

# Projektowanie mostów według Eurokodów oraz polskich norm PN-S

## na przykładzie przejścia dla zwierząt PZ-2 w Kościerzynie

mgr inż.  
Bogumiła Stryszyk-Wieloszewska  
OPTEM Sp. z o.o.

Przejście dla zwierząt PZ-2 powstało w ramach realizacji obwodnicy Kościerzyny (droga krajowa nr 20). Dokumentację projektową obiektu inżynierskiego przygotowała firma Transprojekt Gdański Sp. z o.o., a generalnym wykonawcą była firma STRABAG. Wiadukt umożliwia migrację zwierząt w rejonie terenów zalesionych pod trasą główną w km 1+003. Skrajnia przejścia: 3,5 m x 7 m.

### Parametry wiaduku:

• długość obiektu:	22,57 m
• szerokość przejścia dla zwierząt:	7,00 m
• maks. światło poziome:	11,42 m
• maks. światło pionowe:	4,60 m
• grubość ścian bocznych:	0,32-0,40 m
• grubość elementu górnego:	0,28 m

Ze względu na warunki gruntowe wykonano wzmocnienie podłoża materacami z geosyntetyków. Ściany prefabrykowane ustawione są na uprzednio przygotowanych betonowych posadzkach. Odpowiednie wypoziomowanie podpór zapewniono poprzez wykonanie podlewki z betonu o ciekłej konsystencji. Stateczność podpory oraz jej uciąglenie zapewnione są przez dobetonowany od strony zewnętrznej fundament. Ustrój nośny obiektu w przekroju podłużnym tworzą prefabrykowane łukowe elementy żelbetowe. Prefabrykaty stanowią segmenty o szerokości 2,49 m. Każdy segment przejścia dla zwierząt opiera się przegubowo w specjalnych gniazdach na prefabrykowanych ścianach. Poszczególne segmenty prefabrykowane uciążone są ze sobą poprzez zamki na krawędziach elementów górnych. Styki te wylewane są na mokro.

W niniejszym artykule zostaną przedstawione istotne różnice, w zależności od przyjętego systemu norm do projektowania. Dotyczyć one będą:

### SUMMARY

#### Bridge design according to Eurocodes and Polish Standards based on the example of a wildlife crossing in Kościerzyna

The article describes in detail differences between various assumptions made in the two systems. Particular attention has been paid to the live load, the dynamic amplification factor and the design value of concrete compressive strength. The article indicates that there is a possibility for a dynamic reduction in live loads according to Eurocodes. The results are acceptable. Moreover, the author has proposed the  $\alpha_{cc}$  coefficient value.

**Keywords:** precast concrete arch bridge system, wildlife crossing, shell, design, Eurocodes, Polish Standards

- przyjęcia współczynników obciążenia/oddziaływania,
- obciążeń wywołanych zmianami temperatury,
- obciążeń eksploatacyjnych obiektu inżynierskiego,
- danych materiałowych,
- przyjęcia wielkości otuliny.

Kluczowe założenia, na których opierają się procedura projektowania wg Eurokodów oraz stan prawny stosowania Eurokodów w Polsce, zostały szeroko opisane w [15-17].

### Założenia projektowe

Jako schemat statyczny przyjęto łuk posadowiony na podłożu sprężystym Winklera. Obiekt zamodelowano jako powłokowy uwzględniający współpracę konstrukcji z gruntem zasympki.

### Współczynniki bezpieczeństwa oraz obciążenia

Obiekt znajduje się w ciągu drogi krajowej nr 20, dla której ustalono klasę obciążenia A wg [1]. Projektując zgodnie z Eurokodem [7] oraz [8], należy przyjąć klasę I.

Obciążenie	Wartość	Jedn.	Współczynnik
Ciężar własny betonu ze zbrojeniem	25	kN/m <sup>3</sup>	1,2
Ciężar gruntu	19	kN/m <sup>3</sup>	1,5
Parcie od gruntu	–	kN/m <sup>2</sup>	1,375
Nawierzchnia drogowa	23	kN/m <sup>3</sup>	1,5
Ogrzanie konstrukcji	20	°C	1,3
Ochłodzenie konstrukcji	-25	°C	1,3
Pojazd q	4	kN/m <sup>2</sup>	1,5
Pojazd K	800	kN	1,5

Tab. 1. Wartości obciążeń oraz współczynników bezpieczeństwa wg PN-85/S-10030. Obiekty mostowe. Obciążenia

Obciążenie	Wartość	Jedn.	Współczynnik
Ciężar własny betonu ze zbrojeniem	25	kN/m <sup>3</sup>	1,35
Ciężar gruntu	19	kN/m <sup>3</sup>	1,35
Parcie od gruntu	–	kN/m <sup>2</sup>	1,5
Nawierzchnia drogowa	24	kN/m <sup>3</sup>	1,35
Ogrzanie konstrukcji	32	°C	1,5
Ochłodzenie konstrukcji	-28	°C	1,5
Pojazd q	11,97	kN/m <sup>2</sup>	1,35
Pojazd K	600	kN	1,35

Tab. 2. Wartości oddziaływań oraz współczynników częściowych uwzględniających niepewność modelu oraz zmianę wymiarów wg PN-EN 1991-1-1, PN-EN 1991-1-5, EN 1991-2.

Przypadek obciążenia	Norma	PN-S		PN-EN	
		Mx (min./max) [kNm]	Nxx odp [kN]	Mx (min./max) [kNm]	Nxx odp [kN]
Ogrzanie konstrukcji – charakterystyczne		11,95	-20,25	19,02	-32,4
Ochłodzenie konstrukcji – charakterystyczne		-8,41/7,38	10,2/1,4	-9,42/8,27	11,42/1,84
Ogrzanie konstrukcji – obliczeniowe		15,53	-26,32	28,53	-48,6
Ochłodzenie konstrukcji – obliczeniowe		-10,93/9,59	13,26/1,82	-14,13/12,4	17,13/2,76

Tab. 3. Siły wewnętrzne od obciążenia temperaturą/oddziaływania termicznego

Naprężenia	Norma	PN-S		PN-EN	
		Ogrzanie konstrukcji	Ochłodzenie konstrukcji	Ogrzanie konstrukcji	Ochłodzenie konstrukcji
C <sub>Smin</sub> [MPa]		-2,1	-1,2	-3,9	-1,6
B <sub>Smax</sub> [MPa]		53,6	41,8	98,4	54,1
B <sub>Smin</sub> [MPa]		-9,7	-2,7	-17,9	3,6

Tab. 4. Naprężenia od obciążenia temperaturą/oddziaływania termicznego

W tab. 1 podano ciężary własne materiałów oraz współczynniki obciążeń dla stanów granicznych nośności zgodne z Polską Normą [1]. Dla porównania w tab. 2 podano wartości oddziaływań oraz odpowiadające im współczynniki częściowe, uwzględniające niepewność modelu oraz zmianę wymiarów przyjęte zgodnie z Eurokodem [3-7]. Wartości współczynników bezpieczeństwa są całkowicie różne, w zależności od wybranej procedury wymiarowania konstrukcji. Największe rozbieżności sięgają nawet 15% – w przypadku oddziaływań termicznych – oraz 12,5% – odnośnie do ciężaru wyposażenia obiektu i ciężaru eksploatacyjnego obiektu.

**Obciążenia termiczne**

W przypadku obciążeń termicznych zmiennych powodujących rozszerzenie bądź skrócenie obiektu można zauważyć rozbieżności w przyjmowanych wartościach obciążenia. W tab. 3 zaprezentowano odpowiadające im siły wewnętrzne.

Największy wzrost sił wewnętrznych, a co za tym idzie – naprężeń (tab. 4) można zaobserwować w przypadku ogrzania konstrukcji.

Wzrost naprężeń od ogrzania konstrukcji wynosi 83%. Powyższe rozważania przeprowadzono na pojedynczym przypadku obciążenia. Trzeba zwrócić uwagę na to, że w analizie nieliniowej zjawisko superpozycji nie zachodzi, dlatego rzeczywiste wyężenie od danego przypadku obliczeniowego będzie mniejsze.

**Obciążenie ruchome**

Kolejną kluczową różnicą jest sposób przyjęcia obciążenia ruchomego. Do tej pory brakuje załącznika krajowego, w którym jednoznacznie określone byłyby współczynniki dostosowawcze kilku modeli obciążeń na pasach:  $\alpha_{qi}$ ,  $\alpha_{qr}$ . Obecnie, jeżeli nie są one określone w Programie Funkcjonalno-Użytkowym zamówienia, trzeba za każdym

razem występować o zgodę na odstępstwo od przepisów zawartych w rozdziale 2 działu IV *Rozporządzenia Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie* (Dz.U. Nr 63, poz. 735, z późn. zm.) oraz w załączniku nr 2 do tego *Rozporządzenia* w zakresie obciążeń ruchomych.

Na potrzeby niniejszej analizy skorzystano z parametrów określonych w opracowaniu [8]. Wartości przedstawiono w tab. 5.

Ze względu na specyfikę obiektu do wymiarowania przyjęto obciążenie poruszające się po pasie nr 1, gdyż wywołuje ono maksymalne siły wewnętrzne w konstrukcji. Gdyby przedmiotem artykułu było dobranie odpowiedniego sposobu posadowienia, należałoby obciążyć obiekt tandemami TS w postaci sił skupionych oraz obciążeniem równomiernie rozłożonym UDL na dwóch pasach. Dzięki temu otrzymałoby się ekstremalne siły przypadające na całą szerokość fundamentu.

Wartości przyjętych oddziaływań zmiennych pochodzących od pojazdów (przyjęte dla modelu obciążenia 1) podano w tab. 6. Obciążenia te zostały zwiększone o odpowiednie współczynniki dostosowawcze.

Istotną różnicą w dotychczasowym podejściu obliczeniowym jest to, że podane obciążenia ruchome zawierają w sobie nadwyżkę dynamiczną (zapis w Uwadze nr 3 4.2.1 wg [7]).

W przypadku części mostu mających kontakt z gruntem Eurokod zaleca przyjmowanie modelu obciążenia ruchomego LM1. Dla uproszczenia norma dopuszcza zastąpienie obciążenia od układu tandemowego równoważnym równomiernie rozłożonym obciążeniem zmiennym.

W modelach obciążeń konstrukcji przysypanych gruntem nie należy uwzględniać efektów dynamicznych. Eurokod nadwyżkę dynamiczną uwzględnia dla średnich nierówności nawierzchni, gdzie w załączniku B określony ►

Klasa obciążenia	Klasa drogi	$\alpha_{q1}$	$\alpha_{qi}$	$\alpha_{q1}$	$\alpha_{q2}$	$\alpha_{qi}$	$\alpha_{qr}$
Klasa I	A, S, GP, G	1	1	1,33	2,4	1,2	1,2
Klasa II	Z, L, D	1	1	1	1	1	1

Tab. 5. Wartości współczynników dostosowawczych na podstawie [8]

Klasa obciążenia	Pas nr 1		Pas nr 2		Pas nr 3		Pozostałe pasy	Obszar pozostały
	$q_1$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_1$ [kN]	$q_2$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_2$ [kN]	$q_3$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_3$ [kN]	$q_i$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q_{gr}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Klasa I	11,97	300	6	200	3	100	3	3

Tab. 6. Wartości charakterystyczne dla Modelu obciążenia 1 wg [7] z uwzględnieniem współczynników dostosowawczych na podstawie pracy [8]

**Przedmiotem artykułu jest analiza porównawcza prowadzenia obliczeń statyczno-wytrzymałościowych prowadzonych zgodnie z polską normą oraz Eurokodami. Szczególną uwagę zwrócono na różnice w przyjmowaniu obciążenia eksploatacyjnego, na różne podejście obu systemów norm do wyznaczania współczynnika dynamicznego tego obciążenia oraz na przyjmowaną wytrzymałość betonu na ściskanie. Artykuł wskazuje, że istnieje możliwość redukcji dynamicznej oddziaływania ruchomego przyjmowanego zgodnie z Eurokodem.**



Fot. 1. Przejście dla zwierząt PZ-2

▶ jest współczynnik  $\varphi_{fat} = 1,4$ . Jednocześnie norma zwraca uwagę na fakt, że parametr ten zależy od wielu czynników oraz skutków rozpatrywanych oddziaływań, dlatego nie można go przedstawić za pomocą jednego współczynnika. Dodatkowo wartość współczynnika dynamicznego przyjmowanego zgodnie z normą [1] dla wysokości zasyпки mniejszej niż 1 m powinna wynosić 1,13, co jest wartością znacznie mniejszą w porównaniu z Eurokodem.

W niniejszej analizie przeprowadzono redukcję dynamiczną polegającą na zmniejszeniu obciążenia o współczynnik dynamiczny, który zawarty jest w modelach obciążenia zaproponowanych przez Eurokod. Przyjęto jego wartość wynoszącą 1,4. Dzięki temu uzyskano duże zbieżności pomiędzy wartościami obciążenia siłami skupionymi K i TS. Obciążenie równomiernie rozłożone UDL, pomimo zastosowanej redukcji, jest ponaddwukrotnie większe niż obciążenie  $q$ . Należy nadmienić, że w przypadku, gdy wysokość zasypania konstrukcji była mniejsza od 1 m, przyjmowano obciążenie ze współczynnikiem dynamicznym w obu przypadkach.

W związku z powyższym w niniejszym artykule zostaną przeanalizowane

następujące modele wykonane zgodnie z procedurą:

- wycofanych polskich norm,
  - Eurokodów ze zredukowaną nadwyżką dynamiczną,
  - Eurokodów z uwzględnieniem nadwyżki dynamicznej.
- Z uwagi na fakt, że przyjmowanie obciążenia wg PN-S jest znane i powszechnie stosowane, nie będzie to przedmiotem omówienia.

	PN-S Beton B60	PN-EN Beton C50/60
Wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie	34,6 MPa	28,3 MPa
Moduł sztywności	41 GPa	37 GPa*

Tab. 7. Właściwości betonu w zależności od stosowanej normy  
\*Dla kruszyw bazaltowych wartość  $E_{cm}$  można zwiększyć o 20%

## Materiały

Z dniem wejścia w życie norm dotyczących wymagań, właściwości, produkcji i zgodności betonu oraz stali nastąpiły istotne zmiany w przyjmowaniu podstawowych wartości wytrzymałości tych materiałów (tab. 7 i 8). Ponadto obecnie zgodnie z [11] nie jest wymagane sprawdzenie w betonach mostowych mrozoodporności oraz nasiąkliwości, za to muszą zostać spełnione wymagania dla odpowiednich klas ekspozycji [17].

Wytrzymałość obliczeniową betonu na ściskanie wg PN-EN 1992-1-1 oraz PE-EN 1992-2 wyznacza się ze wzoru:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$$

gdzie:

$\gamma_c$  – wartość współczynnika częściowego do betonu zgodnie z [9] dla sytuacji trwałej i przejściowej należy przyjmować jako 1,5; jeżeli podjęto kroki zmniejszające niepewność w obliczeniach nośności konstrukcji poprzez wprowadzenie kontroli jakości, która zapewni nieprzekraczalność niekorzystnych odchyłek wymiarów przekrojów podanych w Załączniku A normy [9] oraz jeżeli wykaże się, że współczynnik zmienności wytrzymałości betonu nie przekracza 10%, to można zmniejszyć współczynnik do wartości 1,4;

$\alpha_{cc}$  – współczynnik stosowany w celu uwzględnienia efektów długotrwałych oraz niekorzystnych wpływów, wynikających ze sposobu przyłożenia obciążenia na wytrzymałość betonu na ściskanie:

- dla budynków zgodnie z [9] zaleca się przyjmować wartość 1,0,
- dla mostów zgodnie z [10] zaleca się przyjmować wartość 0,85.

Wartości właściwości betonu podano w tab. 7.

	PN-S Klasa stali A-IIIIN	PN-EN Klasa stali C
Wytrzymałość obliczeniowa stali	375 MPa	435 MPa
Moduł sztywności	200 GPa	200 GPa

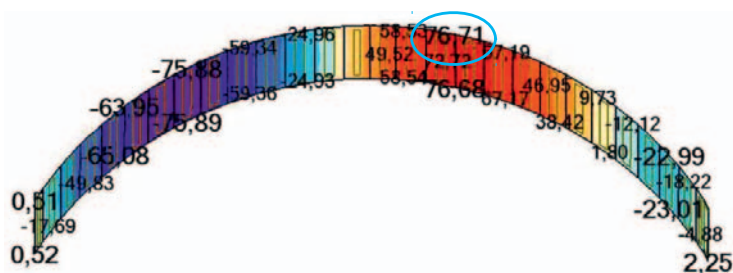
Tab. 8. Właściwości stali w zależności od stosowanej normy

Klasa konstrukcji	Wymagania ze względu na środowisko						
	Klasa ekspozycji						
	X0	XC1	XC2/ XC3	XC4	XD1/ XS1	XD2/ XS2	XD3/ XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	55	55

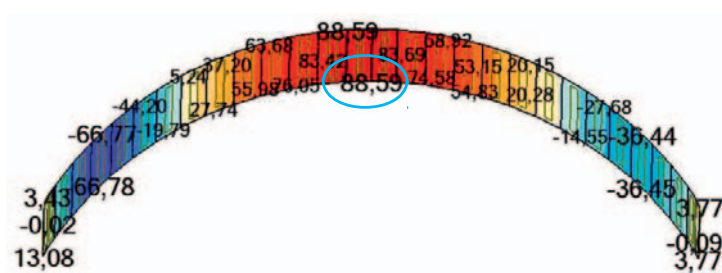
Tab. 9. Minimalne otulenie  $c_{min,dur}$  wymagane ze względu na trwałość stali zbrojeniowej



**W analizie przeprowadzono redukcję dynamiczną polegającą na zmniejszeniu obciążenia o współczynnik dynamiczny, który zawarty jest w modelach obciążenia zaproponowanych przez Eurokod.**



Rys. 1. Mapa momentów zginających  $M_{\text{max}} = 76,71$  kNm wg PN-S



Rys. 2. Mapa momentów zginających  $M_{\text{max}} = 88,59$  kNm wg PN-EN z redukcją dynamiczną

Należy zwrócić uwagę, że poprzez zastosowanie znacznych współczynników materiałowych wytrzymałość betonu wg Eurokodu, w porównaniu z betonem tej samej klasy wg PN, uległa znaczącemu zredukowaniu. Obliczeniową granicę plastyczności stali (wytrzymałość obliczeniowa) wg PN-EN 1992-1-1 wyznacza się ze wzoru:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

gdzie:

$\gamma_s$  – wartość współczynnika częściowego do betonu zgodnie z [9] dla sytuacji trwałej i przejściowej należy przyjmować jako 1,15; jeżeli podjęto kroki zmniejszające niepewność w obliczeniach nośności konstrukcji poprzez wprowadzenie kontroli jakości, która zapewni nieprzekraczalność niekorzystnych odchyłek wymiarów przekrojów podanych w Załączniku A normy [9], to można zmniejszyć współczynnik do wartości 1,1;  
 $f_{yk}$  – charakterystyczna granica plastyczności stali.  
 Eurokod dopuszcza o 16% większe naprężenia w stali niż w przypadku stosowania procedury obliczeniowej wg Polskiej Normy.

### Dobór odpowiedniej wielkości otuliny

Zgodnie z wytycznymi Polskiej Normy [2] otuliny zbrojenia wyglądają następująco:

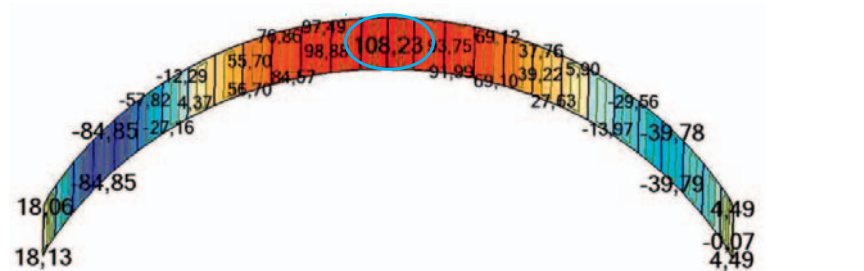
- dla prętów głównych fundamentów – 70 mm,
- dla prętów głównych lekkich podpór – 50 mm,
- dla prętów głównych płyt pomostów – 30 mm.

Wg Eurokodu [9] otulina zależy od średnicy przyjętego pręta głównego oraz od klasy ekspozycji (tab. 9). Minimalne otulenie należy wyznaczać z poniższego wzoru:

$$c_{\text{min}} = \max \{ c_{\text{min},b}; c_{\text{min},dur} + \Delta c_{\text{dur},y} - \Delta c_{\text{dur},st} - \Delta c_{\text{dur},add}; 10 \text{ mm} \}$$

gdzie:

- $c_{\text{min},b}$  – oznacza minimalne otulenie ze względu na przyczepność,
- $c_{\text{min},dur}$  – oznacza minimalne otulenie na warunki środowiska,
- $\Delta c_{\text{dur},y}$  – jest składnikiem dodawanym ze względu na bezpieczeństwo,
- $\Delta c_{\text{dur},st}$  – oznacza zmniejszenie minimalnego otulenia ze względu na stosowanie stali nierdzewnej,



Rys. 3. Mapa momentów zginających  $M_{\text{max}} = 108,2$  kNm wg PN-EN z dynamiką

$\Delta c_{\text{dur},add}$  – oznacza zmniejszenie minimalnego otulenia ze względu na stosowanie dodatkowego zabezpieczenia.

Zaleca się przyjmować następujące wielkości:

$$\begin{aligned} \Delta c_{\text{dur},y} &= 0 \\ \Delta c_{\text{dur},st} &= 0 \\ \Delta c_{\text{dur},add} &= 0 \end{aligned}$$

Nominalne otulenie prętów podawane na rysunkach należy wyznaczać zgodnie ze wzorem:

$$c_{\text{nom}} = c_{\text{min}} + \Delta c_{\text{dev}}$$

gdzie:

$\Delta c_{\text{dev}}$  – to dopuszczalna odchyłka, której wielkość Eurokod zaleca przyjmować jako 10 mm.

Jeżeli jednak przy wytwarzaniu elementu stosuje się system zapewnienia jakości, to dodatek  $\Delta c_{\text{dev}}$  można zmniejszyć do poziomu 5 mm.

Zgodnie z wytycznymi Eurokodu [9] dobranie otuliny zbrojenia wygląda następująco:

- dla fundamentów:  
klasa ekspozycji XC2  
 $c_{\text{min}} = \max \{ 20 \text{ mm}; 20 \text{ mm}; 10 \text{ mm} \}$   
 $c_{\text{nom}} = 25 \text{ mm}$
- dla podpór:  
klasa ekspozycji XC3  
 $c_{\text{min}} = \max \{ 16 \text{ mm}; 20 \text{ mm}; 10 \text{ mm} \}$   
 $c_{\text{nom}} = 25 \text{ mm}$

### Piśmiennictwo

1. EN 10080 Steel for the reinforcement of concrete.
2. Łapko A., Jensen B.C.: Podstawy projektowania i algorytmy obliczeń konstrukcji żelbetonowych. Arkady, Warszawa 2005.
3. Madaj A., Wołowicki W.: Mosty betonowe. Wymiarowanie i konstruowanie. WKŁ, Warszawa 2002.
4. PN-85/S-10030 Obiekty mostowe. Obciążenia.
5. PN-91/S-10042 Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie.
6. PN-EN 12620+A1:2010 Krušzywa do betonu.
7. PN-EN 1990 Eurokod 0. Podstawy projektowania konstrukcji.
8. PN-EN 1990 Eurokod 0. Podstawy projektowania konstrukcji. Załącznik A2 (normatywny). Zastosowanie do mostów.
9. PN-EN 1991-1-1 Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcję. Część 1-1: Oddziaływania ogólne. Ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.

Element	Siły wewnętrzne	PN-S	PN-EN redukcja dynamiczna	PN-EN z dynamiką
łuk	$M_{\text{max}}$ [kNm]	76,71	88,59	108,20
	$N_{\text{odp}}$ [kN]	-372,86	-209,54	-197,5
	$M_{\text{min}}$ [kNm]	-99,4	-106,61	-134,32
	$N_{\text{odp}}$ [kN]	-608,75	-636,39	-702,43
podpora	$M_{\text{max}}$ [kNm]	151,87	211,33	273,51
	$N_{\text{odp}}$ [kN]	-458,79	-481,8	-512,61
	$M_{\text{min}}$ [kNm]	-123,49	-102,26	-108,8
	$N_{\text{odp}}$ [kN]	-604,7	-500,1	-524,01
łuk	Przemieszczenie [cm]	-1,3 (stałe -0,8, użytkowe -0,5)	-1,3 (stałe -0,8, użytkowe -0,5)	-1,4 (stałe -0,8, użytkowe -0,6)

Tab. 10. Siły wewnętrzne w zależności od przyjętych obciążeń

10. PN-EN 1991-1-5 Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-5: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania termiczne.
11. PN-EN 1991-2 Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje. Część 2: Obciążenia ruchome mostów.
12. PN-EN 1992-1-1 Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły konstrukcyjne.
13. PN-EN 1992-2 Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 2: Mosty z betonu. Obliczenie i reguły konstrukcyjne.
14. PN-EN 206+A1:2016-12 Beton – Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
15. Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie (Dz.U. nr 63, poz. 735).
16. Siwowski T.: Czy w Polsce można projektować mosty drogowe wg Eurokodów? „Drogownictwo”, nr 2, 2012, s. 39-47.
17. Siwowski T.: Projektowanie mostów wg Eurokodów. Stan prawny i podstawy projektowania. „Mosty”, nr 6, 2012, s. 56-61.
18. Siwowski T.: Projektowanie mostów wg Eurokodów. Elamed Media Group, 2016.
19. Wytyczne projektowania obciążeń drogowych obiektów mostowych wg Eurokodów w celu zastąpienia wymagań opartych na normie PN-85/S-100300. Promost Consulting T. Siwowski Spółka Jawna, Politechnika Rzeszowska.

- ▶ dla łuków:  
klasa ekspozycji XC3  
 $c_{\min} = \max \{ 16 \text{ mm}; 20 \text{ mm}; 10 \text{ mm} \}$   
 $c_{\text{nom}} = 25 \text{ mm}$   
Największe różnice w wielkości przyjmowanych otulin widać na przykładzie fundamentów.  
Niezwykle istotnym aspektem przy dobieraniu otuliny zbrojenia jest każdorazowe rozpatrywanie klas ekspozycji poszczególnych elementów. W przypadku obiektu PZ-2 wystarczyłoby, że pod obiektem przebiegałaby droga, a klasa ekspozycji wyniosłaby XD1, a co za tym idzie – otulina łuku wyniosłaby  $c_{\text{nom}} = 35 \text{ mm}$ .

### Wyniki obliczeń

Na podstawie przedstawionych założeń przeprowadzono obliczenia statyczno-wytrzymałościowe. W charakterystycznych punktach modelu dokonano odczytu ekstremalnych wartości sił wewnętrznych wraz z wielkościami odpowiadającymi. Rys. 1-3 przedstawiają mapy maksymalnych momentów zginających dla poszczególnych procedur obliczeniowych. Całościowe zestawienie ekstremalnych sił podano w tab. 10. Najbardziej zbliżone wyniki do tych prowadzonych zgodnie z Polskimi Normami dają obciążenia wg Eurokodu z uwzględnieniem redukcji dynamicznej. Wyniki wytrzymałościowe również są do siebie bardzo zbliżone ze względu na możliwość zwiększenia wysokości użytecznej przekroju (mniejsza otulina) oraz ze względu na większe kryterium wytrzymałościowe stali.

Przy wyznaczaniu naprężeń przyjęto nasycenie zbrojeniem rzeczywiście zastosowane w przekroju.

### Podsumowanie

Przeprowadzona analiza statyczno-wytrzymałościowa wykazała, że przyjęcie pełnego obciążenia zgodnie z [10] prowadzi do przewymiarowania konstrukcji. W przypadku redukcji dynamicznej obciążenia użytkowego w łuku otrzymano zbliżone wyniki do obliczeń prowadzonych zgodnie z Polską Normą. W ścianie naprężenia otrzymane zgodnie z Eurokodem są nieznacznie większe, a wynika to przede wszystkim z:

- różnicy pomiędzy siłami wewnętrznymi od obliczeniowych obciążeń stałych oraz termicznych,
- dwukrotnego wzrostu momentu od obciążenia równomiernie rozłożonego.

Zastosowanie redukcyjnego współczynnika dynamicznego wynoszącego 1,4 jest bezpieczne i nie prowadzi do niedoszacowania nośności konstrukcji.

Kolejnym aspektem, na który należy zwrócić uwagę, jest przyjęcie wielkości współczynnika uwzględniającego efekty długotrwałych oraz niekorzystnych wpływów, wynikających ze sposobu przyłożenia obciążenia na wytrzymałość betonu na ściskanie ( $\alpha_{cc}$ ). Zgodnie z [10] jego wartość powinna wynosić 0,85, co prowadzi do znacznego zmniejszenia wytrzymałości obliczonej elementów żelbetowych na ściskanie (tab. 7). Na podstawie przeprowadzonych analiz nie stwierdzono, aby naprężenia w betonie wyznaczone wg Eurokodu były mniejsze od tych obliczonych zgodnie z Polską Normą, dlatego autor artykułu skłania się ku przyjmowaniu  $\alpha_{cc} = 1$  (zgodnie z zaleceniami podanymi w [17]). □

Naprężenia	Norma	PN-S			
		łuk	wyężenie	ściana	wyężenie
$C_{Smin}$ [MPa]		-11,6	34%	7,6	22%
$B_{Smax}$ [MPa]		144,4	38%	153,4	41%
$B_{Smin}$ [MPa]		-128	34%	-87,9	23%

Tab. 11. Naprężenia w przekrojach zgodnie z [2]

Naprężenia	Norma	PN-EN redukcja dynamiczna			
		łuk	wyężenie	ściana	wyężenie
$C_{Smin}$ [MPa]		-12,6	45%	-10,8	38%
$B_{Smax}$ [MPa]		159,3	37%	249,5	57%
$B_{Smin}$ [MPa]		-147,1	34%	-124,65	29%

Tab. 12. Naprężenia w przekrojach zgodnie z [9] i [10] z redukcją dynamiczną

Naprężenia	Norma	PN-EN z dynamiką			
		łuk	wyężenie	ściana	wyężenie
$C_{Smin}$ [MPa]		-15,4	54%	-13,4	47%
$B_{Smax}$ [MPa]		210,5	48%	331,6	76%
$B_{Smin}$ [MPa]		-177,6	41%	-153,3	35%

Tab. 13. Naprężenia w przekrojach zgodnie z [9] i [10]