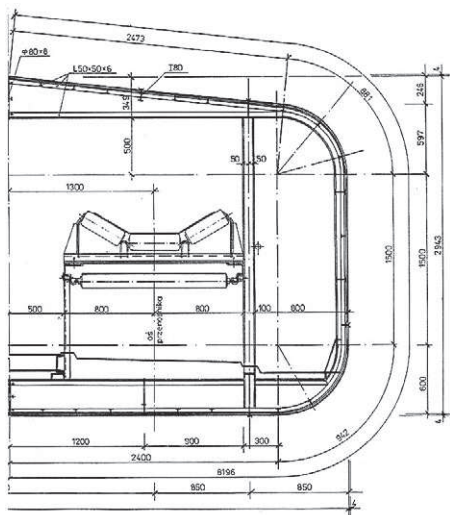


Analiza nośności wieloprzęstowej stalowej galerii transportowej

Dr inż. Maciej Suchodoła, Politechnika Krakowska

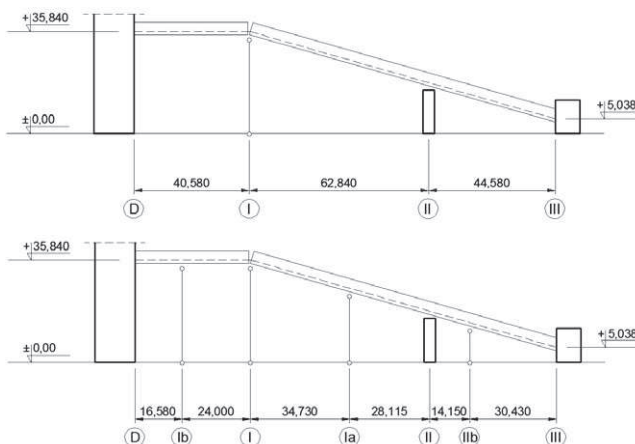
1. Powłokowa galeria transportowa

W artykule przedstawiono sposoby wymiarowania powłokowej galerii transportowej na przykładzie istniejącego obiektu. Analizowaną galerię pod taśmociąg nawęglania kottowni wybudowano w latach 70. ub. wieku. Dokumentacja jest wzorowana na rozwiązaniu typowym opracowanym przez COBPKM „MOSTOSTAL” (wykorzystano technologię stosowaną przy wykonawstwie galerii typowych). Projekt obejmował galerię powłokową z dnem i dachem płaskim oraz wyokrąglonymi narożnikami, o zewnętrznej szerokości wręgi $B=6000$ mm. Galeria ta jest przeznaczona dla dwóch przenośników taśmowych o szerokości taśm $B_t=1200$ mm usytuowanych symetrycznie w odstępnie osiowym $bt=2600$ mm. Pomiedzy przenośnikami umieszczono przejście komunikacyjne o szerokości 1000 mm, a wzdłuż obu ścian bocznych wydzielono przejścia remontowo-komunikacyjne o szerokości 2×700 mm (por. rys. 1). Galeria w okresie użytkowania była dwukrotnie modyfikowana. Zmiany



Rys. 1.
Przekrój
poprzeczny
galerii

konstrukcji galerii obejmowały wykonanie dodatkowych podpór w osi Ia z podniesieniem wykonawczym przęsła skośnego o 30 mm oraz w osiach IIb, Ib, z podniesieniem wykonawczym przęsła poziomego o 20 mm. Powyższe modyfikacje spowodowały, zmianę schematu statycznego w części skośnej z dwuprzęsłowej belki na czteroprzęsłową oraz zmianę w części poziomej z jednoprzęsłowej na dwuprzęsłową. Konsekwencją



Rys. 2. Schemat galerii nawęglania: stan pierwotny i stan aktualny



Rys. 3. Widok ogólny galerii nawęglania

zmiany schematu statycznego była redystrybucja sił przekrojowych oraz ograniczenie ugięć. Schemat galerii wg stanu pierwotnego i aktualnego pokazano odpowiednio na górnym i dolnym rysunku 2, na którym naniesiono wszystkie zinwentaryzowane podpory. Widok ogólny aktualnego stanu galerii nawęglania przedstawiono na rysunku 3.

Poszycie galerii zaprojektowano z blachy o grubości $t = 4$ mm, uźebrowanej podłużnicami z teowników $T 50 \times 50 \times 6$ i dwuteowników walcowanych IPN 100 (rys. 4) – ściany boczne lub IPN 80 – dach i dno o zmiennym rozstawie. Żebra poprzeczne (wręgi) pośrednie zaprojektowano w rozstawie co 1500 mm, w formie ram



Rys. 4. Widok od wewnątrz na dach galerii transportowej

zamkniętych o zmiennym przekroju ukształtowanym z 2T 50x50x6 mm. Wręgi przy podporach posiadają konstrukcję różniącą się od opisanej powyżej, ponieważ wykonano je z przekrojów pełnościennych spawanych. Podłogę galerii stanowił w wersji pierwotnej pomost z ciężkich płyt żelbetonowych prefabrykowanych 150x30x6 cm, zamieniony w trakcie eksploatacji na blachę żeberkową, ponieważ galeria od jej scalenia wykazywała duże ugięcia, które próbowano zredukować poprzez jej odciążenie.

2. Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe

Galerię zaprojektowano w latach 70. ub. wieku wg obowiązującej wtedy metody naprężeń dopuszczalnych i krajowej normy projektowania konstrukcji stalowych PN-56/B-03200. W projekcie autorskim jak i w innych dokumentacjach typowych galerii przyjmowano w obliczeniach statycznych model konstrukcji prętowej pracującej w stanie liniowo sprężystym. Wymiarowanie przekrojów było oparte o kryterium wytrzymałości:

$$\sigma = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{yEd}}{W_{yel}} + \frac{M_{zEd}}{W_{zel}} \leq k$$

gdzie:

k – naprężenia dopuszczalne wg PN-56/B-03200

W związku ze zmianami, jakie zaszły w Polsce, w trakcie wieloletniej eksploatacji galerii, w zakresie projektowania konstrukcji budowlanych, a w szczególności przyjęciu w 2010 r. Eurokodów, w miejsce norm krajowych,

Tabela 1. Charakterystyki geometryczne przekrojów galerii

Charakterystyki przekroju brutto				Charakterystyki efektywne							
				Ściskanie dachu				Ściskanie dna			
A_{brut}	$I_{ybr}/10^6$	W_{yg}	W_{yd}	A_{eff}	$I_{yeff}/10^6$	W_{yeffg}	W_{yeffd}	A_{eff}	$I_{yeff}/10^6$	W_{yeffg}	W_{yeffd}
cm ²	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm ³
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
1072	15,320	102300	105950	868	12,797	71332	110701	858	12,893	98046	78856

w artykule przeprowadzono analizę nośności przekrojów galerii wg rekomendowanej w normie PN-EN 1993-1-1 formuły:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{yEd}}{M_{yRd}} + \frac{M_{zEd}}{M_{zRd}} \leq 1,0$$

gdzie:

$$N_{Rd} = A_{eff} f_y / \gamma_{M0}$$

$$M_{yRd} = W_{yeff} f_y / \gamma_{M0}$$

$$M_{zRd} = W_{zeff} f_y / \gamma_{M0}$$

A_{eff} – efektywne pole przekroju galerii,

W_{yeff} , W_{zeff} – efektywne wskaźniki wytrzymałości przekroju galerii względem osi y i z .

Eurokod 3 [7] dopuszcza dwie metody oceny nośności konstrukcji powierzchniowych:

- metodę naprężeń zredukowanych,
- metodę charakterystyk efektywnych.

W punkcie 2.1 i 2.2 przeprowadzono odpowiednie obliczenia dla przęsła poziomego metodą charakterystyk efektywnych, z uwzględnieniem specyfikacji elementów niezawodności konstrukcji wg Eurokodu 1990 [2]. W artykule ograniczono się do przedstawienia warunków nośności wynikających z naprężeń normalnych do przekroju poprzecznego galerii transportowej.

2.1. Charakterystyki geometryczne przekrojów

W przeprowadzonych obliczeniach charakterystyk efektywnych uwzględniono redukcję grubości blach płaskich paneli ściskanych – współczynnikami stateczności miejscowej ($r = 0,631$) wg wzorów zamieszczonych w Eurokodzie PN-EN 1993-1-5 [7], a dla paneli ściskanych zakrzywionych ($c = 0,684$) wg wzorów zamieszczonych w normie PN-EN 1993-1-6 [8]. Ponadto uwzględniono wpływ wyboczenia podłużnic ściskanych T , poprzez redukcję ich pola przekroju współczynnikami wyboczeniowymi ($c = 0,487$) wg wzorów zamieszczonych w normie PN-EN 1993-1-1 [6], wyznaczając c jak dla elementu belkowego o rozpiętości równej rozstawowi usztywnień poprzecznych – wręg. Dokumentację przeprowadzonych iteracyjnie obliczeń charakterystyk efektywnych przedstawiono niżej, gdzie końcowe rezultaty zestawiono w tabeli 1 w kolumnach (5)– (12).

W kolumnach (1)– (4) zestawiono charakterystyki brutto. W dalszych obliczeniach wykorzystano również charakterystyki geometryczne przekroju galerii względem osi pionowej z , tj. moment bezwładności $I_{zbr} = 47457700$ cm⁴ oraz wskaźnik zginania $W_z = 158192$ cm³.

2.2. Ekstremalne siły przekrojowe przęsła poziomego

Dla wyznaczenia sił przekrojowych wykonano zestawienie obciążeń, uwzględniając: obciążenie stałe G , obciążenia technologiczne Q_1 , obciążenia pochodzące od zapyleń Q_2 , obciążenia wiatrem Q_3 i śniegiem Q_4 . Ostatecznie obciążenie obliczeniowe stałe G i zmienne Q galerii wynoszą odpowiednio $G = 26,1$ kN/m i $Q = 27,0$ kN/m, co sumarycznie dają wartość $53,1$ kN/m.

Galeria w wersji pierwotnej. Schematem statycznym galerii poziomej w wersji pierwotnej była belka swobodnie podparta – przegubowo na podporach D-I według rysunku 2. Dla takiego schematu, ekstremalne momenty zginające przekrój w środku rozpiętości wynosi:

$$M_{y,Ed} = 0,125 \times 53,1 \times 40,582 = 10930 \text{ kNm},$$

$$M_{z,Ed} = 0,125 \times 2,3 \times 40,582 = 473 \text{ kNm}.$$

Galeria z podporą pośrednią lb. Uwzględniając (wg tab. 1) moment bezwładności $I_y = 15320000 \text{ cm}^4$ oraz schemat statyczny belki swobodnie podpartej D-I wg rysunku 2, podniesienie wykonawcze w osi podpory lb o 20 mm wymagało siły $P_{Ed} = 48,3$ kN. Siła P_{Ed} wywołuje liniowe pole montażowych momentów zginających o ekstremalnej rzędnej:

$$\Delta M_{Ed} = -48,3 \times 16,58 \times 24,00 / 40,58 = -474 \text{ kNm}.$$

Dodatkowa podpora zmieniła schemat statyczny z belki jednoprzęsłowej na dwuprzęsłową wg rysunku 3.2. Ekstremalny moment zginający w przekroju podpory lb, wywołany obciążeniami stałymi i montażowymi wynosi:

$$M_{yg,Ed} = \frac{26,1 \cdot 40,58 \cdot 16,58}{2} \left[1 - \frac{16,58}{40,58} \right] - 474 = 5667 \text{ kNm}.$$

Obliczenia komputerowe dla belki dwuprzęsłowej prowadzą do następujących momentów zginających przekroje galerii:

Ekstremalny moment podporowy od obciążeń zmiennych p (na obu przęsłach)

$$\text{łącznie} \quad M_{yp,Ed} = -1529 \text{ kNm},$$

$$\min M_{yq,Ed} = 5667 - 1529 = 4138 \text{ kNm}.$$

Ekstremalny moment przęsłowy od obciążeń zmiennych p (na dłuższym przęsle $x_0 = 13,77$ m)

$$M_{yp,Ed} = +1412 \text{ kNm},$$

moment zginający w przekroju $x = 16,58 + 13,77 = 30,35$ m od obciążeń stałych i montażowych:

$$M_{yg,Ed} = \frac{26,1 \cdot 40,58 \cdot 30,35}{2} \left[1 - \frac{30,35}{40,58} \right] - 474 \cdot \frac{10,23}{24,00}$$

$$= 3850 \text{ kNm}$$

łącznie

$$\max M_{yq,Ed} = 1412 + 3850 = 5262 \text{ kNm} < 5667 \text{ kNm}.$$

Wniosek: pomimo wprowadzenia podpory pośredniej, dach galerii będzie w każdym przypadku ściskany.

2.3. Warunki stanu granicznego nośności

Rekomendowana przez PKN norma europejska projektowania konstrukcji stalowych PN-EN 1993-1-1 podaje wartości nominalne wytrzymałości współczesnych stali, które można zinterpretować jako identyczne z minimummi hutniczymi $f_y = R_{e,min}$. Dla stali St3S, z której wykonano konstrukcję mostu, norma krajowa PN-62/B-03200 obowiązująca w latach 1970 podaje wartość $R_{e,min} = 235$ MPa.

Do dalszych obliczeń, przeprowadzonych poniżej, przyjęto konwencjonalną wytrzymałość stali, która uwzględnia ubytki korozyjne blach (η) oraz współczynnik nośności plastycznej, wyspecyfikowany w krajowych badaniach statystycznych ($\gamma_{Mo} = 1,05$) [1]:

$$f_y / \gamma_{Mo} = \eta_c \cdot (R_{e,min} / \gamma_{Mo})$$

– dla przekrojów nad pomostem

$$f_y / \gamma_{Mo} = 0,96 \cdot (235 / 1,05) = 215 \text{ MPa}$$

– dla przekrojów pod pomostem

$$f_y / \gamma_{Mo} = 0,86 \cdot (235 / 1,05) = 1912 \text{ MPa}$$

Nośność przekrojów galerii przy zginaniu:

– pionowym

$$M_{Byg} = 71332 \times 215 \times 10^{-3} = 15336 \text{ kNm},$$

$$M_{Byd} = 110701 \times 192 \times 10^{-3} = 21254 \text{ kNm},$$

wynosi

$$M_{By} = \min(15336, 21254) = 15336 \text{ kNm},$$

– poziomym

$$M_{Rz} = 158192 \times 215 \times 10^{-3} = 34011 \text{ kNm}.$$

Warunek nośności galerii w wersji pierwotnej:

$$\frac{10930}{15336} + \frac{473}{34011} = 0,713 + 0,014 = 0,727 < 1,000$$

spełniał wymagania niezawodności wg Eurokodu PN-EN 1990, jednocześnie stwierdza się, że wpływ obciążenia wiatrem na wyężenie przekroju jest nieduży. Dodatkowe podparcie galerii podporą lb:

$$\frac{5667}{15336} = 0,370 < 1,000$$

spowodowało redukcję wskaźnika wykorzystania nośności o $100 \times 0,370 / 0,727 = 51\%$.

Można również wykazać, że pochyła część mostu, dodatkowo podparta podporami Ia i Ib, także spełnia wymagania niezawodności wg Eurokodu PN-EN 1990.

3. Podsumowanie

Przeprowadzona w p. 2 analiza nośności galerii, z uwzględnieniem istniejącego stanu technicznego, wykazała że omawiana konstrukcja stalowej powłoki

spełnia wymagania niezawodności wg aktualnie obowiązujących w Polsce norm europejskich, a w szczególności norm: PN-EN 1990 (podstawy projektowania), PN-EN 1991 (obciążenia) i PN-EN 1993 (projektowanie konstrukcji stalowych).

Pomimo wieloletniej eksploatacji, przeprowadzone zmiany konstrukcyjne pozwolą na dalszą eksploatację galerii przez okres kolejnych 15–20 lat.

BIBLIOGRAFIA

- [1] M. Gwóźdź, M. Machowski., Wybrane badania i obliczenia konstrukcji budowlanych metodami probabilistycznymi. Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków 2011
 [2] PN-EN 1990:2004. Eurokod, Podstawy projektowania konstrukcji. PKN Warszawa 2004

[3] PN-EN 1991-1-1:2004. Eurokod 1, Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-1: Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach. PKN Warszawa 2004

[4] PN-EN 1991-1-3:2005. Eurokod 1, Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-3: Oddziaływania ogólne. Obciążenie śniegiem. PKN Warszawa 2005

[5] PN-EN 1991-1-4:2008. Eurokod 1, Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-4: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania wiatru. PKN Warszawa 2008.

[6] PN-EN 1993-1-1:2006. Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków. PKN Warszawa 2006

[7] PN-EN 1993-1-5:2008. Eurokod 3, Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-5: Blachownice. PKN Warszawa 2008

[8] PN-EN 1993-1-6:2009. Eurokod 3, Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-6: Wytrzymałość i stateczność konstrukcji powłokowych. PKN Warszawa 2009

Pierwsze krajowe pomosty wag samochodowych z betonu sprężonego

Dr inż. Rafał Szydłowski, inż. Małgorzata Ogrodniczek, Politechnika Krakowska

1. Wprowadzenie

Na rynku polskim dostępna jest cała gama wag samochodowych o nominalnej nośności od 6 do 60 ton. Waga w wersji najmocniejszej, o nominalnym zakresie do 60 ton oferowana jest w wariantach długości 18,0 i 24,0 m. Konstrukcja pomostu składa się z modułów o długości 3,0 lub 6,0 m. Przykładowo, ciężar pojedynczego modułu betonowego o długości 6,0 m wynosi około 12 ton, a ciężar całego pomostu o długości 18,0 m wynosi 36 ton.

W Instytucie Materiałów i Konstrukcji Budowlanych PK podjęto próbę opracowania pomostów z betonu sprężonego dla wag samochodowych o zakresie pracy do 60 ton. Z uwagi na mały ciężar płyt w stosunku do obciążenia użytkowego płyty zostały zaprojektowane jako częściowo sprężone ciągnami bez przyczepności.

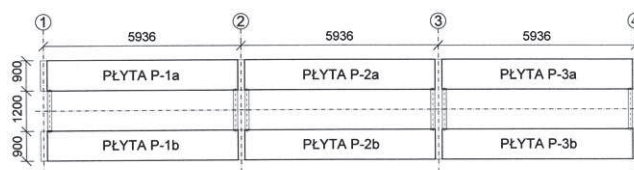
Problem projektowania elementów częściowo sprężonych był przedmiotem zainteresowań wielu badaczy. Od lat 60. ubiegłego stulecia opublikowano w tym zakresie wiele prac i raportów z badań prowadzonych głównie w USA, a w mniejszym stopniu w Europie, np. [2], [3], [4]. W znacznie mniejszym stopniu analizowane było zachowanie elementów częściowo sprężonych pod obciążeniem cyklicznym [5], [6]. Niewątpliwie najmniej rozpoznany zagadnieniem jest zachowanie elementów sprężonych ciągnami bez przyczepności pod obciążeniem cyklicznym. W literaturze naukowo-technicznej można znaleźć raporty z nielicznych badań w tym zakresie.

Wobec trudności obliczeniowej oceny zachowania płyt w trakcie okresu użytkowania, w Laboratorium Badawczym Politechniki Krakowskiej dwie zaprojektowane płyty poddano badaniom pod obciążeniem cyklicznie zmiennym.

2. Ogólna charakterystyka pomostu

Pierwotnie przyjęta długość pomostu miała wynosić 18,0 m, a jego szerokość 3,0 m. Założono skonstruowanie pomostu z trzech wolno podpartych przęseł o rozpiętości 6,0 m (rys. 1). Kolejnym z założeń było ograniczenie łącznego ciężaru pomostu do 24 ton. Zdecydowano więc zaprojektować pomost z dwóch równoległych, betonowych torów o przekroju 900×280 mm pod koła, połączonych stalowymi łącznikami wykonanymi z dwuteownika IPN180. Rzut mostu przedstawiono na rysunku 1, natomiast przekrój na rysunku 2.

Po analizie różnych wariantów pojazdów i dopuszczalnych obciążeń przyjęto ostatecznie obciążenie w postaci



Rys. 1. Rzut pomostu