

Przyczyny przedawaryjnego stanu technicznego płatwi hali stalowej

Antoni Biegus¹

¹ Katedra Konstrukcji Metalowych, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika
Wrocławska, e-mail: antoni.biegus@pwr.wroc.pl

Streszczenie: W badanej hali stalowej przyjęto systemowe rozwiązanie płatwi z kształtowników Z (giętych z blach na zimno) oraz ich ściągow (z prętów pełnych). Okresowa kontrola jej stanu technicznego ujawniła deformacje, wygięcia i skręcenia płatwi oraz wyboczenie ściągow. Stan techniczny konstrukcji wsporczej obudowy dachu był przedawaryjny. W pracy przedstawiono wyniki badań nośności i sztywności konstrukcji wsporczej obudowy dachu, których celem była identyfikacja przyczyn powstania jej zagrożenia awarią.

Słowa kluczowe: hala stalowa, płatew z kształtowników Z, zagrożenie awaryjne

1. Wprowadzenie

Badany budynek jest jednonawową halą o konstrukcji stalowej. W protokole z okresowej (półrocznej-sezonowej) kontroli jej stanu technicznego, w odniesieniu do konstrukcji dachu stwierdzono występowanie: „*odchylenia kilku płatwi stalowych od stanu projektowanego, a także wygięcia (odkształcenia) ściągow i płatwi*” [1]. Niepokojące zachowanie się konstrukcji wsporczej obudowy dachu hali świadczyło o jej przedawaryjnym stanie technicznym.

W pracy przedstawiono wyniki badań nośności i sztywności konstrukcji wsporczej obudowy dachu hali, których celem była identyfikacja przyczyn powstania wygięć jej płatwi oraz ściągow. W projekcie hali [2] przyjęto tzw. systemowe rozwiązania zarówno osłonowego pokrycia dachu oraz ścian z płyt warstwowych, jak i ich konstrukcji wsporczej (płatwi, rygli ściennych) z kształtowników giętych z blach na zimno [3], [4].

Przyczyną wystąpienia zagrożenia awaryjnego hali była niedostateczna wiedza projektanta o kształtowaniu i konstruowaniu lekkiej obudowy hal, a także brak właściwego opisu warunków i ograniczeń stosowania rozwiązań systemowych w [3] i [4].

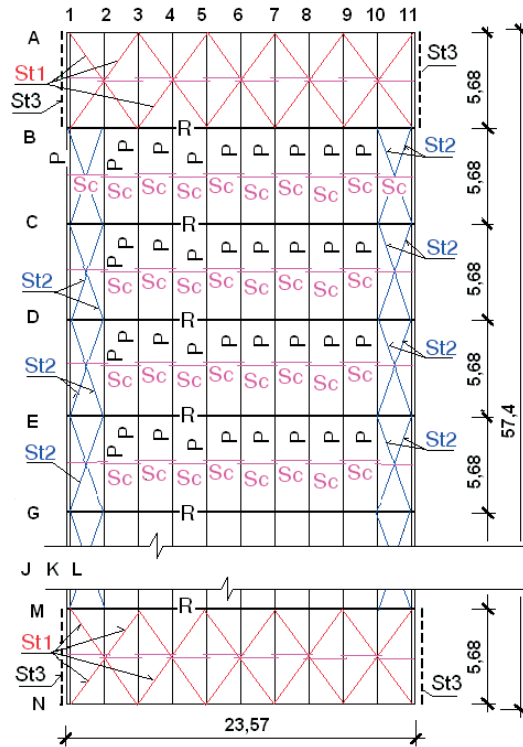
2. Opis konstrukcji nośnej badanej hali

Schemat badanej, jednonawowej hali [2], o stalowej konstrukcji nośnej pokazano na rys. 1 i 2. Jej wymiary w rzucie wynoszą: szerokość około 23,57 m, długość około 57,40 m (rys. 1). Dach hali jest jednospadowy, o pochyleniu 5%.

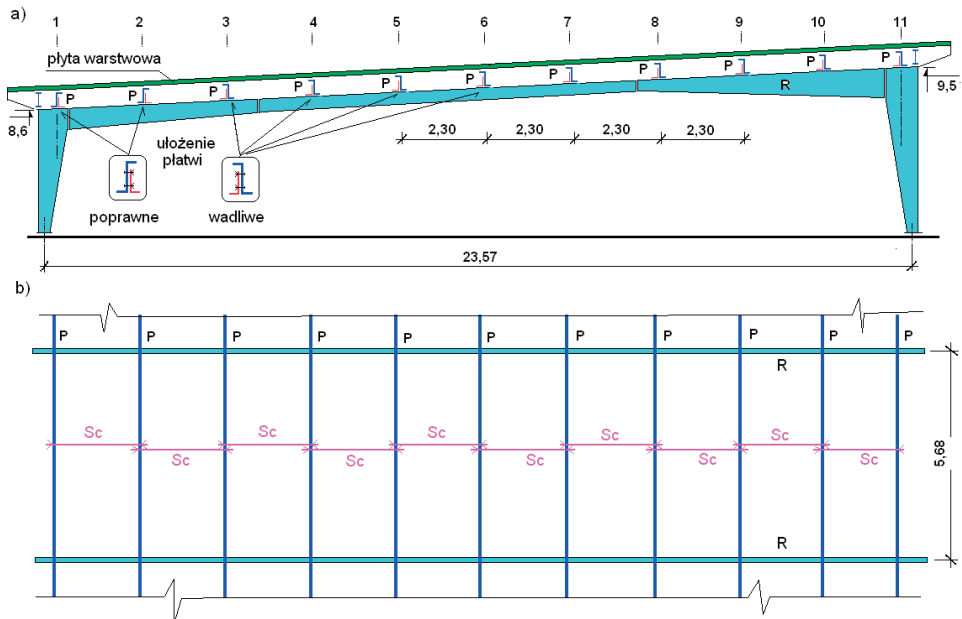
W osiach od B do M ustrojami nośnymi hali są poprzeczne ramy R o rozpiętości 23,57 m i rozstawie 5,68 m. Ich jednospadowy rygiel dachowy jest sztywno połączony ze słupami, które przegubowo połączono u dołu z żelbetową konstrukcją części dolnej obiektu. Ramy R zaprojektowano jako ustroje pełnościennie, o przekrojach spawanych z blach. Ich rygle zabezpieczono przed zwichrzeniem „zastrzałami”, połączonymi z płatwiami P.

W ścianach szczytowych (w osi A i N) poprzecznymi konstrukcjami nośnymi hali są ustroje składające się z jednospadowego rygla dachowego i 5 słupów pośrednich. Słupy są połączone przegubowo zarówno u ich podstawy, jak i z rygłem dachowym. W tych poprzecznych ustrojach nośnych nie zastosowano stężeń, co jest rozwiązaniem błędnym.

W płaszczyźnie połąci dachu hali dano stężenia połączeniowe: poprzeczne St1 oraz podłużne St2. W płaszczyźnie ścian podłużnych zastosowano stężenia międzysłupowe St3. Wszystkie stężenia są typu X, z prętów pełnych, z nakrętką rzymską. Konstrukcja wsporcza pokrycia dachu (rys. 2b) składa się z płatwi P i ściągow Sc.



Rys. 1. Schemat konstrukcji nośnej hali



Rys. 2. Przekrój poprzeczny (a) oraz schemat konstrukcji wsporczej obudowy dachu hali (b)

Płatwie P, o przekroju Z (z blach giętych na zimno) zaprojektowano jako wieloprzęsłowe ustroje ciągłe. Zastosowano płatwie o symbolu BP/Z250×75×65×1,5 (oznaczenia kształtownika: przekrój Z, wysokość $h = 250$ mm, szerokość półki szerszej $b_s = 75$ mm, szerokość półki węższej $b_w = 65$ mm, grubość ścianki $t = 1,5$ mm) ze stali S350. „Uciąglenie” płatwi P w ustrój wieloprzęsłowy uzyskano łącząc je w systemie „zakładkowym”. Końce quasi-jednoprzęsłowych płatwi połączono na 2 śruby M12. W przęsłach skrajnych zastosowano pojedynczy przekrój płatwi. Zgodnie z rozwiązaniem systemowym wg [3] należało dać zdwojony przekrój płatwi.

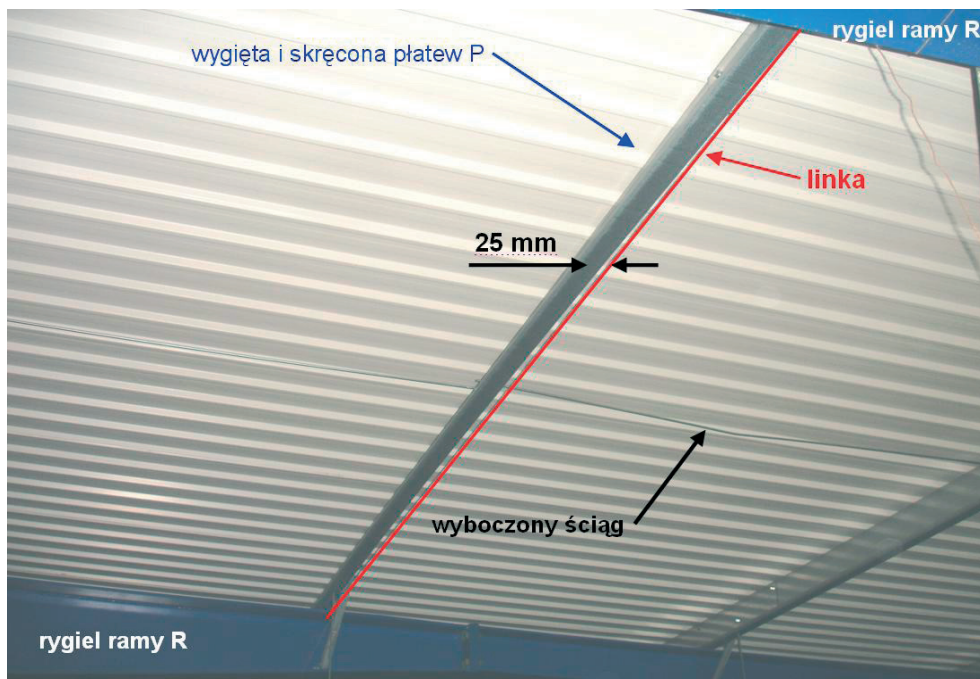
Rygle ramy R wyposażono w przyspawane do ich pasa górnego „podpórki” płatwi P. Wykonano je w kształcie kątownika, z blachy o grubości 4 mm. W strefach podpór płatwi P połączono je na 4 śruby M12 z „podpórkami” (rys. 5).

Płatwie P w środku rozpiętości ich przęsł połączono ściągami Sc, o przekroju z prętów $\phi 10$ mm. Są one łączone do środka płatwi P w połowie wysokości kształtownika Z.

Na dachowe elementy osłonowe hali zastosowano płyty warstwowe, o symbolu KS1000 Top-Dek [4]. Składają się one z izolacji termicznej o grubości $h = 80$ mm i nośnej okładziny z stalowej blachy fałdowej o wysokości fałdy $h_w = 30$ mm (z blachy grubości $t_b = 0,6$ mm). Płyty te, o szerokości „krycia” 1000 mm, połączono z płatwiami P za pomocą tylko 2-ch wkrętów samowiercących EJOT JT2-6-5,5×25V16 ($\phi 6,3$ mm).

3. Opis wad i uszkodzeń konstrukcji wsporczej płyt dachowych

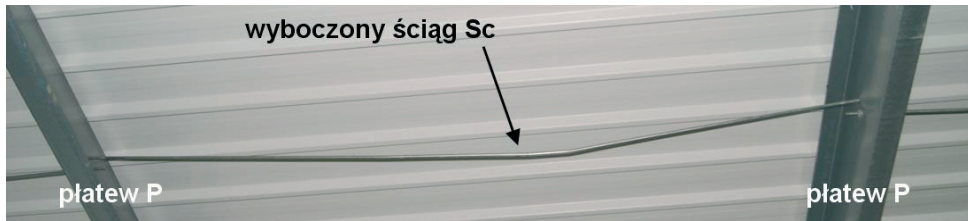
Wykonane badania identyfikacyjno-inwentaryzacyjne [5] wykazały, iż półki dolne wielu (losowo usytuowanych) płatwi P są wygięte oraz skręcone i ich osie podłużne nie są prostoliniowe. Na rys 3. pokazano przykład wygiętej płatwi P, usytuowanej w osi 8, w polu J-K. Poziome wygięcia pasów dolnych 7 płatwi P występowały głównie w polach D÷K. Pomiaru prostoliniowości pasów dolnych płatwi P (w osi 8) w polu J-K wykazały, że ich poziome wygięcie wynosiło $e = 25$ mm. Zgodnie z normą odbioru konstrukcji stalowych [6] dopuszczalne wygięcie „boczne” belki nie powinno przekraczać $1/1000$ rozpiętości pomiędzy punktami jej bocznego podparcia.



Rys. 3. Przykład wygiętej i skręconej płatwi P oraz wyboczonego ściągu Sc (w osi 8, w polu J-K)

W badanym przypadku dopuszczalna strzałka wstępnego wygięcia płatwi P wynosi $y_{dop} = \frac{1}{1000} \times 5680 \approx 6 \text{ mm} < e = 25 \text{ mm}$. Tak więc zidentyfikowane wygięcia płatwi P przekraczają o 317% wartość dopuszczalną wg [6]. Należy podkreślić, iż wygięcia i skręcenia płatwi P miały charakter deformacji trwałych i występowały w rozciąganej dolnej części przekroju (która powinna być prostoliniowa). Świadczą one m.in. o skręcaniu płatwi.

W polach między osiami D i K stwierdzono wybożenia plastyczne (ich wygięcia miały charakter trwały) 8 ściągow Sc (rys. 4), a także występowanie „poluzowanych” ściągow Sc. Ściągi projektuje się jako pręty rozciągane. Ich wybożenie świadczy, że były one ściskane.



Rys. 4. Przykład wybożonego ściągu Sc

W miejscach połączeń ściągow Sc z płatwiami P występują lokalne odkształcenia plastyczne śródników płatwi P, o „głębokości” $10 \div 20 \text{ mm}$. Przymiślnie powstały one w wyniku dużych przemieszczeń poziomych wywołanych skręcaniem płatwi.

W osi 1 i 2 (w polu przyokapowym) płatwie o przekroju Z są ułożone poprawnie tj. zewnętrzne krawędzie ich pasa górnego są skierowane ku kalenicy (rys. 2). W pozostałych osiach 3÷11 (rys. 2) płatwie P są ułożone odwrotnie (wadliwie), gdyż w tym przypadku są one wyteżone zwiększonym skręcaniem od obciążeń zewnętrznych.

Zastosowane w tym obiekcie bezpośrednie oparcie płatwi P na ryglu ramy R (rys. 5) należy uznać za wadliwe. Płatwie gięte z blach mogą wybożyć się w strefie mocowań do podpór [7], [8], gdyż ich śródnik, na skutek reakcji podporowej, ma tendencję do odchylenia się od swojej płaszczyzny, co zmniejsza jego nośność. Dlatego w tym przekroju stosuje się wzmocnienie podpory tak, aby przenoszenie reakcji płatwi na podporę następowało wyłącznie przez śrubowe połączenie z podpórką, nie zaś przez bezpośrednie oparcie na ryglu ramy. Między pasem dolnym płatwi i pasem górnym rygla powinien być 10 mm prześwit. Ponadto podpórka płatwi o grubości 4 mm jest o niedostatecznej sztywności; należało użyć blachy o grubości minimum 8 mm.



Rys. 5. Oparcie płatwi P na ryglu dachowym ramy R

4. Analiza przyczyn przedawaryjnego stanu konstrukcji wsporczej pokrycia dachowego

Skręcenia, przemieszczenia, uszkodzenia i deformacje ścianek płatwi P, a także wybożone plastycznie i „poluzowane” ściągi Sc badanej hali, świadczyły o ich alarmującym zachowaniu się. Zidentyfikowane symptomy uszkodzeń płatwi P i ściągow Sc oznaczały, że ich stan techniczny był przedawaryjny.

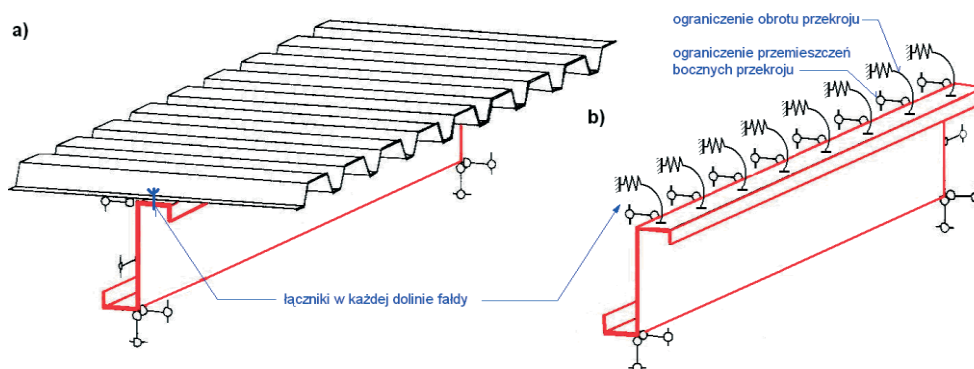
Halę zaprojektowano wg norm [9]÷[12]. Maksymalne obciążenie grawitacyjne płatwi wynosi odpowiednio $p_d = 1,092 \text{ kN/m}^2$ (obliczeniowe) i $p_k = 0,82 \text{ kN/m}^2$ (charakterystyczne).

czne). Według katalogu producenta [3] nośności zastosowanych płatwi P (mierzone granicznym obciążeniem: obliczeniowym p_d^{kat} i charakterystycznym p_k^{kat}) wynoszą:

$$p_d^{kat} = 1,39 \text{ kN/m}^2 > p_d = 1,092 \text{ kN/m}^2 - \text{stanu graniczny nośności jest spełniony,} \quad (1)$$

$$p_k^{kat} = 1,38 \text{ kN/m}^2 > p_k = 0,82 \text{ kN/m}^2 - \text{stanu graniczny użyteczności jest spełniony.} \quad (2)$$

Nośności płatwi p_d^{kat} i p_k^{kat} obliczono zakładając, że są one usztywnione „bocznie” przez połączenie ich półki górnej z tarczą z blachy fałdowej (rys. 6). Niestety tej bardzo ważnej informacji nie podano w opisie tablic nośności płatwi w [3]. Założono, że projektant wie, iż konieczne jest usztywnienie płatwi tarczą pokrycia dachowego np. z blachy fałdowej.



Rys. 6. Schemat stężenia płatwi tarczą z blachy fałdowej: a) model fizyczny, b) model obliczeniowy

Gięty na zimno z blach kształtownik Z o niesymetrycznym przekroju otwartym i cienkich ściankach, wykazuje małą sztywność na skręcanie swobodne oraz znaczną wrażliwość na wyboczenie miejscowe i dystorsyjne. W konsekwencji tego jest elementem o bardzo małej nośności na zwichrzenie. By mógł być efektywnie stosowany jako element zginany, wymaga zabezpieczenia przed zwichrzeniem i skręcaniem.

Pełne ciągłe stężenie „boczne” płatwi można uzyskać za pomocą m.in. blachy fałdowej, połączonej w sposób ciągły (gęsty) ich dolnymi fałdami z pasem górnym płatwi. Okładzina (np. blacha fałdowa) krępuje przemieszczenia liniowe i kątowe przylegającej stopki, co wydatnie podnosi nośność płatwi z warunku zwichrzenia. Zgodnie z [13] płatiew w miejscu połączenia z blachą fałdową można uważać za stężoną w płaszczyźnie poszycia (zabezpiezoną przed zwichrzeniem) jeśli spełniony jest warunek

$$S_i \geq S_{\min} = \left(EI_{\omega} \frac{\pi^2}{L^2} + GI_t + EI_y \frac{\pi^2}{L^2} 0,25h^2 \right) \frac{70}{h^2}, \quad (3)$$

gdzie: $S_i = S_1$ - sztywność postaciowa (na jednostkę długości belki) poszycia (tarczy) z blachy fałdowej połączonej z płatwią (belką) w dolinie każdej fałdy, która wynosi

$$S_i = S_1 = 1000 \sqrt{t^3} \left(50 + 10 \sqrt[3]{b_{\text{roof}}} \right) \frac{S}{h_w}. \quad (4)$$

W (3) i (4) przyjęto oznaczenia wg [13]. W przypadku badanego dachu sztywność S_{\min} płatwi P obliczona wg (3) wynosi $S_{\min} = 2605 \text{ kNm/m}$. Sztywność postaciowa S_1 tarczy z blachy okładziny wewnętrznej płyty warstwowej, jeśli byłaby ona połączona w każdej fałdzie z płatwią P, obliczona ze wzoru (4) wynosi

$$S_1 = 8139 \text{ kNm/m} > S_{\min} = 2605 \text{ kNm/m} - \text{warunek (3) stężenia płatwi jest spełniony.}$$

W badanej hali wymóg połączenia płatwi P z blachą płyty warstwowej w każdej dolinie fałdy (jako warunek stężenia „bocznego”) nie był spełniony, gdyż łączniki występowały tylko w co 5-tej fałdzie (ich rozstaw wynosił 1,0 m, tj. zastosowano po 2

łączniki dla jednej płyty na płatew P). O wadze gęstości w/w połączeń w stężeniu płatwi świadczy fakt, że gdy jest ono w co 2-giej fałdzie, to do obliczeń w (3) należy przyjąć aż 5-cio krotnie mniejszą sztywność postaciową poszycia [13]. W takim przypadku warunek stężenia płatwi P nie byłby spełniony, gdyż

$$S_2 = 0,2S_1 = 0,2 \cdot 8139 = 1628 \text{ kNm/m} < S_{\min} = 2605 \text{ kNm/m}. \quad (5)$$

Zidentyfikowany w badaniach identyfikacyjnych [5] brak dostatecznie gęstego połączenia płatwi P z poszyciem dachowym sprawia, iż nie były one zabezpieczone przed zwichrzeniem i skręcaniem. Konsekwencją tego jest bardzo mała wytrzymałość płatwi P na zginanie i mała sztywność na przemieszczenia poziome, co tłumaczy wygięcia i skręcenia płatwi P oraz wyboczenie plastyczne ściągów Sc.

Wykonano obliczenia wytrzymałościowe płatwi P, które nie są stężone „bocznie” przed zwichrzeniem. Ich współczynnik zwichrzenia wynosi $\chi_{LT} = 0,32$, obliczeniowa nośność płatwi na zwichrzenie zaś wynosi $M_{b,Rd} = 3,48 \text{ kNm}$. Nośność niestężonych „bocznie” płatwi (w badanym obiekcie) jest o 212% mniejsza od płatwi zabezpieczonych przed zwichrzeniem.

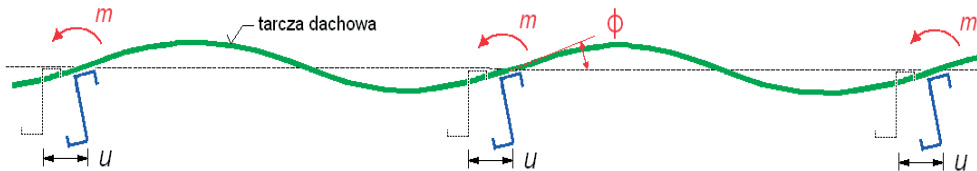
Nośność obliczeniowa niestężonych „bocznie”, ciągłych płatwi P mierzona równomiernie rozłożonym obciążeniem wynosi $p_d^{niest} = 0,447 \text{ kN/m}^2$ i nie spełniały one wymagań wytrzymałościowych wg [11] i [12] (przekroczenie nośności wynosi 144%), gdyż:

$$p_d^{niest} = 0,447 \text{ kN/m}^2 < p_d = 1,092 \text{ kN/m}^2. \quad (6)$$

W badanej hali jako usztywnienie boczne płatwi P dano ściągi Sc. To rozwiązanie nie spełniało zadania tężnika, gdyż wiotkie ściągi Sc (rys. 2) nie ograniczały: przemieszczeń bocznych pasa dolnego płatwi oraz skręcania ich przekrojów poprzecznych. Należało w strefach okapowej i kalenicowej dachu zastosować oprócz prętów prostopadłych do osi płatwi, dodatkowe pręty skośne do osi płatwi, tak aby skonstruować połączony dźwigar kratowy. Gdy połączony dach jest o rozpiętości większej od 20 m, jak w badanej hali, zaleca się stosować takie usztywnienia boczne płatwi gęściej. Pręty skośne należy łączyć z węzłami oparcia płatwi P na ryglach ramy R.

Na zachowanie płatwi pod obciążeniem oprócz ciągłego połączenia z tarczą dachową, znaczny wpływ ma rozstaw ich tężników punktowych w postaci ściągów i stężeń przeciwskrętnych. Ściągi ograniczają przemieszczenia „boczne”, tężniki przeciwskrętne zaś zabezpieczają przed obrotem przekroje płatwi. Płatwie Z charakteryzuje mała sztywność: na skręcanie swobodne oraz na zginanie względem „słabej” osi. Z tego powodu ich nośność z warunku zwichrzenia jest mała. W tym aspekcie należy zwrócić uwagę, że punktowe „przytrzymanie” (gdyby zastosowano ww. pręty skośne) jakim jest ściąg Sc usytuowany w środku wysokości kształtownika, nie stanowił ograniczenia na skręcanie przekroju płatwi P. Stężący pręt prostopadły do osi płatwi tzw. tężnik międzypłatwiowy i jego połączenie z płatwią, muszą przenosić skręcanie stężanego elementu. Jego zadaniem jest m.in. zapobieganie wyboczeniu skrętnemu płatwi przy ssącym działaniu wiatru.

Należy zwrócić uwagę na istotne, uwzględniane w ocenie nośności w przypadku ściskania pasa dolnego płatwi, ograniczenie skręcania przekroju, w wyniku ich połączenia z poszyciem (rys. 6). Niestety w tej hali brak było dostatecznie gęstego połączenia płyt dachowych z płatwami, a więc nie występuje skrupowanie przekroju płatwi na obrót, co pokazano na rys. 7.



Rys. 7. Zachowanie się ustroju płytowo-prętowego w płaszczyźnie prostopadłej do osi płatwi P

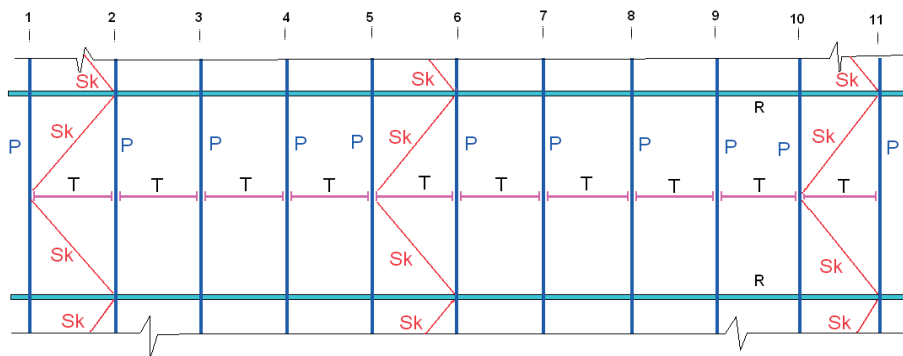
5. Uwagi wnioski końcowe

Badania inwentaryzacyjno-identyfikacyjne, obliczenia nośności oraz analizy stateczności i sztywności wykazały, że konstrukcja płatwi P i ściągow Sc nie spełniała warunków bezpiecznej eksploatacji hali oraz, że ich stan techniczny groził awarią [5]. Na tę opinię składały się przede wszystkim zastosowane rozwiązania konstrukcyjne obiektu, które nie zapewniały płatwiom P dostatecznej sztywności na przemieszczenia w płaszczyźnie połączy dachu i ograniczenia obrotu ich przekrojów w przeszłe oraz na podporze. Wymienione wady wynikają głównie z

- niedostatecznie gęstego połączenia dachowych płyt warstwowych z płatwiami P,
- braku połączeń podłużnych dachowych płyt warstwowych między sobą,
- zastosowania stężeń w postaci ściągow Sc, które nie ograniczały przemieszczeń bocznych płatwi (brak prętów skośnych w systemie stężającym) oraz nie uniemożliwiały skręcania przekrojów płatwi (brak przeciwskrętnych tężników międzypłatwowych),
- wadliwego sposobu oparcia płatwi na ryglach dachowych (m.in. brak tzw. „widełek”).

Zastosowane rozwiązanie konstrukcyjne sprawia, iż płatwie P nie były zabezpieczone przed zwichrzeniem i skręcaniem. Konsekwencją tego była ich bardzo mała wytrzymałość na zginanie i mała sztywność na przemieszczenia poziome - niedostateczna do przeniesienia prognozowanych obciążeń wg [9] i [10]. Przekroczenie nośności płatwi, wynikające tylko z braku ich usztywnienia, wynosiło 144% i nie spełniały one wymagań wytrzymałościowych wg [11] i [12]. Dodatkowe zmniejszenie nośności płatwi P wynikało z wadliwego sposobu ich oparcia na ryglu ram R (rys. 5) oraz nie zastosowania zdwojonego przekroju płatwi w ich przeszłach skrajnych (zgodnie z [3]).

W związku z niedostateczną nośnością zaproponowano naprawę i wzmocnienie konstrukcji wsporczej obudowy dachu badanej hali. Polega ona m.in. na skonstruowaniu skutecznego usztywnienia „bocznego” płatwi P, zarówno w płaszczyznach ich pasów górnych, jak i pasów dolnych, w wyniku m.in. „zagęszczenia” połączeń płyt warstwowych z płatwiami P oraz rekonstrukcji ich systemu stężającego (rys. 8, 9).



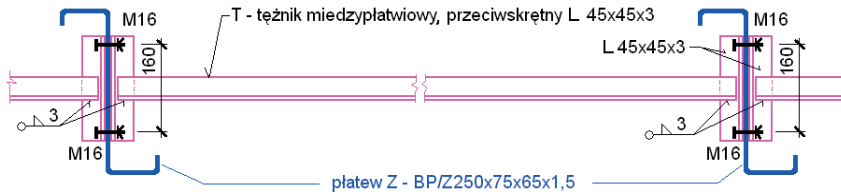
Rys. 8. Zaproponowany system konstrukcyjny stężeń płatwi P: Sk – pręt skośny, T – międzypłatwowy tężnik przeciwskrętny

W celu zapewnienia płatwiom P sztywności „bocznej” na przemieszczenia i zwiększenia ich sztywności na obrót, należy połączyć każdą dolinę fałdy blachy płyty warstwowej z półką górną płatwi (wówczas odległość łączników tych połączeń wynosi 200 mm). Ponadto należy połączyć krawędzie podłużne blach sąsiednich płyt warstwowych (połączenia między podłużnymi brzegami płyt). Odległość tych łączników nie może być większa niż 500 mm. Do wykonania ww. połączeń można zastosować jednostronne nity stalowo-stalowe (Fe/Fe), o średnicy $\phi 6$.

Zaproponowano zrekonstruować system stężenia płatwi P, który pokazano na rys. 8. Składa się on z tężników międzypłatwowych T (ograniczających skręcanie przekrojów poprzecznych płatwi P; rys 9) i prętów skośnych Sk (z prętów pełnych $\phi 10$). W polach 1-2,

10-11 oraz 5-6 należy dać dodatkowe pręty skośne Sk. Należy je połączyć w środku rozpiętości płatwi P z ich środkami oraz z węzłami rygla ramy R, w miejscach oparcia płatwi na ryglu ramy. Ich zadaniem konstrukcyjnym jest zmniejszenie poziomych przemieszczeń płatwi P.

Zastosowane w badanej hali wiotkie ściągły Sc płatwi P zaproponowano zastąpić międzypłatwiowymi tężnikami przeciwskrętnymi T, o rozwiązaniu pokazanym na rys. 9. Ich zadanie konstrukcyjne polega na skutecznym ograniczeniu skręcania przekrojów poprzecznych płatwi P.



Rys. 9. Propozycja rozwiązania konstrukcji międzypłatwiowego tężnika przeciwskrętnego T

Literatura

- 1 Protokół nr 1/2011 z okresowej (półrocznej-sezonowej) kontroli stanu technicznego sprawności technicznej obiektu, 2011 r.
- 2 Projekt wykonawczy budynku filtrów w Zakładach Produkcji Wody „Miedwie” - Nieznań, 2006.
- 3 www.pruszyński.pl.
- 4 www.kingspan.pl.
- 5 Biegus A.: Analiza przyczyn przedawaryjnego stanu technicznego płatwi w budynku filtrów węglowych w Zakładzie Produkcji Wody „Miedwie” – Nieznań. 18.01.2012.
- 6 PN-B-06200:2002 Konstrukcje stalowe budowlane. Warunki wykonania i odbioru. Wymagania i badania.
- 7 Biegus A.: Stalowe budynki halowe, Arkady, Warszawa 2003.
- 8 Bródka J., Broniewicz M., Gizejowski M.: Kształtowniki gięte. Poradnik projektanta. Polskie wydawnictwo Techniczne, 2006.
- 9 PN-80/B-02010 Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie śniegiem.
- 10 PN-77/B-02011 Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie wiatrem.
- 11 PN-90/B-03200 Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- 12 PN-B-03207:2002 Konstrukcje stalowe. Konstrukcje z kształtowników i blach profilowanych na zimno. Projektowanie i wykonanie.
- 13 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.

Cause of prior-failure technical states of purlins in steel halls

Antoni Biegus¹

¹ Department of Metal Structures, Faculty of Civil Engineering, Wrocław University of Technology, e-mail: antoni.biegus@pwr.wroc.pl

Abstract: In the examined steel hall, the system of purlins made of Z cold-formed profiles and bar ties was used. A periodic inspection of the technical state of the hall reveals some deformations, bends and torsion of purlins and buckling of ties. The results of tests on the resistance and rigidity of the roof covering structure, carried out to clarify the causes of described state were performed.

Keywords: steel hall, Z cold-formed purlins, prior-failure state