

# OCENA PARAMETRÓW DYNAMICZNYCH KRATOWNICOWEGO MOSTU KOLEJOWEGO

---

Lucjan Janas

dr inż., Politechnika Rzeszowska, Zakład Dróg i Mostów, e-mail: ljanas@prz.edu.pl

---

*Streszczenie. W artykule zaprezentowano wyniki badań nowego mostu kolejowego, który został zaprojektowany wg starych polskich norm, a którego analizę dynamiczną przeprowadzono zgodnie z wymaganiami norm europejskich.*

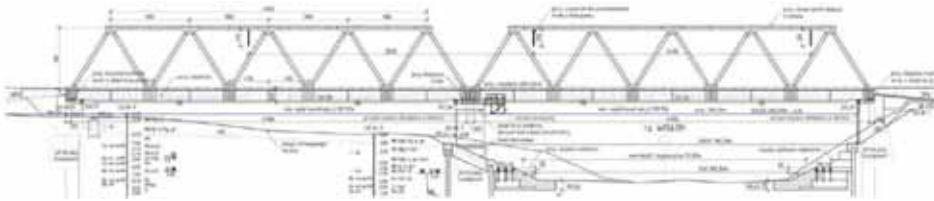
*Słowa kluczowe: most kolejowy, parametry dynamiczne, badania*

## 1. Wprowadzenie

Wiele budowanych czy modernizowanych obecnie mostów zaprojektowano wg starych norm. Jak wiadomo w normach tych wymagania dotyczące obliczeń dynamicznych i weryfikacji pracy dynamicznej mostów kolejowych były znikome. Praktycznie ograniczały się do obliczenia współczynnika dynamicznego i porównania go ze współczynnikiem wyznaczonym na podstawie badań gotowej konstrukcji. Inne wymagania stawiają normy EN-PN [1, 2] – oprócz współczynnika dynamicznego analizować należy m.in. częstotliwości drgań własnych i przyspieszenia. W niniejszym artykule przedstawiono wyniki badań nowego mostu kolejowego zaprojektowanego wg starych polskich norm, którego analizę dynamiczną przeprowadzono zgodnie z wymaganiami norm europejskich.

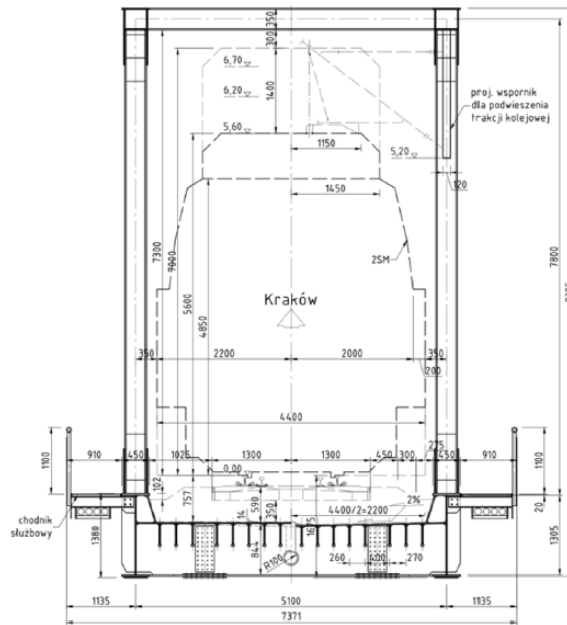
## 2. Opis obiektu

Prześla badanego mostu zostały wykonane w 2012 roku, w miejscu starej, nitowanej konstrukcji kratownicowej. Konstrukcję nośną prześel stanowią dwie blachownice wzmocnione kratownicami typu „W” (rys. 1) i pomost w postaci płyty ortotropowej z poprzecznkami. Kratownice mają przekrój skrzynkowy i są stężone wiatrownicami z podwójnych kątowników. Podstawowe parametry mostu są następujące [3]: rozpiętości teoretyczne 2 x 49,0 m, długość eksploatacyjna 100,30 m, szerokość konstrukcji nośnej 7,39 m, kąt skosu 90°, klasa obciążenia k+2 wg normy [4]. Konstrukcję wykonano ze stali S355NL.



Rys. 1. Widok mostu z boku

Przęsła oparto na przebudowanych i wzmocnionych podporach starego mostu za pośrednictwem łożysk typu garkowego. Podpory skrajne obiektu to masywne przyczółki betonowe natomiast podporę pośrednią stanowi filar betonowy, pełnościenny. Podpory są posadowione bezpośrednio, na ławach fundamentowych. Nawierzchnię na obiekcie wykonano na podsypce z tłucznia o grubości 35 cm. Zastosowano szyny 60E1, podkłady strunobetonowe, przytwierdzenie sprężyste typu SB-3 z przekładkami podszynowymi PKW-P60.



Rys. 2. Przekrój poprzeczny mostu

Isolację płyty pomostu stanowi 5 mm warstwa żywicy epoksydowej. Odwodnienie zapewniono podłużnymi i poprzecznymi spadkami o wartości 2% oraz wpustami i kolektorem zbiorczym. Urządzenia dylatacyjne są jednomodułowe z elastomerową wkładką oraz blachą osłonową. Po obu stronach obiektu wykonano chodniki służbowe o szerokości 0,9 m. W przęśle zalewowym podwieszono do blachownicy stalowy wózek rewizyjny. Widok mostu w czasie badań i widok spodu konstrukcji przedstawiono na fot. 1.



Fot. 1. Widok mostu w czasie badań i widok od spodu

Maksymalna projektowana prędkość pociągów, ze względu na pobliską stację, wynosi 120 km/h.

### 3. Analiza numeryczna

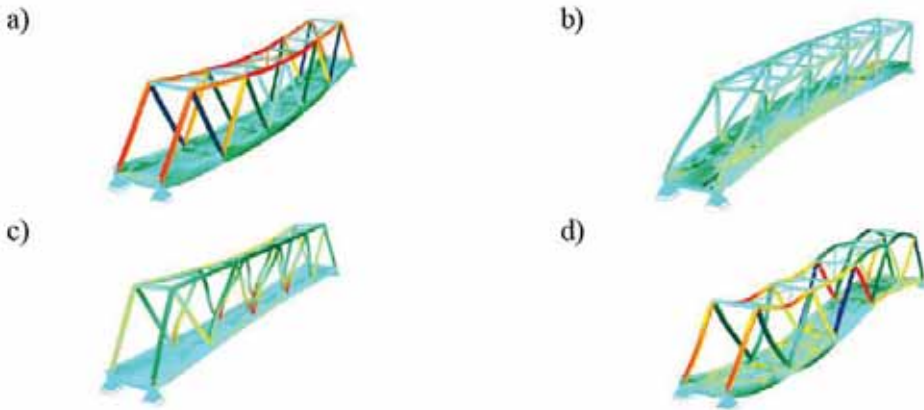
W normie PN-EN [2] został przedstawiony algorytm sprawdzenia konieczności przeprowadzenia szczegółowej analizy dynamicznej mostu kolejowego. Decyzja o zakresie obliczeń zależy przede wszystkim od projektowanej prędkości, schematu statycznego i od częstotliwości drgań własnych. Dla przedmiotowego mostu projektowana prędkość jest mniejsza od 200 km/h, a schemat statyczny to belka swobodnie podparta. Częstotliwości drgań własnych obliczono metodą elementów skończonych w środowisku SOFiSTiK [5, 6]. Przygotowano model klasy E1+E2-P3, stosując elementy belkowe i powłokowe. Parametry geometryczne oraz materiałowe przyjęto na podstawie zestawień i rysunków technicznych konstrukcji, zgodnie z projektem [3]. Moduł sprężystości stali konstrukcyjnej przyjęto równy 210 GPa. Obliczono częstotliwości i formy drgań własnych, analizując dwa modele:

- M1 – uwzględniający tylko elementy konstrukcji stalowej (jak w obliczeniach statycznych),
- M2 – uwzględniający elementy konstrukcji stalowej oraz masę tłuczni i wyposażenia.

Porównanie wyników obliczeń obu modeli przedstawiono w tab. 1, formy drgań przedstawiono na rys. 3.

Tabela 1. Wyniki obliczeń częstotliwości drgań własnych

Nr	Postać drgań własnych	Obliczone częstotliwości drgań własnych [Hz]		
		Model M1	Model M2	Procentowa zmiana obliczonej wartości
1	giętna pionowa - strzałka w 1/2 rozpiętości	6,58	4,90	34,3 %
2	giętna pozioma - strzałka w 1/2 rozpiętości	7,15	5,10	40,2 %
3	skrętna	9,62	8,44	14,0 %
4	giętna pionowa - strzałka w 1/4 rozpiętości	12,81	11,12	15,2 %



Rys. 3. Formy drgań własnych: a) giętna pionowa – strzałka w środku rozpiętości, b) giętna pozioma, c) skrętna, d) giętna pionowa – strzałka w 1/4 rozpiętości

Zgodnie z normą [2] należy sprawdzić, czy obliczona podstawowa częstotliwość drgań własnych znajduje się między dolną a górną granicą, obliczoną ze wzorów:

$$n_{0G} = 94.76 \times l^{-0.748} = 94.76 \times 49^{-0.748} = 5.16 \text{ Hz}$$

$$n_{0D} = 23.58 \times l^{-0.592} = 23.58 \times 49^{-0.592} = 2.35 \text{ Hz.}$$

gdzie:  $l$  - oznacza rozpiętość przęsła.

Podstawowa częstotliwość drgań własnych badanego mostu wynosi 4.9 Hz (model M2), a więc znajduje się w powyższym przedziale. Na podstawie pkt. 6.4.4 normy [2] można stwierdzić, że szczegółowa analiza dynamiczna mostu nie jest wymagana. Tym samym nie jest wymagane sprawdzenie przyspieszenia w rezonansie i sprawdzenie na zmęczenie.

Warto zaznaczyć, że przyjęcie do obliczeń dynamicznych nieodpowiedniego modelu (np. stosowanego powszechnie w obliczeniach statycznych) dałoby wartości spoza powyższego przedziału, co w konsekwencji, zgodnie z [2], mogłoby doprowadzić do konieczności przeprowadzenia szczegółowej analizy dynamicznej obejmującej m.in. obliczenie przyspieszeń.

#### 4. Badania pod obciążeniem dynamicznym

Środkiem obciążającym użytym podczas badań dynamicznych były lokomotywy ET22, o ciężarze 1200 kN, stosowane wcześniej do obciążeń statycznych. Przyspieszenia mierzono w środku i w 1/3 rozpiętości przęsła w kierunku pionowym i poziomym.

Przędło badano w czasie przejazdów z prędkościami: 10, 30, 50, 70 i 80 km/h z dodatkową próbą hamowania na moście. Ze względu na bliskie usytuowanie stacji kolejowej i łuku, lokomotywy nie mogły przejeżdżać z większą prędkością. Pomiaru ugięć wykonano czujnikami indukcyjnymi firmy HBM o dokładności

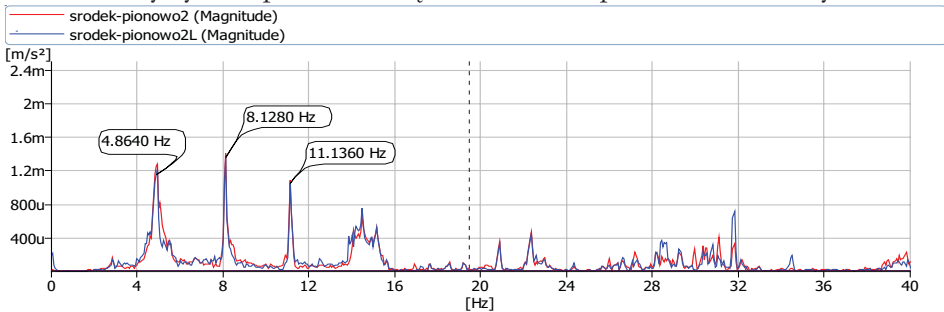
odczytu 0.01 mm. Przyspieszenia mierzono akcelerometrami firmy Bruel&Kjaer, o czułości 10 V/g i 0.5 V/g i o zakresie częstotliwości od 0.3 Hz. Widok aparatury zamocowanej do konstrukcji mostu przedstawiono na fot. 2.



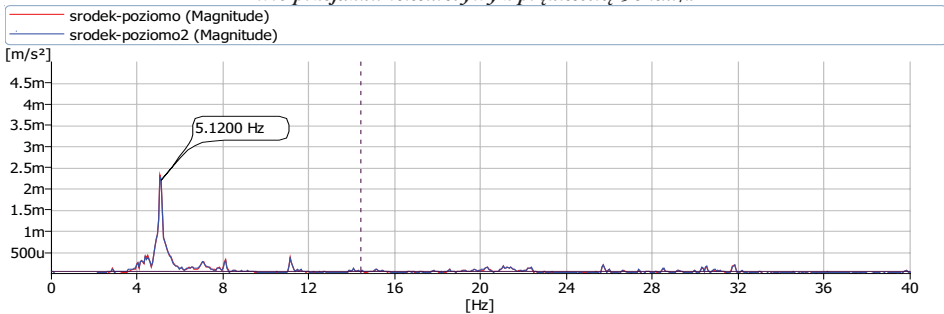
Fot. 2. Aparatura pomiarowa: a) czujnik indukcyjny do pomiaru ugięć, b) akcelerometry do pomiarów przyspieszeń w kierunku pionowym i poziomym

## 5. Wyniki badań

Wyniki pomiarów przeanalizowano w dziedzinie czasu i częstotliwości. Wybrane charakterystyki amplitudowo częstotliwościowe przedstawiono na rys. 4 i 5.



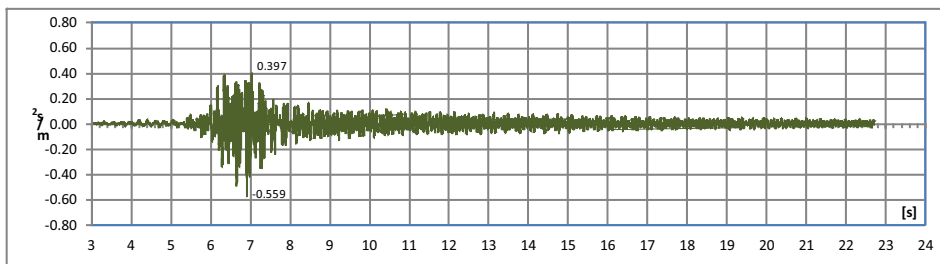
Rys. 4. Charakterystyka amplitudowo częstotliwościowa przyspieszeń pionowych określona na podstawie przejazdu lokomotywy z prędkością 30 km/h



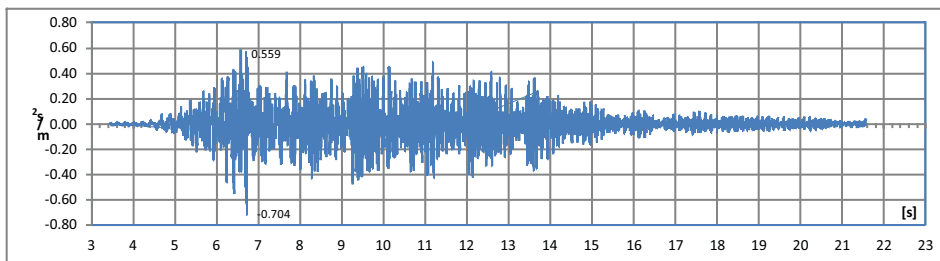
Rys. 5. Charakterystyka amplitudowo częstotliwościowa przyspieszeń poziomych określona na podstawie przejazdu lokomotywy z prędkością 30 km/h

Można zauważyć bardzo dobrą zgodność wyników badań z wynikami obliczeń modelu M2. Norma [1] zaleca, aby częstotliwość bocznych drgań własnych przęśła była nie mniejsza niż 1.2 Hz. Warunek ten jest spełniony.

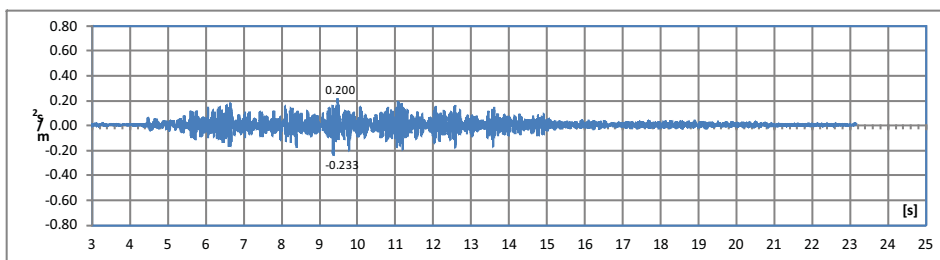
Norma [1] zaleca także sprawdzenie maksymalnych przyspieszeń pionowych, które powinny być rozpatrywane jako wymaganie bezpieczeństwa ruchu. Celem sprawdzenia jest ochrona przed niestatecznością toru. W analizowanej konstrukcji maksymalne przyspieszenia wg [1] nie powinny przekraczać wartości  $3,5 \text{ m/s}^2$ . Na rys. 6 przedstawiono przykładową charakterystykę amplitudowo częstotliwościową przyspieszeń w funkcji czasu, zarejestrowaną w czasie przejazdu lokomotywy, natomiast na rys. 7 i 9 charakterystykę określoną w czasie eksploatacji mostu – przejazdu dalekobieżnego pociągu osobowego. W tab. 2 podano maksymalne wartości pomierzonych w tych przypadkach przyspieszeń.



Rys. 6. Amplitudy przyspieszeń w kierunku pionowym zarejestrowane w czasie przejazdu lokomotywy z prędkością 80 km/h w kierunku Krakowa



Rys. 7. Amplitudy przyspieszeń w kierunku pionowym zarejestrowane w czasie przejazdu dalekobieżnego pociągu osobowego, z prędkością 70 km/h w kierunku Krakowa



Rys. 8. Amplitudy przyspieszeń w kierunku poziomym zarejestrowane w czasie przejazdu dalekobieżnego pociągu osobowego, z prędkością 70 km/h w kierunku Krakowa

Tabela 2. Maksymalne wartości przyspieszeń zarejestrowane w czasie próbnego obciążenia i w czasie eksploatacji

Charakterystyka przejazdu	$a_{max}$ [m/s <sup>2</sup> ]	
	pionowo	poziomo
Lokomotywa, prędkość 10 km/h w stronę Medyki	0,309	0,074
Lokomotywa, prędkość 30 km/h w stronę Medyki	0,188	0,080
Lokomotywa, prędkość 50 km/h w stronę Krakowa	0,226	0,091
Lokomotywa, prędkość 70 km/h w stronę Krakowa	0,429	0,146
Lokomotywa, prędkość 80 km/h w stronę Krakowa	0,559	0,143
Zespół trakcyjny – osobowy, prędkość 40 km/h, w stronę Krakowa	0,257	0,07
Pociąg towarowy, prędkość 40 km/h w stronę Krakowa	0,447	0,133
Lokomotywa i wagony osobowe, prędkość 70 km/h, w stronę Krakowa	0,704	0,233

Zmierzone maksymalne wartości przyspieszeń w kierunku pionowym nie przekraczały wartości 0,704 m/s<sup>2</sup>, a w kierunku poziomym wartości 0,237 m/s<sup>2</sup>. Maksymalne przyspieszenia występują w czasie przejazdu dalekobieżnego pociągu osobowego z prędkością 70 km/h.

Wyniki pomiarów przeanalizowano również w poszczególnych pasmach częstotliwości i wyznaczono logarytmiczny dekrement tłumienia (LDT). W tab. 3 przedstawiono wyniki obliczeń dla dwóch prędkości przejazdu. Można zauważyć, że wartość logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań poziomych (przy częstotliwości 5,062 Hz) jest niemal dwukrotnie większa niż wartość odpowiadająca podstawowej częstotliwości drgań pionowych (4,875 Hz). Otrzymane wartości LDT nie odbiegają od wartości otrzymanych dla innych mostów o podobnej konstrukcji a podanych np. w [7, 8].

Tabela 3. Wartości LDT w zależności od częstotliwości drgań

Przejazd	Częstotliwość drgań własnych [Hz]	Zmierzony logarytmiczny dekrement tłumienia
W stronę Krakowa z prędkością 50 km/h	4,875	0,097
	5,062	0,188
	8,125	0,029
	11,125	0,012
W stronę Krakowa z prędkością 70 km/h	4,875	0,102
	5,062	0,190
	8,125	0,030
	11,125	0,010

Oprócz wyżej przedstawionych parametrów wyznaczono również współczynnik dynamiczny. Współczynnik obliczony dla mostu przez Wisłok w Rzeszowie wg starej normy [4] przyjmuje wartość:

$$\varphi = \frac{1,44}{\sqrt{49,0} - 0,2} + 0,82 = 1.032$$

Wg normy [2] współczynnik dynamiczny dla starannie utrzymywanego toru jest obliczany analogicznie jak w starej normie, czyli dla badanego mostu wynosi

1.032. Dla toru utrzymywanego standardowo współczynnik wg [2] przyjmuje wartość:

$$\varphi = \frac{2,16}{\sqrt{49,0} - 0,2} + 0,73 = 1.048$$

Na podstawie pomiaru ugięć w czasie badań pod próbnym obciążeniem wyznaczono doświadczalnie wartości współczynnika dynamicznego (przewyższenia dynamicznego). Wyniki w zależności od prędkości przejazdu przedstawiono w tab. 4.

Tabela 4. Wartości współczynnika dynamicznego  $\varphi$  określone na podstawie badań

Prędkość przejazdu [km/h]	10		30		50		70		80	
Kierunek	Med.	Krak.	Med.	Kark.	Med.	Krak.	Med.	Krak.	Med.	Krak.
Wartość współczynnika	1,005	1,005	1,008	1,008	1,011	1,008	1,011	1,018	1,012	1,011

Wyznaczone doświadczalnie współczynnik dynamiczny osiąga największą wartość, równą 1,018, przy przejeździe z prędkością 70 km/h. W każdym przypadku współczynnik dynamiczny jest mniejszy od wartości obliczonej.

## 6. Wnioski

Projektując nowe mosty kolejowe zgodnie z Eurokodami, nawet dla prędkości poniżej 200 km/h, nie można ograniczyć się tylko do uwzględnienia oddziaływań dynamicznych jedynie poprzez obliczenie współczynnika dynamicznego, który zależy jedynie od rozpiętości mostu. Konieczne jest także obliczenie, co najmniej, częstotliwość drgań własnych i sprawdzenie, czy wymagana jest dalsza szczegółowa analiza dynamiczna.

W obliczeniach dynamicznych konieczne jest uwzględnienie podsypki nie jako obciążenia wyposażeniem, tak jak to przyjmuje się w obliczeniach statycznych, ale jako części konstrukcji o odpowiedniej masie. Przyjęcie do obliczeń modelu stosowanego w obliczeniach statycznych i pominięcie podsypki jest błędem.

Zbadany, nowy most kratownicowy w Rzeszowie spełnia wszystkie wymagania dotyczące parametrów dynamicznych, określone w starych polskich normach, jak i w Eurokodach. Obliczona pierwsza częstotliwość drgań własnych pozwoliła na pominięcie przeprowadzania szczegółowej, obliczeniowej analizy dynamicznej. Zarejestrowane maksymalne przyspieszenia drgań pionowych mostu nie przekroczyły wartości granicznej podanej w Eurokodzie.

## Bibliografia

- [1] PN-EN 1990: 2004/A1 Podstawy projektowania konstrukcji, PNN, Warszawa 2008.



- 
- [2] PN-EN 1991-2: 2007 Oddziaływania na konstrukcje. Część 2: Obciążenia ruchome mostów. PNK, Warszawa 2007.
  - [3] Projekt techniczno-wykonawczy mostu opracowany przez Mostostal Projekt Rzeszów Sp. z o.o. z siedzibą w Rzeszowie, ul. Geodetów 1.
  - [4] PN-S-10030: 1985 Obiekty mostowe. Obciążenia.
  - [5] Pych D., Analiza numeryczna i badania drgań mostu kolejowego kratownicowego. Politechnika Rzeszowska, praca dypl. mgr (promotor: dr inż. L. Janas).
  - [6] Instrukcja programu SOFiSTiK, Sofistik AG, 2011.
  - [7] Salamak M., Vibration damping identification maximizing adjustment to viscous model in civil structures. Archives of Civil Engineering, LIII, 3, 2007, s. 497-518.
  - [8] Fryba L., Dynamics of railway bridges, Thomas Thelford 1996.