

**XXIV**XXIV Konferencja Naukowo-Techniczna
Szczecin-Międzyzdroje, 26-29 maja 2009**awarie budowlane**

Prof. dr hab. inż. ZBIGNIEW MENDERA
Profesor emerytowany Politechniki Krakowskiej
Profesor zwyczajny Politechniki Śląskiej

AWARIA I WZMOCNIENIE STALOWYCH ZBIORNIKÓW ETANOLU W FAZIE OBCIĄZEŃ PRÓBNYCH

FAILURE AND REPAIR OF STEEL TANKS FOR ETHANOL IN LOADING TESTS

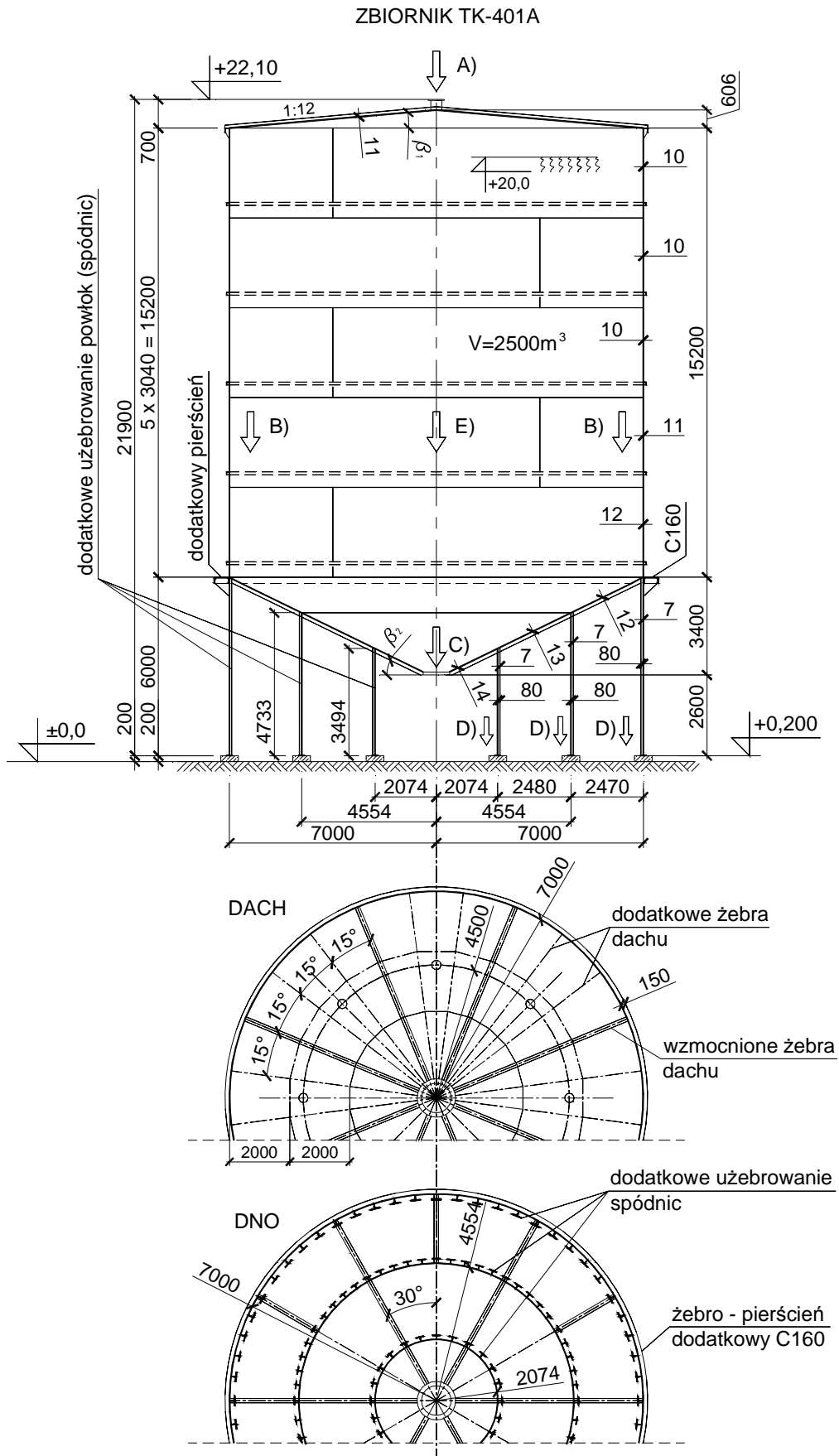
Streszczenie Próba wodna pierwszego spośród pięciu zbiorników (2500 m³) wywołała lokalną utratę stateczności cienkościennych powłok walcowych podpierających zbiornik (zamiast np. słupów), zaś próba podciśnieniowa spowodowała nadmierne ugięcia żeber promieniowych małowyniosłej powłoki stożkowej dachu zbiornika. Analiza inżynierska stosownych modeli obliczeniowych tych ustrojów wyjaśniła zaobserwowane zjawiska, a zabiegi wzmacniające powłok walcowych podpór i powłok stożkowych dachu przywróciły im wymaganą nośność i sztywność, co potwierdziły ponowne próby obciążeniowe, wykonane na wszystkich pięciu zbiornikach.

Abstract Water test on the first of five tanks (2500 m³) generated local loss of stability of thin-walled cylindrical shells supporting the tank, and vacuum test showed the excessive deflections of roof vault ribbing. Engineering analysis of corresponding analytical models of the structure explained these failure effects, and some procedure of repair restored the load capacity and serviceability requirements, which have been confirmed by final loading tests on all five tanks.

1. Wprowadzenie

Poszukiwania nowych, odnawialnych źródeł energii, w tym paliw silnikowych, wskazują na możliwość zastosowania domieszek do paliw ropopochodnych bioetanolu. Taką możliwość wykorzystują już niektóre państwa, np. Brazylia, USA czy Francja, a powinna nią być szczególnie zainteresowana Polska. Dlatego należy z uznaniem przyjąć już realizowany w kraju projekt budowy wytwórni etanolu na bazie kukurydzy (według technologii amerykańskiej). W tym celu zaprojektowano (w kraju) m.in. pięć zbiorników walcowych o osi pionowej na etanol o pojemności 2500 m³ każdy, opartych na trzech kręgach powłok walcowych („spódnic”) (rys. 1).

Zbiorniki te o średnicy 14 m i całkowitej wysokości 22 m ze stali St3S (S235J2 [1]) posiadają małowyniosły dach stożkowy z blach o grubości 11 mm uźebrowanych promieniowo, płaszcz walcowy części pojemnościowej z blach o grubości 10÷12 mm zamknięty od dołu lejem stożkowym z blach o grubości 12÷14 mm uźebrowanych promieniowo i obwodowo oraz cienkościennie podpory w formie trzech współśrodkowych powłok walcowych („spódnic”) o grubości ścianki 7mm obwodowo („torusowo”), podpierających płaszcz zbiornika i powłokę stożkową dna zbiornika.



Rys. 1. Zbiornik etanolu: przekrój pionowy, rzut dachu i dna podpartego powłokowymi spódnicami (powłoka walcowa)

Bateria pięciu zbiorników znajdowała się w końcowym etapie montażu, w tym dwa zbiorniki na podporach powłokowych zostały ukończone w części pojemnościowej i zaślepione od dołu leja w celu przeprowadzenia próby wodnej, wywołania nadciśnienia $p_r = 7,0$ kPa, a następnie podciśnienia $p_p = -3,5$ kPa. Próby obciążeniowe przeprowadzono w dodatkich temperaturach otoczenia i przy bezwietrznej pogodzie.

W trakcie próby wodnej pierwszego i drugiego zbiornika w strefach górnych cienkościennych podpór walcowych wystąpiły lokalne pofalowania i wybrzuszenia, dochodzące do 120 mm, w stosunku do powierzchni środkowej, których charakter i powtarzalność wskazywały na utratę stateczności lokalnej tych powłok. Udało się pomyślnie opróżnić zbiorniki z wody (co trwało jednakże ok. 48 godzin), zaś pofalowania i wybrzuszenia cofnęły się w okresie paru dni, co wskazywało na sprężysty charakter utraty stateczności. W ekspertyzie wyjaśniono te zjawiska i zastosowano stosowne wzmocnienia (uźebrowania powłokowych podpór, co opisano w rozdziale 2 referatu).

W następnym etapie prób obciążeniowych (po wcześniejszym wzmocnieniu podpór powłokowych zbiornika), tzn. podczas wywoływania podciśnienia, już przy podciśnieniu około 3,0 kPa < 3,5 kPa wystąpiły nadmierne i niejednakowe ugięcia uźebrowanej promieniowo powłoki stożkowej dachu (od 60 do 120 mm), co świadczyło o dużym udziale stanów giętnych (a nie tylko błonowych) w wyężeniu konstrukcji żebrów-powłokowej dachu. Problemy te wyjaśniono i żebra promieniowe dachu wzmocniono i zagęszczono, co opisano w rozdziale 3 referatu.

Po zrealizowaniu wszystkich wzmocnień podpór powłokowych zbiorników i uźebrowania stożkowych dachów wykonano wymagane próby obciążeniowe, które wypadły pozytywnie i przystąpiono do wykonania prac instalacyjnych i wykończeniowych (ocieplenie itp.). Dzięki dobrej i bezpośredniej współpracy projektantów, wykonawców, nadzoru budowlanego z ekspertem udało się w krótkim czasie doprowadzić zbiorniki do poprawnego stanu technicznego i wymaganej nośności.

2. Analiza zachowania się powłokowych podpór („spódnic”) zbiornika

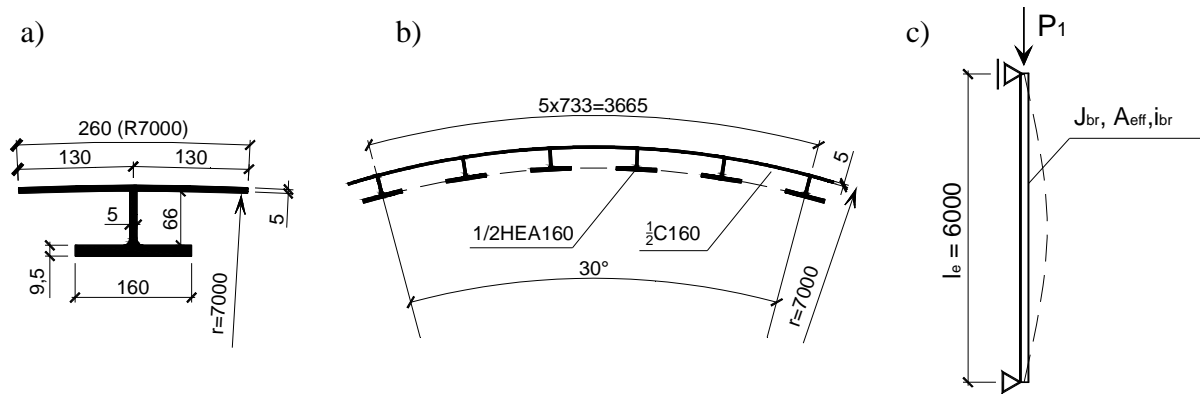
W odróżnieniu od walcowych pionowych zbiorników naziemnych (np. na produkty ropopochodne), w których obciążenie zasadnicze czyli od magazynowanej cieczy przenosi się bezpośrednio poprzez dno na „sprężyste” podłoże [2, 3], zbiorniki nadziemne przenoszą całe obciążenie stałe i użytkowe poprzez podpory słupowe (np. w przypadku silosów [4]), a w rozpatrywanym przypadku poprzez koncentrycznie rozmieszczone podpory powłokowe („spódnic”), na fundament (rys. 1).

Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe rozpatrywanych zbiorników etanolu były przez projektantów wykonane poprawnie, z wykorzystaniem jednego z programów komputerowych statyki liniowej, jednakże z pominięciem analizy stateczności cienkich powłok. Dlatego wykazane przez program naprężenia (w tym zastępcze Hubera-Misesa-Hencky’ego) były mniejsze od wytrzymałości obliczeniowej stali ($f_d = 215$ MPa), co świadczyło tylko o bezpiecznym stanie wyężenia w punkcie, a nie o wyężeniu (nośności) całego elementu lub konstrukcji. Tymczasem naprężenia „bezpieczne” z uwzględnieniem niestateczności miejscowej powłok walcowych podpór $f_{ab} = \varphi_p \cdot f_d$ wyniosły, odpowiednio [5, 6]: 13 MPa w powłoce skrajnej (zewnątrznej), 25 MPa w powłoce pośredniej oraz 69 MPa w podporze środkowej i były dwu a nawet trzykrotnie mniejsze od rzeczywistych południkowych naprężeń ściskających w tych powłokach (o grubości nominalnej 7 mm i promieniach krzywizny: 7000 mm, 4554 i 2074 mm, odpowiednio). Ten stan wyężenia w stosunku do nośności

w pełni uzasadniał zjawisko utraty stateczności lokalnej powłok podporowych podczas wypełniania zbiornika wodą, szczególnie w jego ostatniej fazie (nawet z uwzględnieniem istniejących częściowych współczynników bezpieczeństwa metody stanów granicznych). Szczęśliwie więc uniknięto awarii, poprzez sprawne spuszczenie wody, nie tylko tego jednego zbiornika ale prawdopodobnie i całej baterii 5. zbiorników, stojących obok siebie.

Należało więc wzmocnić ścianki powłok podporowych zbiorników docelowo, tzn. wszystkich uwzględnieniem wszystkich możliwych obciążeń, ubytków korozyjnych blach, oszacowanych w projekcie na 2mm ich grubości, czyli $t = 7 - 2 = 5$ mm.

Zatwierdzono akurat, w roku 2008, polską wersję normy europejskiej, dotyczącej stateczności powłok stalowych [8], co pozwalało bardziej wiarygodnie uzasadnić analizy nośności badanych powłok, niż tylko w oparciu o polskie prace [5, 6], choć wyniki są zbieżne. W efekcie przeprowadzonych analiz zalecono i zrealizowano na montażu wzmocnienia żebrami pionowymi z 1/2 HEA 160 podporowych powłok walcowych (z wręgami obwodowymi). Przytoczymy tu przykładowe obliczenia wg Eurokodu 3 [7, 8] tylko jednej wzmocnionej powłoki podporowej zbiornika, a mianowicie zewnętrznej (patrz rys. 2).



Rys. 2. Uzebrowanie powłoki podporowej, a) efektywny przekrój słupka uzebranego (panelu), b) rozmieszczenie żeber powłoki, c) słupki żebrzy (wyboczenie)

Dane i algorytm obliczeniowy (oznaczenia i symbole wg [7, 8] oraz rys. 2):

- stal S235J2, $E = 210$ GPa, $f_y = R_e = 235$ MPa, $\gamma_{M1} = 1,1$;
- obciążenie stałe i zmienne, obliczeniowe, przypadające na powłokę zewnętrzną podpory: $V_1 = 11800$ kN,
- szerokość współpracująca powłoki (płyty) z dodatkowymi żebrami pionowymi ($k = 4$, [9,10]), w rozstawie $b = 733$ mm i charakterystyki przekroju:

$$\bar{\lambda}_p = b/t \cdot 1/28,4 \sqrt{k} = 733/5 \cdot 1/28,4 \sqrt{4} = 2,58,$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,22}{\bar{\lambda}_p^2} = \frac{2,58 - 0,22}{2,58^2} = 0,355,$$

$$b_{eff} = \rho \cdot b = 0,355 \cdot 733 = 260 \text{ mm}, (b_{eff} / 2 = 130 \text{ mm}).$$

$$A_{eff} = 260 \cdot 5 + 66 \cdot 5 + 160 \cdot 7,5 = 2830 \text{ mm}^2;$$

$$A_{br} = 5195 \text{ mm}^2; I_{br} = 6359160 \text{ mm}^4; i_{br} = \sqrt{\frac{I_{br}}{A_{br}}} = 35 \text{ mm}.$$

- Obciążenie przypadające na jedno żebro efektywne (panel, $n = 60$ szt.):

$$\sigma_1 = \frac{P_1}{A_{eff}} = \frac{196700}{2830} = 69,5 \text{ MPa} < f_y / \gamma_{M1} = 235 / 1,1 = 213,6 \text{ MPa.}$$

- Nośność wybozeniowa panelu (słupka żebrowego) wg rys. 2c:

$$\lambda = \frac{l_e}{i_{br}} = \frac{6000}{35} = 171,4,$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot A_{br}}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 5195}{171,4^2} = 366508 \text{ N,}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{2830 \cdot 235}{366508}} = 1,35 \rightarrow \chi = 0,350,$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,350 \cdot 2830 \cdot 235}{1,1} = 211607 \text{ N,}$$

$$\frac{P_1}{N_{b,Rd}} = \frac{196700}{211607} = 0,93 < 1,$$

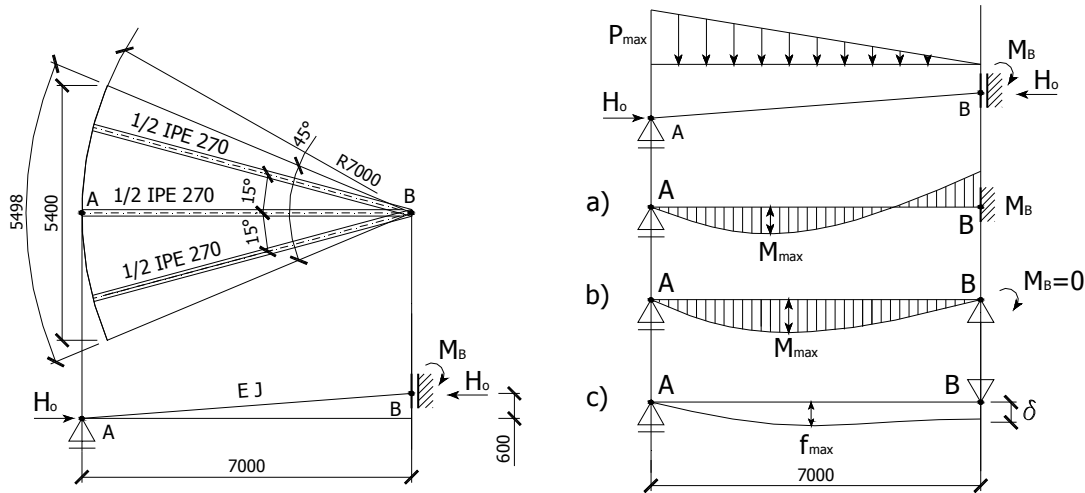
czyli warunek nośności jest spełniony.

W pozostałych podporach powłokowych zbiornika analogiczne obliczenia wskazały na konieczność rozmieszczenia żeber pionowych w odstępach: $b = 477$ mm (powłoka pośrednia) i $b = 543$ mm (powłoka wewnętrzna). Odstęp żeber musiał też spełniać warunek podzielności okręgu danego obwodu powłoki na wycinkach koła o kącie 30° .

3. Analiza nośności stożkowego dachu zbiornika

Małowyniosła, uźebrowana powłoka stożkowa dachu (kął nachylenia tworzącej 5°) pod przeważającym obciążeniem pionowym oraz normalnym do jej powierzchni (ciężar dachu i podciśnienie) wymagała nie tylko analizy błonowej blachy przekrycia, ale przede wszystkim analizy stanu giętnego struktury prętowej dachu (zeber promieniowych i współpracujących blach pokrycia), w celu wyjaśnienia nadmiernych i nierównomiernych ugięć poszczególnych żeber z $\frac{1}{2}$ IPE 270, rozstawionych pierwotnie na powłoce dachu o grubości nominalnej 11 mm, promieniowo co 45° . Ze względu na biegnące prace montażowe, termin wyjaśnienia problemu był pilny, to też najpierw opracowano uproszczony, inżynierski model obliczeniowy struktury żebrowej dachu, a w wyniku zaproponowano zagęszczenie uźebrowania (co 15°), wykonano próby podciśnieniowe tak wzmocnionego dachu, a następnie zostały wykonane bardziej zaawansowane obliczenia tej struktury, wspomagane programem komputerowym „ANSYS” (przez innych, niezależnych ekspertów, co zajęło jednakże ok. 30 dni).

Analiza inżynierska została przeprowadzona dla czterech sytuacji obliczeniowych pracy zbiorników, co przedstawiono w tabl. 1, a charakterystyki wytrzymałościowe żeber efektywnych w tabl. 2.



Rys. 3. Model obliczeniowy „inżynierski” uźebrowanej struktury dachu (wycinek 45° kołowo symetrycznej struktury)

Tablica 1. Sytuacja obliczeniowa pracy konstrukcji nośnej dachu zbiornika

Sytuacja obliczeniowa		Grubość elementów	Podciśnienie [kPa]	Ciężar dachu [kPa]	Obciążenie sumaryczne q [kPa]	Ugięcie zmierzone lub obliczone
Nr	Opis					
1.	Zbiornik w stanie pierwotnym (projektowym – żebra co 45°)	nominalna (bez korozji)	3,0	1,5	charakterystyczne 4,5	pomierzone: 40÷120 mm, obliczone: 86 mm
2.	Zbiornik w stanie przejściowym ze wzmocnionymi żebrami (co 45°)	nominalna	3,5	(1,5)	charakterystyczne 3,5 (5,0)*	pomierzone: 30 mm obliczone: 36 mm
3.	Zbiornik w stanie docelowym ze wzmocnionymi żebrami (co 15°)	nominalna	3,5	(1,5)	charakterystyczne 3,5 (5,0)*	pomierzone: 13 mm obliczone: 13,7 mm
4.	Zbiornik w stanie docelowym z uwzględnieniem ubytków korozyjnych (2÷5 mm, odpowiednio)	nominalna minus ubytki korozyjne	obliczeniowe 3,5 x 1,3 = 4,55	obliczeniowe 2,88	obliczeniowe 7,43	prognozowane z uwzględnieniem korozji: 52 mm (40 mm)**
*) wartości do obliczenia naprężeń w trakcie próby podciśnieniowej						
**) od obciążeń charakterystycznych						

Tablica 2. Charakterystyki wytrzymałościowe „prętów” struktury

Sytuacja obliczeniowa		A _e [mm ²]	J _e [mm ⁴]	W _e [mm ³]
Nr	Opis przekroju efektywnego			
1.	½ IPE270 (co 45°)	5930	20744631	212547
2.	½ IPE270 + 2L120x80x10 (co 45°)	9750	25267718 (26976682)*	261030 (332225)*
3.	jw. + 2IPE270 (co 15°)	21610	66756980	686124
4.	Docelowa jw. lecz z uwzględnieniem ubytków korozyjnych (2 ÷ 5mm)	10720	37675207 (46348187)*	510878 (540218)*
*) żebro z nakładką górną w zworniku „B”				

• Wyniki analizy statyczno-wytrzymałościowej

Pierwsze trzy sytuacje obliczeniowe odpowiadały stanowi zbiorników w czasie prób obciążeniowych w trakcie montażu (charakterystyczne obciążenia i nominalne grubości elementów konstrukcji), zaś sytuacja 4, to sprawdzenie stanów granicznych zbiorników na obciążenia

docelowe (obliczeniowe) przy uwzględnieniu ubytków korozyjnych konstrukcji nośnej (2 mm i 5 mm, odpowiednio).

Zastępczy panel struktury dachu (EI_e) był poddany obciążeniu trójkątnemu o maksymalnej rzędnej $p_{\max} = q \cdot b = q \cdot 5400 \text{ N/mm}^2$ i stanowił belkę przegubowo-podpartą na podporze A i podatnie-podpartą (utwierdzoną) w zworniku B, z możliwością ograniczonych przemieszczeń pionowych (ugięcie środka powłoki stożkowej). Niewielki wpływ na wyężenie panelu miała jeszcze siła pozioma H_0 , którą przypisano jednak błonowej pracy samej powłoki stożkowej.

• Sytuacja obliczeniowa 1

Obciążenie jednostajnie rozłożone $q = 0,0045 \text{ N/mm}^2$ (ciężar własny dachu $0,0015 \text{ N/mm}^2$ + podciśnienie $0,0030 \text{ N/mm}^2$);

Obciążenie trójkątne:

$$p_{1,\max} = q \cdot b = 0,0045 \cdot 5400 = 24,3 \text{ N/mm}.$$

Momenty zginające:

$$M_{1,B} = -\frac{7}{120} \cdot p_{1,\max} \cdot r^2 = -0,0583 \cdot 24,3 \cdot 7000^2 = -69,5 \cdot 10^6 \text{ Nmm},$$

$$M_{1,\max} = +\frac{137}{3240} \cdot p_{1,\max} \cdot r^2 = +0,0423 \cdot 24,3 \cdot 7000^2 = +50,3 \cdot 10^6 \text{ Nmm}.$$

Naprężenia:

$$\text{na podporze: } \sigma_{1,B} = \frac{M_{1,B}}{W_{1,e}} = \frac{69500000}{212547} = 327 \text{ MPa} \gg f_y = 235 \text{ MPa},$$

$$\text{w przęśle: } \sigma_{1,\max} = \frac{M_{1,\max}}{W_{1,e}} = \frac{50300000}{212547} = 237 \text{ MPa} \approx f_y = 235 \text{ MPa}.$$

Na podporze (w zworniku) doszło więc do uplastycznienia przekroju, a następnie, po znacznym obrocie węzła aż do jego pęknięcia, czyli $M_B = 0$.

A więc obowiązuje raczej schemat b) (patrz rys. 3), czyli belka wolnopodparta, w której moment przeszłowy:

$$M_{0,\max} = \frac{p_{1,\max} \cdot r^2}{9 \cdot \sqrt{3}} = \frac{24,3 \cdot 7000^2}{9 \cdot \sqrt{3}} = 76,4 \cdot 10^6 \text{ Nmm},$$

a ugięcie;

$$f_{0,\max} \approx \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{0,\max} \cdot r^2}{EI_{1,e}} = 0,1 \cdot 76,4 \cdot 10^6 \cdot 7000^2 / 210000 \cdot 20,7 \cdot 10^6 = 86 \text{ mm},$$

przy zmierzonych podczas próby ugięciach: $60 \div 120 \text{ mm}$.

Należy więc wnioskować o wyczerpaniu nośności charakterystycznej tego żebra o maksymalnym ugięciu $f_{\max,eksperyim.} = 120 \text{ mm}$ i przejęciu pracy dachu przez jeszcze niepęknięte sąsiednie żebra.

• Sytuacja obliczeniowa 2

Wyężenie żebra wzmocnionego ($q_2 = 5,0 \text{ kN/m}^2$) obciążeniem trójkątnym: $p_{2,\max} = q_2 \cdot b = 0,005 \cdot 5400 = 27,0 \text{ N/mm}$, daje momenty zginające:

$$M_{2,B} = -\frac{7}{120} \cdot p_{2,\max} \cdot r^2 = -0,0583 \cdot 27,0 \cdot 7000^2 = -77,1 \cdot 10^6 \text{ Nmm},$$

$$M_{2,\max} = +\frac{137}{3240} \cdot p_{2,\max} \cdot r^2 = +0,0423 \cdot 27,0 \cdot 7000^2 = +55,9 \cdot 10^6 \text{ Nmm}.$$

Naprężenia:

$$\text{na podporze: } \sigma_{2,B} = \frac{M_{2,B}}{W_{2,e}^*} = \frac{77,1 \cdot 10^6}{332225} = 232 \text{ MPa} \approx f_y = 235 \text{ MPa},$$

a więc wytworzył się pierwszy przegub plastyczny z momentem plastycznym $M_{2,pl} = W_{2,e}^* \cdot f_y = 332225 \cdot 232 = 77,1 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$,

zaś naprężenie w prześle żebra wyniosło:

$$\sigma_{2,\max} = \frac{M_{2,\max}}{W_{2,e}} = \frac{55,9 \cdot 10^6}{261030} = 214 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa}.$$

Tak więc stan graniczny nośności nie został przekroczony, a ugięcie żebra od podciśnienia 3,5 kPa można oszacować następująco:

$$p'_{2,\max} = 0,0035 \cdot 5400 = 18,9 \text{ N/mm},$$

$$M'_{2,\max} = \frac{137}{3240} \cdot p'_{2,\max} \cdot r^2 = 0,0423 \cdot 18,9 \cdot 7000^2 = 39,2 \cdot 10^6 \text{ Nmm},$$

$$f_{2,\max} \approx \frac{1}{10} \cdot \frac{M'_{2,\max} \cdot r^2}{EI_{2,e}} = 0,1 \cdot \frac{39,2 \cdot 10^6 \cdot 7000^2}{210000 \cdot 25,3 \cdot 10^6} = 36 \text{ mm},$$

wobec zmierzonych podczas drugiej próby podciśnieniowej średnich ugięć żeber $f_{2,\max,eksper.} = 30 \text{ mm}$, co należy uznać za dobrą zgodność (uwaga: ugięcie blach powłoki między żebrami było zwiększone o 5 do 20 mm).

• Sytuacja obliczeniowa 3

Wyężenie żebra wzmocnionego (przy $q_3 = 5,0 \text{ kPa}$), obciążonego trójkątnie:

$$p_{3,\max} = 0,005 \cdot 5400 = 27,0 \text{ N/mm}.$$

Momenty zginające:

$$\text{na podporze w zworniku B: } M_{3,B} = M_{2,B} = -77,1 \cdot 10^6 \text{ Nmm},$$

$$\text{w prześle: } M_{3,\max} = M_{2,\max} = +55,9 \cdot 10^6 \text{ Nmm}.$$

Naprężenia:

$$\sigma_{3,B} = \frac{M_{3,B}}{W_{3,e}} = \frac{77,1 \cdot 10^6}{686124} = 112 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{3,\max} = \frac{M_{3,\max}}{W_{3,e}} = \frac{55,9 \cdot 10^6}{686124} = 82 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa}.$$

Ugięcie tylko od podciśnienia próbnego 3,5 kPa (co było przedmiotem pomiaru):

$$M'_{3,\max} = \frac{137}{3240} \cdot p'_{3,\max} \cdot r^2 = 0,0423 \cdot 0,035 \cdot 5400 \cdot 7000^2 = 39,2 \cdot 10^6 \text{ Nmm},$$

$$f_{3,\max} \approx \frac{1}{10} \cdot \frac{M'_{3,\max} \cdot r^2}{EI_{3,e}} = 0,1 \cdot \frac{39,2 \cdot 10^6 \cdot 7000^2}{210000 \cdot 66,8 \cdot 10^6} = 13,7 \text{ mm},$$

wobec zmierzonych podczas trzeciej próby podciśnieniowej, średnich ugięć żeber $f_{3,\max,eksper.} = 13 \text{ mm}$, co również świadczy o trafnym doborze modelu obliczeniowego struktury nośnej dachu stożkowego (uwaga: ugięcie blach pomiędzy żebrami było znikome wobec zagęszczenia żeber).

• Sytuacja obliczeniowa 4 – docelowa

Sprawdzenie stanów granicznych struktury dachu pod pełnym obciążeniem obliczeniowym i z uwzględnieniem ubytków korozyjnych żeber (2 mm) i blach pokrycia (5 mm):

$$q_d = \sum q_i \cdot \gamma_{Fi} = 7,43 \text{ kN/m}^2 \equiv 0,00743 \text{ N/mm}^2;$$

$$p_{d,\max} = q_d \cdot b = 0,00743 \cdot 5400 = 40,12 \text{ N/mm};$$

$$M_{d,B} = -\frac{7}{120} \cdot p_{d,\max} \cdot r^2 = -0,0583 \cdot 40,12 \cdot 7000^2 = -114,6 \cdot 10^6 \text{ Nmm};$$

$$M_{d,\max} = \frac{137}{3240} \cdot p_{d,\max} \cdot r^2 = 0,0423 \cdot 40,12 \cdot 7000^2 = 83,2 \cdot 10^6 \text{ Nmm};$$

$$\sigma_{d,B} = \frac{M_{d,B}}{W_{d,e}^*} = \frac{114,6 \cdot 10^6}{540218} = 212 \text{ MPa} < \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{235}{1,1} = 213,6 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{d,\max} = \frac{M_{d,\max}}{W_{d,e}} = \frac{83,2 \cdot 10^6}{510878} = 163 \text{ MPa} < 216,3 \text{ MPa}.$$

Przewidywane ugięcie (od obciążeń obliczeniowych):

$$f_{d,\max} \approx \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{d,\max} \cdot r^2}{EI_{d,e}} = 0,1 \cdot \frac{83,2 \cdot 10^6 \cdot 7000^2}{210000 \cdot 37675207} = 52 \text{ mm};$$

Można prognozować, że ugięcia normowe w stanie granicznym użyteczności (obciążenia charakterystyczne), nie przekroczą 40mm, co stanowi: 1/15 wyniosłości powłoki, 1/175 promienia powłoki i 1/350 średnicy powłoki (rozpiętości l).

Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe bardzo skomplikowanego modelu obliczeniowego (m.in. z drugorzędnymi elementami pomostu, żeber lokalnych itp.), wspomagane komputerowo (elementy skończone płytowe i bryłowe programu ANSYS), potwierdziły wynik uproszczonych analiz inżynierskich, przedstawionych powyżej, choć uzyskano wiele dodatkowych i szczegółowych danych o zachowaniu się konstrukcji.

4. Zakończenie i wnioski

Przykład analizy skomplikowanej konstrukcji prętowo-powłokowej zbiornika, która była poddana obciążeniom próbnym podczas montażu, przedstawionej w niniejszym opracowaniu, pozwala na sformułowanie wniosków uogólniających:

- Potwierdzają się fakty niedoceniań przez projektantów konieczności opracowywania inżynierskiego, uproszczonego modelu obliczeniowego i oszacowania nośności elementów konstrukcji, zanim powierzy się analizę konstrukcji programowi komputerowemu. Wyniki tych dwóch

oszacowań i wnioski powinny być jakościowo i w przybliżeniu ilościowo zgodne. W przeciwnym przypadku należy szukać błędów w modelowaniu struktury: uproszczonej i dokładniejszej. Poza tym nadmiar informacji dostarczanej przez wydruki komputerowe utrudnia często ich interpretację, co jeszcze wzmacnia powyższy wniosek. Np. model obliczeniowy konstrukcji w trakcie przyrostu obciążeń może się zmieniać, w szczególności, jeśli zagadnienie ma charakter nieliniowy (utrata stateczności, wejście elementu w fazę plastyczną, itp.).

- Problemy utraty stateczności konstrukcji, w tym stany pozakrytyczne elementów płytowych lub powłokowych nie są dostatecznie precyzyjnie opracowane w programach komputerowych. Dlatego, tzw. „modele imperfekcyjne konstrukcji”, szeroko rozpowszechnione w algorytmach norm europejskich, oparte również na wynikach doświadczeń, pozwalają w sposób prosty, lecz dostatecznie dokładny, bezpiecznie projektować konstrukcje, co powinno być wykorzystywane w oszacowaniach inżynierskich. W zagadnieniach projektowania konstrukcji z blach stalowych wiele cennych rozważań i zaleceń można znaleźć także w starszych, klasycznych już pozycjach, np. [11,12].
- Obliczenia wykonywane przez (uprawnionego) projektanta powinny być weryfikowane przez (uprawnionego), niezależnego sprawdzającego. Jeśli są to obliczenia „komputerowe” to powinno się je weryfikować poprzez inny stosowny program obliczeniowy (komputerowy). Na ogół nie docenia się odpowiedzialności weryfikatora na równi z projektantem, za bezpieczeństwo zaprojektowanej budowli. Ten problem wyłania się dopiero wówczas, gdy nastąpi awaria lub katastrofa konstrukcji, co na szczęście jest zdarzeniem rzadkim, lecz jednak realnym.

Literatura

1. PN-EN 10025, Wyroby walcowane na gorąco z niestopowych stali konstrukcyjnych. Warunki techniczne dostawy, PKN, Warszawa 2008.
2. Ziółko J., Zbiorniki metalowe na gazy i ciecze, Arkady, Warszawa 1986.
3. PN-B-03210, Konstrukcje stalowe. Zbiorniki walcowe pionowe na ciecze. Projektowanie i wykonanie, PKN, Warszawa 1997.
4. PN-B-03202, Konstrukcje stalowe. Silosy na materiały sypkie, Obliczenia statyczne i projektowanie, PKN, Warszawa 1990.
5. Mendera Z., Stateczność stalowych powłok walcowych ściskanych podłużnie, Inżynieria i Budownictwo, Nr 4–5/2000, s.240–243, Warszawa 2000.
6. Mendera Z., Interakcyjne kryteria stateczności płyt i powłok metalowych w złożonych stanach naprężenia, Inżynieria i Budownictwo, Nr 2/1993, s.50–53, Warszawa 1993.
7. Eurokod 3, PN-EN 1993-1-1, Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków, PKN, Warszawa 2008.
8. Eurokod 3, PN-EN 1993-1-6, Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-6: Wytrzymałość i stateczność konstrukcji powłokowych, PKN, Warszawa 2008.
9. Eurokodu 3, PN-EN 1993-1-5, Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-5: Blachownice, PKN, Warszawa 2008.
10. Timoszenko S. P., Ustojcziwost' uprugich system, GITTL, Moskwa 1955.
11. Lessig E. N., Liliejew A. F., Sokołow A. G., Listowyje mietalliczeskije konstrukcje, Izdatielstwo Litieratura po Stroitelstvu, Moskwa 1980.
12. SNIP_II.23.81, Stroitielnyje normy i prawidła, Normy projektowanija, Stalnyje konstrukcje, Moskwa 1982.