

# Niektóre aspekty obliczeniowe projektowania kolejowego mostu kratownicowego



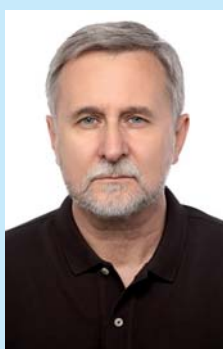
JERZY BĄK  
„Pomost” S.C.



KRZYSZTOF GREJ  
„Pomost” S.C.



RADOSŁAW OLESZEK  
„Pomost” S.C.  
Politechnika Warszawska



MIROSLAW  
WYRZYKOWSKI  
„Pomost” S.C.

Rozporządzenie Ministra Infrastruktury i Rozwoju z dnia 5 czerwca 2014 r. *zmieniające rozporządzenie w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle kolejowe i ich usytuowanie* wprowadziło obowiązki projektowania kolejowych obiektów inżynierskich na podstawie systemu norm PN-EN (Eurokodów). W [30] wprowadzono gradację klas obciążeń kolejowych za pomocą współczynnika  $\alpha$  według PN-EN 1991-2: Eurokod 1 [5]. W obiektach nowo projektowanych przyjęto minimalne wartości współczynników klasyfikacji obciążeń  $\alpha_k = 1,21$  w przypadku linii magistralnych (kat. 0) i pierwszorzędných (kat. 1) oraz  $\alpha_k = 1,10$  w przypadku linii kolejowych drugorzędnych. Stosowanie metodyki projektowania zgodnej z PN-EN wiąże się ze zwiększeniem pracochłonności obliczeń statycznych i wymiarowania elementów konstrukcji oraz rozszerzeniem zakresu analiz o zagadnienia dynamiczne.

W artykule omówiono niektóre aspekty obliczeniowe projektowania i konstruowania kratownicowego kolejowego obiektu mostowego o rozpiętości  $L_t = 75,0$  m, realizowanego w ramach modernizacji linii kolejowej E59 na odcinku Poznań Główny – Szczecin Dąbie, wynikające z konieczności stosowania norm PN-EN [1]. Skomentowano niektóre procedury obliczeniowe, wymagania i zalecenia Eurokodów [4÷14] w nawiązaniu do dotychczasowej krajowej praktyki projektowej [15, 16, 19, 21]. Na rozpatrywanym odcinku Krzyż – Dobiegniew prędkość projektowa wynosi  $v = 140$  km/h, z możliwością przyszłego zwiększenia do  $v = 150$  km/h.

## Charakterystyka obiektu

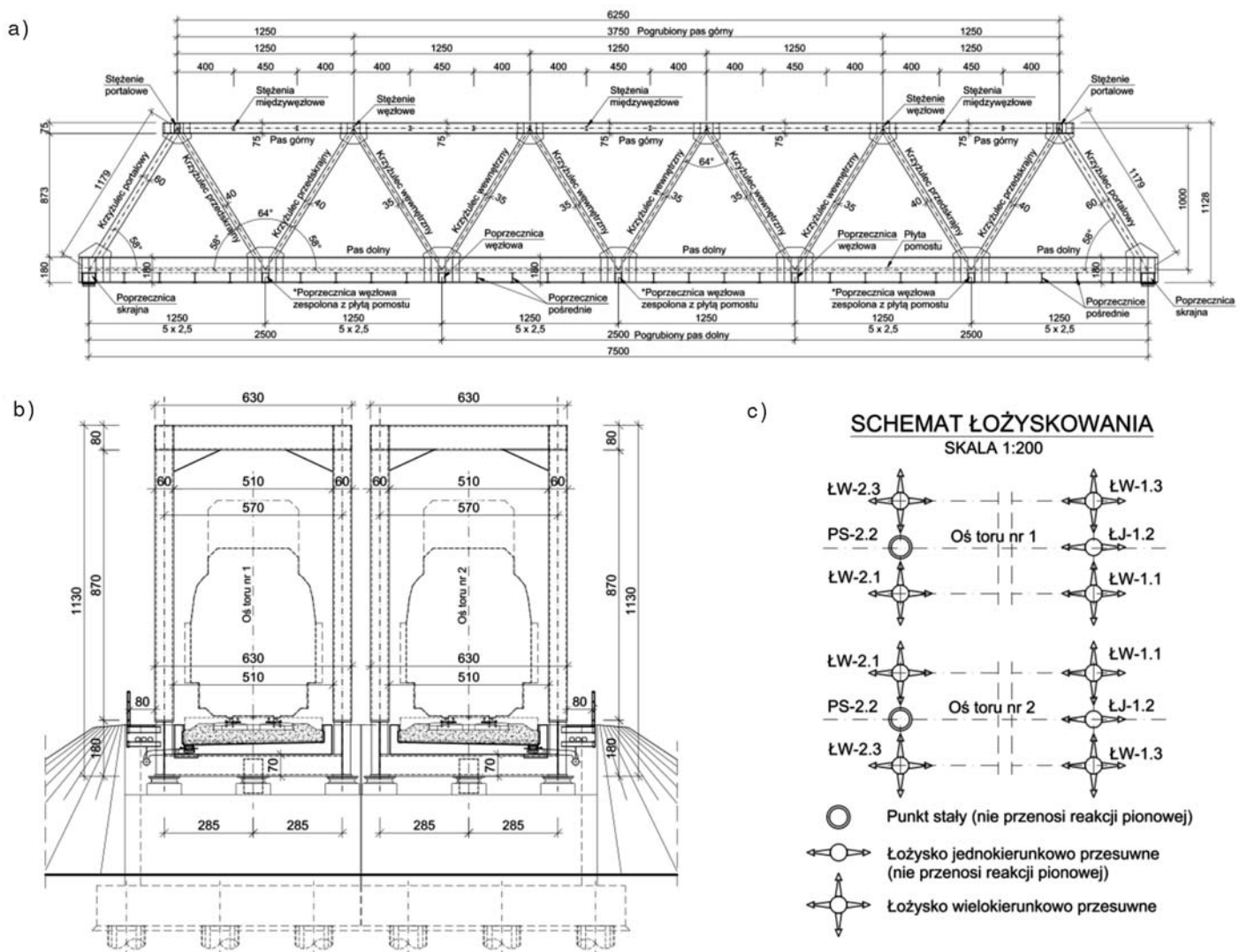
Most zaprojektowano w postaci jednoprzęsłowej kratownicy przestrzennej, w układzie swobodnie podpartym o rozpiętości teoretycznej  $L_t = 75,0$  m (rys. 1). Kratownica składa się z sześciu „przedziałów” każdy o długości 12,50 m. Pod względem geometrycznym „przedziały” kratownicy stanowią trójkąty równoramienne. Wysokość osiowa konstrukcji wynosi 10,0 m. Ustrój nośny obiektu stanowią dwa dźwigary kratowe płaskie w rozstawie osiowym 5,70 m, połączone dołem za pomocą skrzynkowych poprzecznic węzłowych  $b \times h = 0,50$  m  $\times$  0,70 m i dwuteowych poprzecznic międzywęzłowych  $b \times h = 0,30$  m  $\times$  0,70 m oraz skratowań typu K (tężniki), a górą za pomocą stężeń poprzecznych i skratowań typu X. Połączenia elementów kratownicy zaprojektowano w postaci węzłów sztywnych (przenoszą siły osiowe, momenty zginające w dwóch kierunkach i momenty skrcające). Układ tak połączonych prętów tworzy przestrzenny ustrój prętowo-ramowy. Wysokość geometryczna kratownicy wynosi 11,3 m, a szerokość 6,3 m.

Pasy górne to przekroje skrzynkowe typu „ $\pi$ ” o wymiarach zewnętrznych  $b \times h = 0,60$  m  $\times$  0,75 m. Pasy dolne przyjęto w formie blachownic dwuteowych o jednakowej szerokości pasów i gabarytach zewnętrznych  $b \times h = 0,60$  m  $\times$  1,80 m. Ze względu na konieczność oparcia konstrukcji kratowej na łożyskach o wymiarach około 0,80 m  $\times$  0,80 m i występowanie blachy nadłożyskowej dolna półka blachownic w rejonie podpór (pas dolny kratownicy) została poszerzona do 1,0 m. Krzyżulce zaprojektowano w formie zamkniętych przekrojów skrzynkowych. Krzyżulce portalowe przyjęto o obrysie zewnętrznym  $b \times h = 0,60$  m  $\times$  0,60 m, krzyżulce przedskrajne  $b \times h = 0,60$  m  $\times$  0,40 m, a krzyżulce pośrednie (wewnętrzne)  $b \times h = 0,60$  m  $\times$  0,35 m.

Na końcach konstrukcji ukształtowano ramy portalowe pełniące rolę elementu zapewniającego stateczność globalną całego ustroju. Rygiel ramy portalowej przyjęto o przekroju skrzynkowym  $b \times h = 0,40$  m  $\times$  0,75 m.

## Wybrane szczegóły konstrukcyjne

**Łożyskowanie.** W obiekcie zastosowano układ łożyskowania zapewniający symetryczne przekazywanie reakcji poziomej na łożyska (rys. 1c). Na podporze P-1, pod dźwigarami występują łożyska wielokierunkowo przesuwne. W środku odległości między dźwigarami, na poprzecznicę podporowej przyjęto łożysko z przesuwem w kierunku osi



Rys. 1. Geometria projektowanej konstrukcji: a) widok z boku, b) przekrój poprzeczny, c) układ łożyskowania

podłużnej obiektu  $x$  i w kierunku pionowym  $z$  (nie przenosi reakcji pionowej). W tym łożysku zablokowany jest przesuw w kierunku poprzecznym  $y$  obiektu. Na podporze P-2, pod dźwigarami (kratownicami) występują zewnętrzne łożyska wielokierunkowo przesuwne. W środku odległość pomiędzy kratownicami przyjęto punkt stały przenoszący reakcje poziome w kierunku poprzecznym i podłużnym obiektu, pełniący rolę łożyska stałego (nie przenosi reakcji pionowej).

**Stateczność konstrukcji.** Stateczność przestrzenną ustroju zapewniają układy stężeń typu X i rygli węzłowych, stężące górne pasy kratownic, stężenia typu K wraz z poprzecznymi węzłowymi i pośrednimi, w poziomie dolnych pasów kratownic oraz rama portalowa. Krzyżulce podporowe kratownic pełnią rolę słupów ramy portalowej. Rygiel ramy portalowej połączony jest z krzyżulcami portalowymi i pasami górnymi kratownic w sposób sztywny. Stateczność lokalną prętów kratownicy zapewniają przyjęte gabaryty przekrojów poprzecznych (przekroje skrzynkowe) oraz zastosowanie węzłów sztywnych. Stateczność miejscową elementów składowych przekrojów (pasy, środniki)

zapewniono poprzez uźebrowanie w miejscach przyłożenia sił skupionych (węzły, punkty połączenia pasów dolnych z poprzecznymi) i strefach ściskanych.

**Płyta pomostu.** Specjalną uwagę zwrócono na wyężenie płyty pomostu (koryta balastowego). Element ten pracuje pod obciążeniem lokalnym (konstrukcją torowiska, modele pociągów), ale w pewnym stopniu współuczestniczy w globalnej pracy całego ustroju. Dodatkowe siły wewnętrzne występują w nim wskutek oddziaływań termicznych i skurczu betonu. Z uwagi na chęć zminimalizowania stopnia współpracy koryta balastowego z pasem dolnych kratownic (element ten przy zespoleniu z każdą z poprzecznic doznaje dodatkowych odkształceń wynikających z rozciągania pasów dolnych kratownicy) dokonano podziału (dyfuzji) płyty na trzy niezależne sekcje długości około 25,0 m oraz zespolenia tylko na skrzynkowych poprzecznikach węzłowych. Umożliwia to ograniczenie wyężenia koryta balastowego wywołanego oddziaływaniami termicznymi i skurczowymi oraz zablokowaniem swobody odkształceń podłużnych w porównaniu z wariantem pełnego zespolenia na wszystkich poprzecznikach.

## Wybrane aspekty projektowania obiektu mostowego według norm PN-EN

### Założenia obliczeniowe

Konstrukcję kratownicową zaprojektowano ze stali klasy S 355, o nominalnej granicy plastyczności  $f_{yk} = 355$  MPa / 335 MPa (elementy  $t \leq 40$  mm / elementy  $t > 40$  mm) według tablicy 3.1. PN-EN 1993-1-1 [9]. Częściowe współczynniki materiałowe  $\gamma_{M1}$  przyjęto zgodnie z poz. 6.1(1) tablicy 6.1. PN-EN 1993-2 [12], w zależności od sposobu pracy (rozciąganie, zginanie, ściskanie, wyboczenie, zwichrzenie) rozpatrywanego elementu. W elementach rozciąganych i zginanych dwukierunkowo  $\gamma_{M0} = 1,0$ , natomiast w elementach ściskanych i zginanych, z możliwością utraty stateczności (wyboczenie, zwichrzenie)  $\gamma_{M1} = 1,10$ .

Przekroje elementów kratownicy (gabaryt zewnętrzny i grubości ścianek) zostały tak dobrane, aby przekrój nie był zakwalifikowany do klasy 4 przy ściskaniu (w elementach ściskanych przyjęto maksymalną klasę 3). Współczynniki dynamiczne określono zakładając standardowe utrzymanie toru według poz. 6.4.5.2 PN-EN 1991-2 [6], różnicując współczynnik w zależności od rozpatrywanego elementu (kratownica –  $\Phi_{dyn}=1,0$ , koryto balastowe –  $\Phi_{dyn}=1,79$ , poprzecznice podporowe –  $\Phi_{dyn}=2,0$ , poprzecznice węzłowe i międzywęzłowe –  $\Phi_{dyn}=1,55$ ).

Stateczność kratownicy przestrzennej o węzłach sztywnych uwzględniono zgodnie z PN-EN 1993-1-1 [9] i PN-EN 1993-2 [12] na dwa sposoby. W obliczeniach stateczności globalnej ustroju (kratownic płaskich połączonych systemem stężeń) wykorzystano dodatkowe siły stabilizujące (poz. 5.3 [9]), symulujące imperfekcje i efekty II-rzędu. Stateczność lokalną elementów (krzyżulce, pasy, pręty tężników typu X i K) uwzględniono według klasycznej analizy wyboczeniowej i zwichrzeniowej w ujęciu Eulera, za pomocą współczynników zwichrzenia  $\chi_{LT}$ , współczynników wyboczeniowych w płaszczyźnie  $\chi_y$  i z płaszczyzny  $\chi_z$  oraz warunków interakcyjnych nośności elementów ściskanych i zginanych dwukierunkowo ze współczynnikami interakcji  $k_{yy}, k_{zz}, k_{yz}, k_{zy}$  według poz. 6.3.3(4) PN-EN 1993-1-1 [9].

Beton koryta balastowego (płyty pomostu) przyjęto klasy C35/45, a stal zbrojeniową klasy B500 SP (AIII-N) o charakterystycznej granicy plastyczności równej  $f_{yk} = 500$  MPa

i obliczeniowej wytrzymałości  $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 500 / 1,15 = 435$  MPa. Dobór zbrojenia przekrojów krytycznych koryta balastowego (płyty pomostu) wykonano biorąc pod uwagę stany graniczne nośności (ULS) w rozumieniu norm PN-EN 1992 [13, 14] (faza III, przeguby plastyczne) oraz stany graniczne użyteczności (SLS) dotyczące maksymalnej szerokości rysy  $w_{k,lim} = 0,3$  mm według poz. 7.3.1(105) PN-EN 1992-2 [14]. Biorąc pod uwagę trwałość obiektu i dotychczasowe doświadczenia w projektowaniu elementów żelbetowych zarysowanie określono uwzględniając częstą kombinację obciążeń, a nie quasi-stałą jak sugeruje tablica 7.101N normy PN-EN 1992-2 [14].

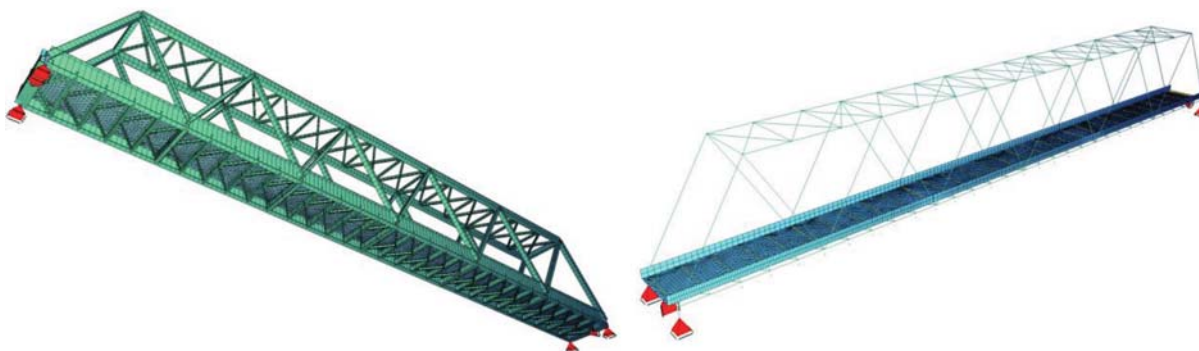
### Model numeryczny konstrukcji

Model numeryczny konstrukcji (rys. 2) wykonano w postaci trójwymiarowej struktury belkowo-powłokowej (klasy  $e^1+e^2, p^3$ ) w środowisku MES SOFiSTiK. Modelem „kratownicy” o węzłach sztywnych jest rama przestrzenna (węzły sztywne w miejscu połączeń elementów).

Koryto balastowe torowiska (płyta i burty) zamodelowano za pomocą trzech oddylatowanych sekcji paneli złożonych ze skończonych elementów powłokowych (uwzględniają stan zgięciowy i tarczowy). Pełne zespolenie sekcji płyty koryta występuje tylko na jednej poprzecznicy węzłowej. Na pozostałych poprzecznicach koryto opiera się swobodnie, z możliwością przesuwu po osi x i y. Tylko przy dylatacjach sekcji zablokowane zostały przesuwu w kierunku y (poprzecznym). Zespolenie i swobodne podparcie płyty koryta zamodelowano za pomocą więzów (połączeń) kinematycznych.

Stężenia górne typu X oraz stężenia dolne typu K zamodelowano za pomocą belkowych elementów skończonych z obustronnymi przegubami. Poprzecznice i stężenia górne poprzeczne (prostopadłe do osi podłużnej obiektu) zamodelowano za pomocą elementów belkowych połączonych na sztywno z pasami. Krzyżulce połączone są z pasami kratownicy w sposób sztywny.

Układ łożyskowania obiektu odwzorowano odbierając odpowiednie stopnie swobody (translacyjne lub rotacyjne) węzłom podporowym, które zlokalizowano w poziomie spodu dolnego pasa kratownic i poprzecznic podporowych (rzeczywiste usytuowanie łożysk).



Rys. 2. Wizualizacje modelu numerycznego konstrukcji (klasy  $e^1+e^2, p^3$ ): a) widok od spodu z pokazaniem gabarytów przekrojów, b) widok ustroju bez obrysów przekrojów

## Obciążenia konstrukcji

Obciążenia konstrukcji, reguły kombinatoryki, częściowe współczynniki bezpieczeństwa  $\gamma$  i współczynniki kombinacyjne  $\psi$  przyjęto zgodnie z normami PN-EN 1990 [4], PN-EN 1991-1-1 [5], PN-EN 1991-2 [6], PN-EN 1991-1-4 [7], PN-EN 1991-1-5 [8]. Siły wewnętrzne określono na podstawie analizy liniowo-sprężystej, z wykorzystaniem superpozycji normowych schematów obciążeniowych. Uwzględniono kombinacje obciążeń zgodnie z PN-EN 1990 [4] (tabela 1):

- kombinacja dla trwałej sytuacji obliczeniowej – stan graniczny nośności (ULS, SGN),
- kombinacja dla wyjątkowej sytuacji obliczeniowej – stan graniczny nośności (ULS, SGN),
- kombinacja charakterystyczna – stan graniczny użyteczności (SLS, SGU),
- kombinacja częsta – stan graniczny użyteczności (SLS, SGU).

Obiekt zaprojektowano na klasę obciążenia k+3, której odpowiada mnożnik obciążenia sklasyfikowanego  $\alpha_k = 1,33$

według PN-EN 1991-2 [6]. Uwzględniono model obciążenia LM-71 (UIC-71) klasy k+3 ( $\alpha_k = 1,33$ ), przedstawiający normlany ruch kolejowy na głównych liniach kolejowych oraz model SW/2, przedstawiający ciężki ruch towarowy według poz. 6.3. PN-EN 1991-2 [6].

Obciążenia wiatrem określono na podstawie poz. 8 PN-EN 1991-1-4 [7] („Oddziaływania wiatru na mosty”) przyjmując literalnie wytyczne normy. Podstawową wartość bazową prędkości wiatru w przypadku mostów kolejowych wynosi  $v_{b,0}^{**} = 25$  m/s, wysokość odniesienia  $z_c = 15,0$  m, współczynnik oporu aerodynamicznego  $c_{f,0} = 2,20$ , oraz współczynniki obciążenia wiatrem dla mostów  $C = 6,20$  (pas dolny kratownicy) i  $C = 3,6$  (pas górny, krzyżulce) według tablicy 6.2 PN-EN 1991-4 [7]. Parcie wiatru na pas dolny i tabor oszacowano na  $q_{w1} = 2,42$  kPa, a na pozostałe przęty kratownicy  $q_{w2} = 1,41$  kPa.

Obciążenia termiczne konstrukcji określono na podstawie PN-EN 1991-1-5 [8] uwzględniając ogrzanie i oziębienie konstrukcji stalowej kratownicy (+45°C/-38°C), koryta balastowego (+34°C/-31°C), różnice temperatur na wysokości

Tabela 1. Zestawienie współczynników w kombinacjach dla stanów granicznych ULS i SLS według PN-EN 1990 [4]

KOMBINACJA CHARAKTERYSTYCZNA		SGU (SLS)		$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$			
KOMBINACJA CZĘSTA		SGU (SLS)		$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \psi_{1,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$			
KOMBINACJA TRWAŁA		SGN (ULS)		$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$			
KOMBINACJA WYJĄTKOWA		SGN (ULS)		$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" A_d "+" (\psi_{1,1} \text{ lub } \psi_{2,1}) Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$			
Lp.	Rodzaj obciążenia	$\max \gamma_f$	$\min \gamma_f$	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$	Natura obciążenia
<b>Obciążenia stałe</b>							
1	Ciężar własny	1,35	1,0	1,0	1,0	1,0	Stałe
2	Wyposażenie	1,35	1,0	1,0	1,0	1,0	Stałe
3	Skurcz płyty koryta balastowego	1,00	1,0	1,0	1,0	1,0	Stałe
4	Obciążenia stabilizujące przeciw utracie stateczności	1,35	1,0	1,0	1,0	1,0	Obliczeniowe ujęcie imperfekcji i efektów II rzędu
<b>Obciążenie zmienne wiodące (główne)</b>							
5	Lokomotywa modelu LM-71	1,45	0,0	0,80	0,80	0,0	Analiza ustawień lokomotyw i wagonów
6	Wagony modelu LM-71	1,45	0,0	0,80	0,80	0,0	
7	SW/2 (ciężki ruch kolejowy)	1,20	0,0	0,80	0,80	0,0	
<b>Obciążenie zmienne towarzyszące</b>							
8	Hamowanie / Przyspieszanie	1,45	0,0	0,80	0,80	0,0	Zmienne wykluczające się
9	Uderzenia boczne	1,45	0,0	1,00	0,80	0,0	Zmienne wykluczające się
10	Ogrzanie / oziębienie konstrukcji	1,50	0,0	0,60	0,60	0,50	Zmienne wykluczające się przypadki obciążeniowe
11	Gradient temperatur na wysokości przekrojów	1,50	0,0	0,60	0,60	0,50	
12	Różnica temperatury pomiędzy korytem a stałą kratownicy	1,50	0,0	0,60	0,60	0,50	
13	Parcie wiatru na obiekt i tabor	1,50	0,0	1,00	0,0	0,0	Zmienne wykluczające się
14	Obc. chodników służbowych	1,35	0,0	0,80	0,50	0,0	Zmienne wykluczające się
<b>Obciążenie wyjątkowe</b>							
15	Wykolejenie modelu LM-71	1,0	0,0	1,0	1,0	1,0	Wyjątkowe

przekrojów (+18°C/-13°C) oraz różnicę temperatury pomiędzy pomostem betonowym a konstrukcją stalową ( $\pm 10^\circ\text{C}$ ). Temperatury maksymalne i minimalne (bazowe) określono na podstawie mapy rozkładu temperatur na terenie Polski według Załącznika Krajowego NB do PN-EN 1991-1-5 [8], uwzględniając postulat ich redukcji o  $3^\circ\text{C}$  w przypadku kratownic ( $T_{\max} = +53^\circ\text{C}$ ,  $T_{\min} = -30^\circ\text{C}$ ). Temperaturę montażu przyjęto  $T_0 = +8^\circ\text{C}$ .

Współczynniki obciążeniowe  $\gamma$  oraz kombinacyjne  $\psi$  (jednoczesności obciążeń) przyjęte w obliczeniach zestawiono w tabeli 1. Niestety niektóre zapisy Eurokodu [4] dotyczące współczynników  $\psi$  nie są przedstawione w sposób klarowny, co powoduje możliwość różnorodnej ich interpretacji.

### Wymiarowanie konstrukcji stalowej

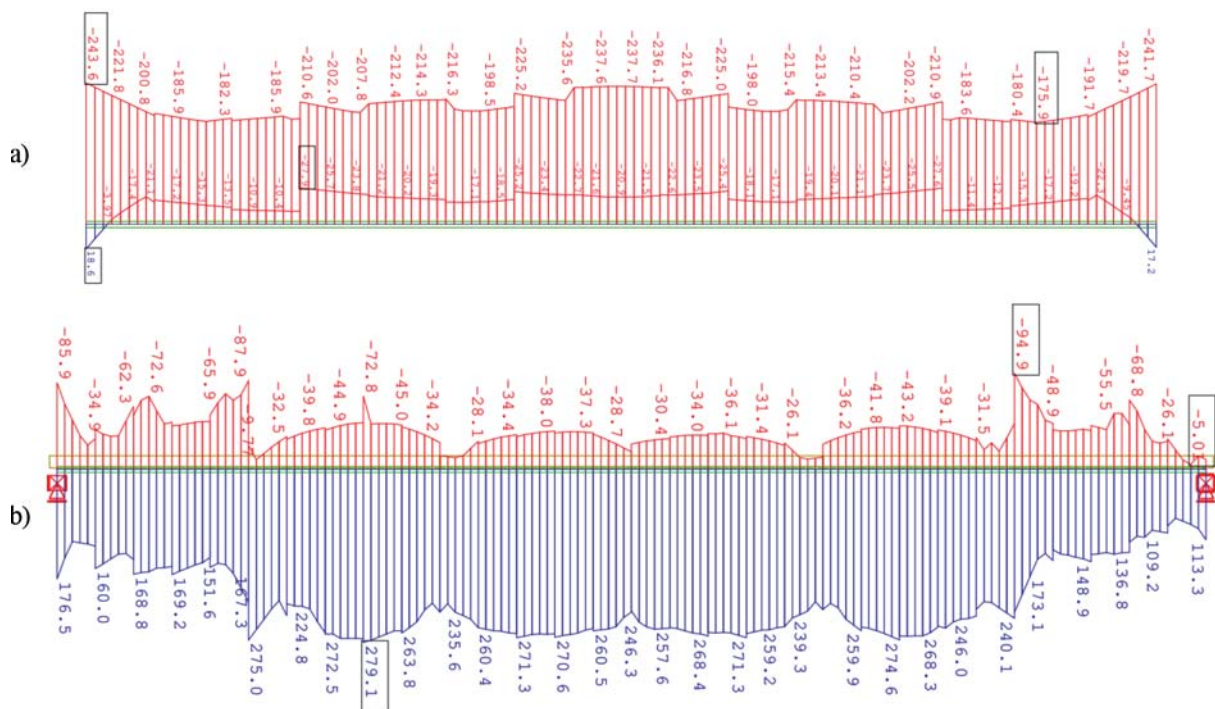
Wymiarowanie konstrukcji stalowej elementów kratownicy przeprowadzono zgodnie z zasadami norm PN-EN 1993 [9÷12], wspomagając się opracowaniami [3, 15, 17÷18, 20, 23÷28]. Wykorzystano procedury oceny nośności przekrojów w złożonym stanie obciążenia (dwukierunkowe zginanie z rozciąganiem lub ściskaniem) bazujące na siłach wewnętrznych. Dodatkową weryfikację stanowiło sprawdzenie naprężeń w prętach modelu oraz wymiarowanie w konwencji naprężeniowej (rys. 3 i 4), znanej z dotychczas obowiązującej normy projektowania mostów stalowych PN-S-10052:1982 [16] (naprężenia określone na podstawie obciążeń według PN-EN) i literatury technicznej [19, 21].

Preferowany przez normy PN-EN 1993 [9÷12] sposób wymiarowania elementów stalowych polega na analizie uwzględniającej plastyczny zakres pracy przekrojów, przy czym normy nie odrzucają możliwości zastosowania klasycz-

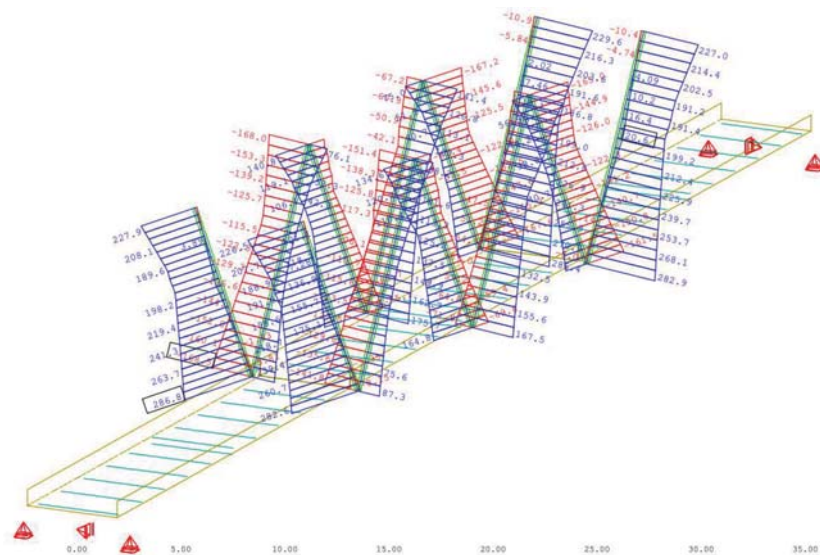
nych reguł z wykorzystaniem liniowej sprężystości. W przypadku konstrukcji kratownicowych, ze względu na efekty niestateczności, wymiarowanie w praktyce sprowadza się do metod liniowo-sprężystych. Różnicą w stosunku do normy PN-S-10052:1982 [16] jest konieczność operowania siłami wewnętrznymi (przekrojowymi) i sprawdzenia tzw. formuł interakcyjnych, ujmujących efekty wyboczeniowe, zamiast warunków naprężeniowych. Zdaniem autorów powoduje to niepotrzebną komplikację obliczeń. Wymiarowanie przekrojów na podstawie sił wewnętrznych utrudnia wytypowanie miejsc o największym wytężeniu i powoduje konieczność wielokrotnych obliczeń dla kilku kombinacji (np.  $N_{\max} + M_y$ ,  $+M_z$ ,  $N + M_{y\max} + M_z$ ,  $N + M_y + M_{z\max}$ ). Decydująca jest i tak kombinacja o maksymalnym stopniu wykorzystania nośności.

Kluczową kwestią w projektowaniu kolejowych stalowych mostów kratownicowych jest zagadnienie stateczności globalnej układu oraz lokalnej giętnej i giętno-skrętnej stateczności poszczególnych elementów. Ze względu na sztywność węzłów elementy kratownicy poddane są ściskaniu mimośrodowemu wynikającemu z dwukierunkowego zginania. Normy PN-EN 1993 [9÷12] umożliwiają analizę tych efektów za pomocą trzech ujęć obliczeniowych:

- **metoda 1** obejmująca pełną nieliniową geometrycznie i materiałowo analizę statyczną z uwzględnieniem imperfekcji i efektów II rzędu, umożliwiającą całościowe ujęcie stateczności konstrukcji,
- **metoda 2** nazywana metodą ogólną bazująca na analizie statycznej geometrycznie nieliniowej pręta będącego elementem konstrukcji modelowanej jako układ imperfekcyjny,
- **metoda 3** wykorzystująca formuły interakcyjne przy liniowej analizie statycznej, w której na etapie wymiarowania



Rys. 3. Obwiednia obliczeniowych naprężeń normalnych – kombinacja trwała ULS (SGN): a) w pasie górnym, b) w pasie dolnym



Rys. 4. Obwiednia naprężeń normalnych obliczeniowych w krzyżulcach wewnętrznych (Kombinacja trwała ULS)

przekrojów zagadnienie stateczności ujęte jest za pomocą współczynników niestateczności z uwagi na wyoboczenie  $\chi_y$ ,  $\chi_z$  i zwichrzenie  $\chi_{LT}$ , a złożony stan obciążenia elementu (zginanie dwukierunkowe ze ściskaniem) uwzględniane jest za pomocą współczynników interakcyjnych  $k_{yy}$ ,  $k_{yz}$ ,  $k_{zy}$ ,  $k_{zz}$ .

Pierwsza z wymienionych metod polega na uwzględnieniu efektów II rzędu oraz globalnych i lokalnych imperfekcji od razu na etapie nieliniowej analizy statycznej, dzięki czemu weryfikacja nośności prętów sprowadza się do sprawdzenia nośności przekrojów (nie występują dodatkowe sprawdzenia stateczności elementów). Jest to metoda najbardziej prawidłowa pod względem teoretycznym, ale trudna do zastosowania w projektowaniu. W analizie II rzędu nie obowiązuje zasada superpozycji obciążeń, która jest niezbędna w przypadku ustrojów mostowych, poddanych obciążeniom ruchomym o zmiennym położeniu na konstrukcji. Praktyczne możliwości wykorzystania analizy nieliniowej ograniczają się w zasadzie do ostatecznej weryfikacji przyjętych rozwiązań, na podstawie kilku wytypowanych, miarodajnych (tj. powodujących największe wyężenie elementu) schematów obciążenia. Wymaga to ustalenia niezależnych obwiedni obciążeń w przypadku każdego wymiarowanego elementu konstrukcji oraz wstępnego zdefiniowania imperfekcji od razu w modelu numerycznym ustroju. W tego typu analizach macierz geometryczna sprzężona jest z układem obciążeń konstrukcji, co oznacza, że przy każdym ustawieniu obciążenia uzyskuje się inne wyężenie elementów ustroju. Metoda wymaga zaawansowanego oprogramowania na bazie MES.

Metoda ogólna również jest w przypadku konstrukcji mostowych mało praktyczna. Umożliwia sprawdzenie warunków stateczności uwzględniających interakcję wyoboczenia giętnego z płaszczyzny układu, zwichrzenia i nośności płaszczyznej elementu. Weryfikacja przekrojów polega na spełnieniu warunku niestateczności wyrażonego za pomocą minimalnego mnożnika obciążeń obliczeniowych, przy którym

przekrój krytyczny osiąga nośność charakterystyczną, bezwymiarowego współczynnika zwichrzenia i niestateczności giętno-skrętnej  $\chi_{op}$  oraz materiałowego współczynnika bezpieczeństwa  $\gamma_{M1}$ . Obliczając współczynnik  $\chi_{op}$  należy określić minimalny mnożnik obciążenia krytycznego  $\alpha_{cr,k}$ , przy którym występuje niestateczność sprzężysta z płaszczyzny układu. Ten sposób, ze względu na mnożnik obciążenia  $\alpha_{ult,k}$ , umożliwia oszacowanie stateczności wyłącznie w przypadku wyoboczenia w płaszczyźnie układu (np. kratownicy, rami). Wyznaczenie mnożnika  $\alpha_{ult,k}$  powinno uwzględniać imperfekcje geometryczne. W metodzie uwzględnione jest tylko jednokierunkowe zginanie pręta ze ściskaniem. Przyjęcie kilku ścieżek postępowania, dopuszczonych przez PN-EN, przy weryfikacji wyężenia elementu uwzględniającej zagadnienie niestateczności może prowadzić do rozbieżnych wyników [26]. W przypadku konstrukcji pracujących przestrzennie (zginanie dwukierunkowe ze

ściskaniem), jak projektowany most kratownicowy, konieczne jest uwzględnienie możliwości wyoboczenia z płaszczyzny. W praktyce uniemożliwia to zastosowanie metody ogólnej.

Metody nr 1 (analiza nieliniowa geometrycznie i materiałowo) i 2 (metoda ogólna) charakteryzują się znaczną pracochłonnością, co biorąc pod uwagę złożoność konstrukcji, dużą liczbę schematów obciążeń obiektów mostowych oraz konieczność wyznaczenia obwiedni sił wewnętrznych (kombinatoryka), uniemożliwia ich praktyczne zastosowanie w projektowaniu.

Metoda nr 3, wykorzystująca formuły interakcyjne, jest najbardziej przydatna w obliczeniach na potrzeby projektowe. Nawiązuje do klasycznych sposobów wymiarowania znanych z wcześniejszych przepisów i bogato opisanych w literaturze [17÷28]. Polega na analizie wyizolowanego pręta. Obliczenia statyczne wykonuje się w zakresie linowo-sprężystym według teorii I rzędu. Wpływ efektów II rzędu, imperfekcji globalnych i lokalnych na nośność elementu ujęty jest niejawnie za pomocą współczynników niestateczności z uwagi na wyoboczenie  $\chi_y$ ,  $\chi_z$  i zwichrzenie  $\chi_{LT}$ . Złożony stan obciążenia elementu, tj. zginanie dwukierunkowe ze ściskaniem i możliwością wyoboczenia w płaszczyźnie i z płaszczyzny, uwzględniany jest za pomocą współczynników interakcyjnych  $k_{yy}$ ,  $k_{yz}$ ,  $k_{zy}$ ,  $k_{zz}$ . Można je wyznaczyć według dwóch alternatywnych podejść przedstawionych w Załącznikach A (metoda 1, francusko-belgijska) i B (metoda 2, austriacko-niemiecka, rekomendowana w Załączniku krajowym) normy PN-EN 1993-1-1 [9]. Zależności interakcyjne mogą być stosowane tylko w odniesieniu do pełnościennych elementów bisymetrycznych, odpornych na odkształcenia dystorsyjne (spaczenie) oraz wrażliwych (przekroje otwarte) lub niewrażliwych (przekroje skrzynkowe) na deformacje skrętne. W obliczeniach elementów kratownicy wykorzystano metodę 2 (Załącznik B).

Sprawdzanie nośności elementów składowych kratownicy przeprowadzono w przypadku sześciu zestawów sił we-

wewnętrznych (kombinacji), uwzględniając normowe formuły interakcyjne:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \quad (1)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \quad (2)$$

w których:

$N_{Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$ ,  $M_{z,Ed}$  – obliczeniowe wartości siły osiowej i momentów zginających względem osi y i z,

$\Delta M_{y,Ed}$ ,  $\Delta M_{z,Ed}$  – momenty drugorzędne od przesunięcia środków ciężkości efektywnych przekrojów klasy 4 (w kratownicy zastosowano przekroje co najwyżej klasy 3),

$N_{Rk}$ ,  $M_{y,Rk}$ ,  $M_{z,Rk}$  – nośności charakterystyczne przekrojów na ściskanie i zginanie,

$\chi_{LT}$ ,  $\chi_y$ ,  $\chi_z$  – współczynniki niestateczności na zwichrzenie i wyoboczenie,

$k_{yy}$ ,  $k_{yz}$ ,  $k_{zy}$ ,  $k_{zz}$  – współczynniki interakcyjne,

$\gamma_{M1} = 1,10$  – częściowy materiałowy współczynnik bezpieczeństwa dla elementów wymiarowanych ze względu na wyoboczenie lub zwichrzenie.

Współczynniki interakcyjne  $k_{yy}$ ,  $k_{yz}$ ,  $k_{zy}$ ,  $k_{zz}$  są funkcjami siły wewnętrznej w elemencie  $N_{Ed}$ , współczynników wyoboczeniowych  $\chi_y$ ,  $\chi_z$ , materiałowego współczynnika bezpieczeństwa  $\gamma_{M1}$ , nośności charakterystycznej przekroju na ściskanie  $N_{Rk}$ , smukłości względnych pręta  $\lambda_y$ ,  $\lambda_z$  oraz współczynników równoważnego stałego momentu na pręcie wydzielonym  $C_{my}$ ,  $C_{mz}$ . Rozbudowane wzory na  $C_{my}$  i  $C_{mz}$ , uzależnione od klasy przekroju (3 i 4 lub 1 i 2) oraz stopnia jego wrażliwości na skręcanie (przekroje skrzynkowe lub otwarte) umieszczono w Załączniku A i B normy PN-EN 1993-1-1 [9].

Parametry  $C_{my}$  i  $C_{mz}$  zależą od zakresu zmienności momentów zginających na długości prętów, charakteryzowanych współczynnikami stosunku momentów zginających wymiarowego pręta wydzielonego  $\psi_y$ ,  $\psi_z$ . Należy zastanowić się czy ich stosowanie w przypadku konstrukcji mostowych ma sens. Przebieg sił wewnętrznych w elementach mostów jest zmienny, z uwagi na obciążenia o charakterze rucho-

mym i możliwość wielu różnorodnych konfiguracji obciążeń różnego pochodzenia (ruchomych, termicznych, parcia wiatru itp.). Sprawdzenie wszystkich wariantów obciążeń pręta, w celu wytypowania miarodajnych współczynników  $C_{my}$ ,  $C_{mz}$  jest praktycznie niemożliwe. Wymiarowanie elementów konstrukcji mostowych przeprowadza się na podstawie obwiedni sił wewnętrznych lub naprężeń. Zgodnie z Tablicą B.3 normy PN-EN 1993-1-1, w przypadku gdy postać wyoboczenia wymiarowanego pręta jest sprzężona z przechyłową postacią wyoboczenia całej konstrukcji można przyjmować  $C_{my} = C_{mz} = 0,9$ . Przy podejściu konserwatywnym, zachowując zasady bezpiecznego projektowania można założyć  $C_{my} = C_{mz} = 1,0$ . W analizowanej konstrukcji, z uwagi na przechyłową formę wyoboczenia całej kratownicy przyjęto  $C_{my} = C_{mz} = 0,9$ .

W ramach weryfikacji obliczeń sprawdzono warunki nośności elementów ściskanych i zginanych dwukierunkowo, z uwzględnieniem niestateczności lokalnej prętów, według metodyki zaprezentowanej w poz. 5.7.1.3 nieaktualnej już normy PN-S-10052:1982 [16], wykorzystując prosty wzór:

$$\sigma = \frac{N_{Ed} m_w}{A_{br}} + \frac{M_{y,Ed} z}{J_{zbr}} + \frac{M_{z,Ed} y}{J_{ybr}} \leq 1,1 \cdot R \quad (3)$$

w którym:

$N_{Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$ ,  $M_{z,Ed}$  – obliczeniowe wartości siły osiowej i momentów zginających względem osi y i z od obciążeń zgodnych z systemem norm PN-EN,

$A_{br}$ ,  $J_{zbr}$ ,  $J_{ybr}$  – pole przekroju i momenty bezwładności elementu stalowego,

$R$  – wytrzymałość obliczeniowa stali (z porównania norm wynika, że  $1,1 \cdot R \approx f_{yd} = 323$  MPa),

$m_w$  – współczynnik wyoboczeniowy zależny od smukłości względnej  $\lambda/\lambda_p$  według tablicy 16 [16].

Porównanie wyników stopnia wykorzystania nośności wybranych elementów wymiarowanych metodą formuł interakcyjnych według PN-EN 1993-1-1 [9] i za pomocą klasycznych wzorów według PN-S-10052:1982 [16] przedstawiono w tabeli 2. W większości przypadków oba podejścia obliczeniowe generują podobne wyniki, przy rozbieżnościach do około 5%, maksymalnie 10%.

Szczególną uwagę zwrócono na wymiarowanie ramy portalowej, mające znaczący udział w zapewnieniu globalnej stateczności kratownicy przestrzennej. Kluczowym zagadnieniem jest oszacowanie współczynników długości

Tabela 2. Zestawienie stopni wykorzystania nośności według norm PN-EN 1993 [9÷12] i PN-S-10052:1982 [16]

Element kratownicy	Krzyżulce wewnętrzne (ściskane)	Krzyżulce portalowe (element ramy)	Krzyżulce przedskrajne (ściskane)	Pas dolny (część skrajna)	Pas dolny (część skrajna)	Pas dolny (część środkowa)	Pas górny (część skrajna)	Pas górny (część skrajna)	Pas górny (część środkowa)
Stopień wykorzystania nośności – formuły interakcyjne (1) i (2)	0,712	0,955	0,684	0,903	0,889	0,901	0,890	0,864	0,893
Stopień wykorzystania nośności według formuły naprężeniowej (3)	0,645	0,923	0,644	0,864	0,851	0,891	0,848	0,824	0,864
Różnica pomiędzy podejściem obliczeniowym norm PN-EN / PN	10%	3,5%	6,2%	4,5%	4,5%	1,1%	5%	4,9%	3,4%

wybocheniowych  $\mu$  (nie mylić ze współczynnikami wybocheniowymi  $\chi_y, \chi_z$  według PN-EN [9] i  $m_w$  według PN [16]) krzyżulców podporowych, będących słupami ramy portalowej. Według poz. 5.4.2 normy PN-S-10052:1982 [16] w przypadku krzyżulców podporowych (duże siły ściskające) należy przyjmować  $\mu = 1,0$  przy wyboczeniu wyizolowanego elementu z płaszczyzny kratownicy. Zapis ten nie jest właściwy w przypadku kratownic płaskich stężonych w układ przestrzenny, w którym może dojść do globalnej przechyłowej utraty stateczności. Krzyżulce podporowe stanowią słupy przechyłowej ramy portalowej, których długości wybocheniowe  $\mu > 1,0$  zależą od proporcji sztywności rygla ramy, słupków i ich długości oraz sztywności węzłów. W projektowanej kratownicy współczynnik długości wybocheniowej krzyżulców podporowych z płaszczyzny oszacowano na  $\mu = 1,249$ , korzystając w zależności [17, 27]:

$$\mu_z = \left[ \frac{1 - 0,2 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,12\eta_1\eta_2}{1 - 0,8 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,6\eta_1\eta_2} \right]^{0,5} \quad (4)$$

w którym:

$\eta_1, \eta_2$  – stopień podatności węzła górnego i dolnego wyizolowanego pręta.

Współczynniki długości wybocheniowych krzyżulców w płaszczyźnie kratownicy, z uwagi na zaprojektowanie sztywnych węzłów przyjęto  $\mu_y = 0,9$ , zgodnie z poz. D.2.1 Załącznika D PN-EN 1993-2 [12]. Parametr imperfekcji przyjęto według tablicy 6 PN-EN 1993-1-1 [9] w przypadku przekrojów skrzynkowych prętów kratownicy  $\alpha = 0,49$  (krzywa wybocheniowa „c”). Na podstawie zależności ogólnej na moment krytyczny  $M_{cr}$  przy zwichrzeniu sprężystym, smukłości względnej przy zwichrzeniu  $\lambda_{LT}$ , parametru imperfekcji przy zwichrzeniu  $\alpha_{LT} = 0,76$  (krzywa zwichrzenia „d” według tablicy 6.3 PN-EN 1993-1-1 [9]), parametru krzywej zwichrzenia  $\Phi_{LT}$  oszacowano współczynnik zwichrzenia przekrojów skrzynkowych kratownicy  $\chi_{LT} = 1,0$  (przekroje niewrażliwe na zwichrzenie).

Pasy dolne kratownic (element zginany i rozciągany, dwuteownik  $b \times h = 60\text{cm} \times 180\text{cm}$ ), z uwagi na występowanie poprzecznic co 2,5 m i uźebrowanie, charakteryzują się niewielką wrażliwością na zwichrzenie, przy współczynniku zwichrzenia  $\chi_{LT} = 0,955$  (część skrajna, odcinki przypodporowe) i  $\chi_{LT} = 0,963$  (część środkowa, w przęśle kratownicy).

Pasy górne kratownic (element ściskany z niewielkim zginaniem) wykonano w postaci przekrojów skrzynkowych typu  $\pi$  o wymiarach  $b \times h = 64\text{cm} \times 75\text{cm}$ . Elementy te są niewrażliwe na zwichrzenie ( $\chi_{LT} = 1,0$  – przekrój skrzynkowy) i wyboczenie z płaszczyzny ( $\chi_z = 0,973 \div 0,980$  – stężenia górne poprzeczne co 4,0 ÷ 4,5 m). Przy wymiarowaniu decydujące jest wyboczenie w płaszczyźnie kratownicy ( $\chi_y = 0,803$  – część skrajna, klasa 3,  $\chi_y = 0,815$  – część środkowa, klasa 2).

Pas dolny kratownicy (element rozciągany i zginany dwukierunkowo) wymiarowano wykorzystując warunek interakcyjny według poz. 6.2.1(7) PN-EN 1993-1-1 [9]:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1,0 \quad (5)$$

w którym:

$N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}$  – obliczeniowe wartości siły osiowej i momentów zginających względem osi y i z,

$\Delta M_{y,Ed}, \Delta M_{z,Ed}$  – momenty drugorzędne od przesunięcia środków ciężkości (przekroje ściskane klasy 4),

$N_{pl,Rd}, M_{y,Rd}, M_{z,Rd}$  – nośności obliczeniowe przekrojów (osiowa i na zginanie dwukierunkowe),

$\chi_{LT}$  – współczynnik niestateczności na zwichrzenie.

W wymiarowaniu przekrojów węzłowych prętów kratownicy sprawdzono warunki interakcji siły poprzecznej, momentu zginającego i siły podłużnej według poz. 7.1 PN-EN 1993-1-5 [10], wynikające z redukcji nośności ze względu na ścinanie przy zginaniu z siłą podłużną, według zależności:

$$\eta_1 + \left( 1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}} \right) (2\eta_3 - 1)^2 \leq 1,0 \quad (6)$$

gdzie:

$\eta_1, \eta_3$  – stopień wykorzystania nośności przekroju na zginanie i ścinanie według poz. 7.1(1) [10],

$M_{f,Rd}$  – obliczeniowa nośność przy zginaniu przekroju złożonego tylko z efektywnych części pasów,

$M_{pl,Rd}$  – obliczeniowa nośność plastyczna przekroju przy zginaniu.

## Wymiarowanie koryta balastowego

Koryto balastowe zaprojektowano z betonu C35/45 (klasa konstrukcji – S4, środowisko – XC4) zbrojonego stałą B500 SP ( $f_{yk} = 500\text{MPa}$ ,  $f_{yd} = 435\text{MPa}$ , otulina  $c = 40\text{mm}$ ). Koryto zostało zdylatowane (trzy odcinki  $\sim 25,0\text{m}$ ) i zespolone tylko z poprzecznicami węzłowymi. Umożliwia to swobodę odkształceń wywołanych oddziaływaniami skurczowymi i termicznymi. Dzięki temu na żelbetową płytę pomostu nie przenoszą się odkształcenia dolnych pasów kratownic związane z ich rozciąganiem. Płyta koryta oparta jest na poprzecznicach w sposób podatny, przy czym podatność uwarunkowana jest lokalnymi ugięciami poprzecznic oraz globalnym ugięciem całej kratownicy.

Wymiarowanie koryta ze względu na nośność przeprowadzono na podstawie teorii III fazy pracy przekrojów żelbetowych według PN-EN 1992 [13, 14]. W płycie koryta występuje zginanie dwukierunkowe, przy dominującym zginaniu poprzecznym ( $m_{yy} > m_{xx}$ ). W przeszłe koryta momenty obliczeniowe w kombinacji trwałej ULS wynoszą  $m_{yy\max} = 393\text{kNm/m}_b > m_{xx\max} = 290\text{kNm/m}_b$ .

Zgodnie z Tablicą 7.101N normy PN-EN 1992-2 [14] w elementach żelbetowych przy klasie ekspozycji XC4 należy przyjmować graniczną szerokość rysy  $w_{k,\text{lim}} = 0,3\text{mm}$  biorąc pod uwagę siły wewnętrzne z quasi-stałej kombinacji obciążeń. Zapis ten budzi wątpliwości, gdyż w przypadku kolejowych ustrojów mostowych w kombinacji quasi-stałej współczynnik kombinacyjny  $\psi_2 = 0$  przy obciążeniach ruchomych (LM-71, SW/0, SW/2), natomiast przy oddziaływaniach termicznych  $\psi_2 = 0,5$ . Oznacza to, że zarysowanie w konstrukcjach mostowych należałoby określać na podstawie sił wewnętrznych uwzględniających 100% obciążeń



stałych i 50% oddziaływań termicznych, pomijając, istotne w obiektach inżynierskich, obciążenie wywołane ruchem kolejowym. Jest to rozbieżne z dotychczasowymi sprawdzonymi zasadami obliczania szerokości rys. Realne konstrukcje żelbetowe nie pracują w sposób idealnie sprężysty, co mogłoby spowodować, że rysy  $w_k > 0,3$  mm wywołane taborem kolejowym, nie zmniejszą swojej szerokości do 0,3 mm po zjeździe obciążenia z konstrukcji.

Niejednoznaczne zapisy zawarto również w Eurokodyzie ogólnym PN-EN 1990 [4]. W poz. A2.2.6 (uwaga 6) tej normy podano, że nieczęsta (quasi-stała?) wartość oddziaływań nie dotyczy mostów kolejowych. W tabelicy A2.3 współczynniki kombinacyjne  $\psi_2 = 0$  dla oddziaływań ruchu kolejowego, a w uwagach napisano, że jeśli uwzględnia się odkształcenia w stałych (...) sytuacjach obliczeniowych, to  $\psi_2$  powinno być przyjęte równe 1,0 do oddziaływań ruchu kolejowego. Nie jest jasne, co miał na myśli autor tego zapisu. Być może „uwzględnienie odkształceń” należy utożsamiać z analizą nieliniową ujmującą redystrybucję sztywności wywołaną zarysowaniem?

Z powyższych względów, w projektowanym moście zarysowanie określono w przypadku kombinacji częstej, w której uwzględniane jest 100% obciążenia stałego, 80% wiodącego obciążenia kolejowego i 50% oddziaływań termicznych.

## Obliczenia dynamiczne

Sprawdzenie dynamicznych własności projektowanej konstrukcji kratownicowej wykonano zgodnie z wymaganiami normy PN-EN 1990 [4] dotyczących mostów kolejowych, tj. według Załącznika A, poz. A2.4.4. oraz według poz. 6.4.4 PN-EN 1991-2 [6]. Podstawowe wyniki zawiera tabela 3. Sprawdzenie konstrukcji pod kątem dynamicznym obejmowało:

- określenie obszerności i dokładności wymaganej analizy dynamicznej według poz. 6.4.4 PN-1991-2 [6] (nomogram na rys. 6.9), tj. sprawdzenie czy wymagana jest analiza czasowa (całkowanie równań ruchu) konstrukcji obciążonej normowymi modelami pociągów szybkojeżdżących HSLM,
- wyznaczenie dominujących częstotliwości i form drgań własnych konstrukcji kratownicowej o węzłach sztywnych,
- sprawdzenie wrażliwości na drgania giętne poziome z uwagi na możliwość wężykowania taboru i uderzeń bocznych zestawów kołowych o szyny według poz. A2.4.4.2(3) PN-EN 1990 [4] (określenie pierwszej częstotliwości bocznych drgań własnych przęsła  $f_{hmin}$ ),
- sprawdzenie wrażliwości ustroju na skrętne formy drgań według poz. 6.4.4(1) PN-EN 1991-2,
- sprawdzenie konstrukcji pod kątem przyspieszeń w pudłach wagonów odpowiadających bardzo dobremu komfortowi podróży ( $b_v \leq 1,0 \text{ m/s}^2$ ) według poz. A2.4.4.3.2 PN-EN 1990 [4],
- sprawdzenie ugięć konstrukcji wywołanych modelem obciążenia LM-71 pod kątem ograniczenia przedstawionego w opracowaniu [29]  $\delta_{stat} \leq L / (15v - 400)$ .

Wyznaczenia podstawowych częstotliwości i odpowiadających im form drgań własnych konstrukcji kratownicowej dokonano za pomocą analizy modalnej (rozwiązanie zagadnienia własnego) w module ASE środowiska MES SOFiSTiK. W obliczeniach drgań własnych uwzględniono ciężary elementów niekonstrukcyjnych (wyposażenie – podsypka tłuczniowa, podkłady, szyny), dokonując konwersji obciążeń powierzchniowych na równoważne masy węzłowe.

Zakres dopuszczalnych częstotliwości, przy których nie jest wymagana analiza czasowa określono zgodnie z wytycznymi normowymi według poz. 6.4.4 PN-EN 1991-2 [6]:

- górna granica częstotliwości  $n_{og}$ , będąca wynikiem nadwyżek dynamicznych uwzględniających nierówności toru  $n_{og} = 94,76 \times L^{-0,748} = 94,76 \times 75^{-0,748} = 3,75 \text{ Hz}$ ,
- dolna granica częstotliwości  $n_{od}$ , będąca wynikiem nadwyżek dynamicznych uwzględniających nierówności toru  $n_{od} = 23,58 \times L^{-0,592} = 23,58 \times 75^{-0,592} = 1,83 \text{ Hz}$ ,

Częstotliwość pierwszej giętnej postaci drgań własnych konstrukcji z modelu MES wynosi  $n_0 = 2,23 \text{ Hz}$  i mieści się w zakresie 1,83 Hz ÷ 3,75 Hz (rys. 5).

Zgodnie z wymaganiami A2.4.4.3 PN-EN 1990 [4] komfort pasażera zależy od przyspieszenia pionowego  $b_v$  wewnątrz pojazdu (pudła wagonu). W tabelicy A2.9 podano zalecane poziomy komfortu i odpowiadające im graniczne wartości przyspieszeń w pudłach wagonów  $b_v$ , przy czym  $b_v = 1,0 \text{ m/s}^2$  – bardzo dobry poziom komfortu,  $b_v = 1,3 \text{ m/s}^2$  – dobry,  $b_v = 2,0 \text{ m/s}^2$  – dostateczny. Przyspieszenie  $b_v$  wewnątrz pojazdu może być określone dwoma metodami:

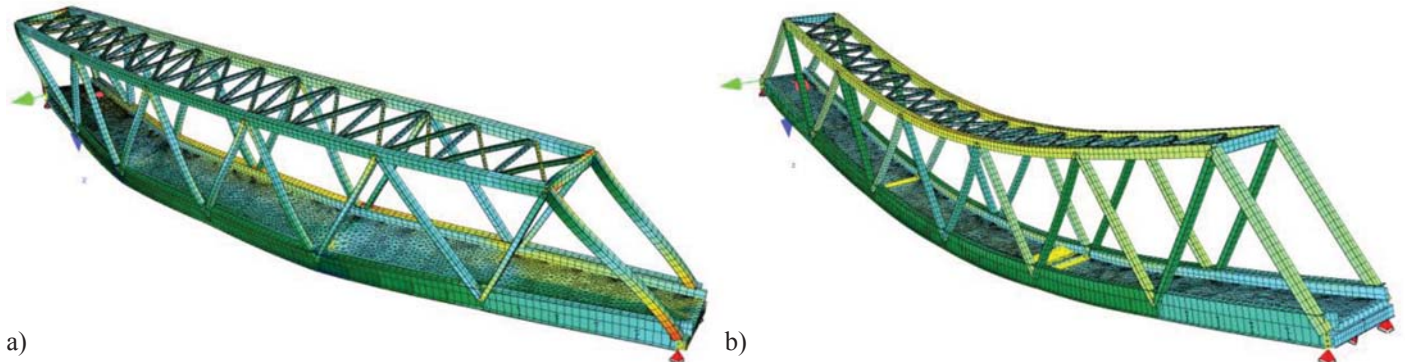
- na podstawie dynamicznej analizy czasowej (całkowanie równań ruchu) współdziałania pociągu o resorowanym zawieszeniu z konstrukcją mostu i z uwzględnieniem parametrów lepko-sprężystych torowiska, przy czym ten typ analizy wymaga zaawansowanych procedur numerycznych i znajomości rodzaju taboru przewidzianego na danym odcinku linii kolejowej oraz charakterystyk sprężysto-tłumiących zawieszenia pociągów i konstrukcji torowiska,
- z wykorzystaniem ograniczeń ugięć pionowych przęsła  $u_{zmax}$ , wywołanych statycznym modelem obciążenia kolejowego LM-71 według PN-EN 1991-2 [6] (poz. 6.3.2) mnożonym przez współczynnik dynamiczny  $\Phi$  oraz współczynnik  $\alpha_k = 1,0$ , przy czym ugięcia dopuszczalne  $\delta_{dop}$ , będące funkcją prędkości ruchu pociągów  $v$ , schematu statycznego i rozpiętości przęsła mostu, określa się na podstawie nomogramu na rys. A2.3 PN-EN 1990 [4]. Według PN-EN 1990 [4] wartości  $L/\delta_{dop}$  przedstawione na rys. A2.3 dotyczą szeregu belek swobodnie podpartych z co najmniej 3 przęsłami. W przypadku pojedynczego przęsła  $L/\delta_{dop}$  odczytane z nomogramu na rys. A2.3 należy mnożyć przez 0,7, ale tylko przy  $L/\delta_{dop} > 600$ . Wartości  $L/\delta_{dop}$  na rys. A2.3 dotyczą przęsła o długościach  $L < 120 \text{ m}$ .

Na podstawie przeprowadzonej analizy modalnej (rozwiązanie zagadnienia własnego) i wytycznych norm PN-EN 1990 [4], można wyciągnąć następujące wnioski:

- konstrukcja jest niewrażliwa na drgania boczne ( $f_{hmin} = 1,24 \text{ Hz} > f_{h0} = 1,20 \text{ Hz}$ ),
- konstrukcja jest niewrażliwa na skrętne drgania pomostu ( $n_T = 2,83 \text{ Hz} > 1,2 \cdot n_0 = 2,68 \text{ Hz}$ ),
- pierwsza giętna częstotliwość drgań własnych mieści się w przedziale normowym granicznych częstotliwości

Tabela 3. Określenie wrażliwości konstrukcji na wybrane formy drgań własnych

Wrażliwość konstrukcji na wybrane formy drgań na podstawie PN-EN	Porównanie częstotliwości wyznaczonych w MES z ograniczeniami normowymi	Czy spełniony warunek normowy ?	Wniosek
Drgania giętne poziome wg poz. A2.4.4.2(3) PN-EN 1990	$f_{hmin} = 1,24 \text{ Hz} > f_{h0} = 1,20 \text{ Hz}$	TAK	Konstrukcja niewrażliwa na drgania boczne
Drgania skrętne pomostu wg poz. 6.4.4(1) PN-EN 1991-2	$n_T = 2,83 \text{ Hz}, n_0 = 2,23 \text{ Hz}$ $n_T = 2,83 \text{ Hz} > 1,2 \cdot n_0 = 2,68 \text{ Hz}$	TAK	Konstrukcja niewrażliwa na skrętne postacie drgań pomostu
Uwagi: $f_{hmin}$ – pierwsza częstotliwość bocznych drgań przęsła, $f_{h0}$ – minimalna częstotliwość giętnych drgań bocznych konstrukcji, $n_T$ – pierwsza częstotliwość skrętnych drgań własnych mostu obciążonego oddziaływaniami stałymi, $n_0$ – pierwsza częstotliwość giętnych drgań własnych mostu obciążonego oddziaływaniami stałymi			



Rys. 5. Podstawowe częstotliwości i formy drgań własnych konstrukcji: a)  $f_1 = 1,24 \text{ Hz}$  – pierwsza forma drgań giętnych poziomych, fala pojedyncza, forma symetryczna, b)  $f_2 = 2,23 \text{ Hz}$  – pierwsza forma drgań giętnych pionowych, fala pojedyncza, forma symetryczna

drgań ( $n_0 = 2,23 \text{ Hz} \square < 1,83 \text{ Hz}, 3,75 \text{ Hz} >$ ), przy których nie jest wymagana zaawansowana analiza dynamiczna odpowiedzi konstrukcji (analiza czasowa – całkowanie równań ruchu konstrukcji obciążonej modelami pociągów szybkojeźdźczych HSLM).

- w świetle nomogramu na rys. 6.9 normy PN-EN 1990 [4] w przypadku projektowanej konstrukcji kratowej nie jest wymagana zaawansowana analiza dynamiczna (całkowanie równań ruchu), sprawdzenie przyspieszeń w rezonansie oraz sprawdzenie na zmęczenie,
- ugięcia statyczne wywołane modelem obciążenia LM-71  $\times \Phi \times \alpha_k$  zapewniają spełnienie warunku normowego ugięć dopuszczalnych  $\delta_{dop}(v=150)$  dla bardzo dobrego komfortu podróżnych przy  $b_v = 1,0 \text{ m/s}^2$  zgodnie z poz. A2.4.4.3.2 PN-EN 1990 [4],
- ugięcia konstrukcji od modelu LM-71  $\times \Phi \times \alpha_k$  spełniają dodatkowe ograniczenia przedstawione w opracowaniu [29], tj.  $u_{zmax} = 3,25 \text{ cm} < \delta_{statmax}(v) = 4,05 \text{ cm}$ .

Projektowana kratownica spełnia wymogi stawiane w normach PN-EN kolejowym konstrukcjom mostowym w zakresie obciążeń dynamicznych i nie jest wymagana zaawansowana analiza czasowa z użyciem modeli pociągów szybkojeźdźczych HSLM oraz obliczenia zmęczenie.

## Podsumowanie

Obliczenia kolejowego mostu kratownicowego nad rzeką Drawą o rozpiętości  $L = 75,0 \text{ m}$  przeprowadzono na pod-

stawie norm PN-EN (Eurokodów), wymaganych w SIWZ i PFU [1]. Wymiarowanie przekrojów „kratownicy” o węzłach sztywnych wykonano wykorzystując metodę warunków interakcyjnych w konwencji sił wewnętrznych w elementach. Dodatkową weryfikację przekrojów przeprowadzono stosując ujęcie naprężeniowe, znane z wcześniejszych krajowych przepisów normowych i literatury. W większości przypadków zaobserwowano podobne wskaźniki wykorzystania nośności przekrojów. Rozbieżności dochodziły do około 5%, incydentalnie 10%.

Zidentyfikowane na podstawie modelu teoretycznego konstrukcji częstotliwości drgań własnych umożliwiają według PN-EN 1990 [4] ograniczenie analizy dynamicznej do zagadnienia własnego, bez konieczności całkowania równań ruchu (analiza czasowa) i pominięcie obliczeń zmęczenia.

Procedury Eurokodów [9÷12] są znacznie bardziej rozbudowane i pracochłonne obliczeniowo, trudniejsze w interpretacji i mniej przejrzyste, a efekt obliczeń jest podobny jak w dotychczasowych ujęciach normowych. Niektóre zaawansowane metody wymiarowania elementów stalowych ze względu na stateczność zawarte w PN-EN 1993 [9÷12], są trudne do zastosowania w projektowaniu konstrukcji mostowych, z uwagi na zmienny charakter i dużą liczbę schematów obciążeń.

Zasady projektowania konstrukcji mostowych zawarte w normach PN-EN z całą pewnością prezentują najbardziej aktualny stan wiedzy dotyczący metodyki analizy obiektów inżynierskich. Jednak sposób zredagowania norm PN-EN,

znaczna liczba podejść obliczeniowych i alternatywnych metod wymiarowania, trudności interpretacji niektórych zapisów i utrudnienie szybkiej weryfikacji obliczeń wykonanych na bazie PN-EN mogą przyczynić się do popełniania nieświadomych błędów. Nie przekreśla to oczywiście zasadności stosowania metod bardziej zaawansowanych zalecanych przez PN-EN, które mogą być przydatne w pracach eksperckich. Skomplikowane, w porównaniu do wcześniejszych przepisów, zasady projektowania zawarte w Eurokodach można dość sprawnie zastosować w przypadku prostych ustrojów o elementarnych schematach statycznych. W bardziej skomplikowanych systemach konstrukcyjnych, jak obiekty mostowe w postaci kratownic przestrzennych, wykorzystywanie metodyki projektowania według norm PN-EN jest trudniejsze i mniej jednoznaczne.

Zdaniem autorów artykułu należy niezwłocznie opracować (uaktualnić) zbiór Załączników Krajowych, upraszczających zawite reguły zawarte w Eurokodach pod kątem praktyki projektowej.

Artykuł opracowano z wykorzystaniem materiałów prezentowanych na VIII Ogólnopolskiej Konferencji Mostowców, która odbyła się w dniach 18–19 maja 2017 roku w Wiśle. Biorąc pod uwagę ważne kwestie związane z obliczaniem nowo projektowanych kolejowych obiektów mostowych – porównanie wyników obliczeń statycznych i dynamicznych wykonywanych z wykorzystaniem obowiązującego systemu norm PN-EN oraz wykonanych w dotychczasowy sposób tradycyjny z wykorzystaniem norm PN-S i PN-B, w ocenie *Redakcji Drogownictwa* będą to cenne wskazówki/ informacje dla szerszego grona odbiorców – w tym czytelników *Drogownictwa*.

## Bibliografia

- [1] Specyfikacja Istotnych Warunków Zamówienia „Prace na linii kolejowej E59 na odcinku Poznań Główny – Szczecin Dąbie”, PKP PLK S.A., Poznań 2014.
- [2] Id-2 (D-2) Warunki techniczne dla kolejowych obiektów inżynierskich. PKP-PLK S.A., Załącznik do zarządzenia nr 29/2005 Zarządu PKP-PLK S.A. z dnia 18 maja 2005.
- [3] Standardy techniczne – szczegółowe warunki techniczne dla modernizacji lub budowy linii kolejowych do prędkości  $v_{max} \leq 200$  km/h (dla toru konwencjonalnego) / 250 km/h (dla taboru z wychylnym pudłem). CNTK, PKP PLK S. A., Warszawa 2009.
- [4] PN-EN 1990 Eurokod 0. Podstawy projektowania konstrukcji.
- [5] PN-EN 1991-1-1 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-1: Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.
- [6] PN-EN 1991-2 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 2: obciążenia ruchome mostów.
- [7] PN-EN 1991-1-4 Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-4: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania wiatru.
- [8] PN-EN 1991-1-5 Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-5: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania termiczne.
- [9] PN-EN 1993-1-1 Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [10] PN-EN 1993 1-5 Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-5: Blachownice.
- [11] PN-EN 1993-1-8 Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-8: Projektowanie węzłów.
- [12] PN-EN 1993-2 Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 2: Mosty stalowe.
- [13] PN-EN 1992-1-1 Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [14] PN-EN 1992-2 Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 2: Mosty z betonu. Obliczenie i reguły konstrukcyjne.
- [15] PN-B-03200:1990. Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [16] PN-S-10052:1982. Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Projektowanie.
- [17] Bródka J., Broniewicz M.: *Projektowanie konstrukcji stalowych według Eurokodów*, PWT, 2013.
- [18] Pałkowski S.: *Konstrukcje stalowe. Wybrane zagadnienia projektowania*, PWN, 2010.
- [19] Bogucki W.: *Poradnik projektanta konstrukcji metalowych*, Arkady, 1980.
- [20] Siwowski T. (red.): *Projektowanie mostów według Eurokodów*, Elamed, 2016.
- [21] Ryżyński A., Wołowicki W., Karlikowski J.: *Mosty metalowe*, PWN 1984.
- [22] Madaj A., Wołowicki W.: *Projektowanie mostów betonowych*. WKŁ, Warszawa 2010.
- [23] Materiały pomocnicze do projektowania konstrukcji stalowych Acces Steel.
- [24] Giżejowski M., Król P., Ślęczka L.: *Projektowanie elementów rozciąganych i ściskanych osiowo według PN-EN 1993*, Inżynieria i budownictwo, 3/2008.
- [25] Kozłowski A., Stankiewicz B., Wojnar A.: *Obliczanie elementów zginanych i ściskanych według PN-EN 1993-1-1*, Inżynieria i budownictwo nr 9/2008.
- [26] Szczerba R., Kozłowski A.: *Obliczanie prętów zginanych i ściskanych metodą ogólną według PN-EN 1993-1-1*, Inżynieria i budownictwo nr 8/2015.
- [27] Giżejowski M., Stachura Z.: *Stateczność techniczna stalowych konstrukcji prętowych w ujęciu eurokodowej metody ogólnej*, Inżynieria i budownictwo nr 2/2016.
- [28] Pałkowski S., Wołosiek K.: *Obliczanie słupów stalowych według norm PN-90/B-03200 i PN-EN 1993-1-1*, Inżynieria i budownictwo nr 3/2007.
- [29] Tshumi M.: *Railway Bridges. Basis of Design of railway Bridges*, Seminar “Bridge Design with Eurocodes”, JRC-Ispra, 2012.
- [30] Rozporządzenia MTiGM z dnia 10.09.1998 w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle kolejowe i ich usytuowanie (Dz. U. nr 151 z 1998r., poz. 987) wraz ze zmianami z dnia 05.06.2014.

## Z serwisu GDDKiA

### Kolejny przetarg na budowę ekspresowej siódemki na Mazowszu rozstrzygnięty

Rozstrzygnięty został przetarg na projekt i budowę drogi ekspresowej S7 Mława – Strzegowo. Najkorzystniejszą ofertę z ceną 446,2 mln zł złożyło konsorcjum firm PORR Polska Infrastructure SA z Warszawy oraz PORR Bau GmbH z Wiednia.

Zamawiający przyjął w postępowaniu trzy kryteria oceny ofert. Oprócz ceny, jednym z kryteriów jest termin wykonania. Wykonawcy na etapie składania ofert mogli zaproponować wykonanie zamówienia w terminie krótszym niż maksymalny wymagany okres 37 miesięcy, jednak nie krótszym niż 34 miesiące. Wszyscy składający oferty zadeklarowali 34-miesięczny okres wykonania zadania. Trzecim kryterium oceny ofert był okres gwarancji. Każdy ze startujących w przetargu zaoferował 10-letnią gwarancję jakości wykonanych robót.

Odcinek Mława – Strzegowo to kolejny z czterech odcinków drogi ekspresowej S7 na terenie województwa mazowieckiego przygotowywanych do przebudowy przez olsztyński oddział GDDKiA. W ubiegłym tygodniu rozstrzygnięty został przetarg na budowę odcinka S7 Napierki – Mława.

Investycję obejmującą budowę 71 km drogi S7 podzielono na cztery odcinki realizacyjne: Napierki – Mława (ok. 14 km), Mława – Strzegowo (ok. 21,5 km), Strzegowo – Pieńki (ok. 22 km), Pieńki – Płońsk (ok. 13,7 km). Investycja realizowana będzie w systemie „Projektuj i buduj”. Zadaniem wylonionych w przetargu wykonawców będzie, przed przystąpieniem do prac budowlanych, wykonanie projektów budowlanych i złożenie wniosków o ZRID (Zezwolenie na Realizację Inwestycji Drogowej) dla całego zadania.

Investycja jest przewidziana do współfinansowania ze Środków Unii Europejskiej w ramach Programu Operacyjnego Infrastruktura i Środowisko 2014–2020.

13-09-2017