2. Biegus A., Kowal Z., Kubica E., Rykaluk K., Hale unikatowe o dużych rozpiętościach, Prace Naukowe Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej Nr 13, Redakcja Wydawnictw politechniki Wrocławskiej 1974.
3. Augustyn J., Śledziewski E., Technologiczność konstrukcji stalowych, Arkady, Warszawa 1981.
4. Czechowski A., Jakość konstrukcji stalowych. Wprowadzenie w problematykę, Konstrukcje Stalowe nr 1/1994, s. 2 – 4.
5. Rozporządzenie Ministra Gospodarki Przestrzennej i Budownictwa z dnia 14 grudnia 1994 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie, Dziennik Ustaw Nr 15, poz. 140.
6. PN-EN 1990: 2004. Eurokod: Podstawy projektowania konstrukcji.
7. PN-EN 1993-1-1:2006. Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
8. Biegus A., Probabilistyczna analiza konstrukcji stalowych, PWN, Warszawa-Wrocław 1999.
9. Burdekin F.M., General principles of the use of safety factors in design and assessment, Engineering Failure Analysis 14 (2007), p. 420-433.
10. Augustyn J., Śledziewski E., Awaryjne konstrukcje stalowych, Arkady, Warszawa 1976.
11. Biegus A., Rykaluk K., Katastrofa hali Międzynarodowych Targów Katowickich w Chorzowie, Inżynieria i Budownictwo nr 4/2006, s. 183-189.
12. Kowal Z., Zubrzycki S., O bezpieczeństwie ustrojów prętowych, Archiwum Inżynierii Łądowej, t. XVI, z. 1, 1970.
13. Spravocznaja kniga po rasczotu samolota na procznost, Oborongiz, Moskva 1954.
14. Pałkowski Sz., Konstrukcje stalowe. Wybrane zagadnienia obliczenia i projektowania, PWN, Warszawa 2001.
15. PN-90/B-03200. Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
16. PN-EN 10025:2004. Wyroby walcowane na gorąco ze stali konstrukcyjnych (części 1÷6).
17. Augustyn J., Łaguna J., Racjonalne stosowanie stali, Arkady, Warszawa 1982.
18. PN-EN 1993-1-10:2002. Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-10: Material toughness and through-thickness properties.
19. Rykaluk K., Nowe stale konstrukcyjne w PN-EN 1993-1-1, Inżynieria i Budownictwo nr 3/2006, s. 61-69.
20. Biegus A., Stalowe budynki halowe, Arkady, Warszawa 2003. PN-90/B-03000.
21. PN-90/B-03000. Projekty budowlane. Obliczenia statyczne.