

Wytyczne projektowania obciążeń drogowych obiektów mostowych wg Eurokodów w celu zastąpienia wymagań opartych na normie PN-85/S-10030

Zamawiający:

Ministerstwo Infrastruktury i Budownictwa, Departament Dróg Publicznych
Ul. Chałubińskiego 4/6, 00-928 Warszawa

Wykonawca:

Konsorcjum firm:

PROMOST CONSULTING T. Siwowski Spółka Jawna, Ul. Bohaterów 10 Sudeckiej Dywizji Piechoty 4, 35-307 Rzeszów	POLITECHNIKA RZESZOWSKA Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, Al. Powstańców Warszawy 12, 35-959 Rzeszów
--	---

Zespół autorski:

Lp.	Tytuł, imię i nazwisko	Firma	Stanowisko	Uprawnienia
1	Dr hab. inż. Tomasz SIWOWSKI	Politechnika Rzeszowska Zakład Dróg i Mostów	Profesor ndzw. Kierownik Zakładu	Rzeczoznawca budowlany w zakresie mostów nr 66/01/R. Uprawnienia budowlane do projektowania obiektów mostowych M-ty-32/90, UW Rzeszów.
2	Mgr inż. Damian KALETA	Promost Consulting O/Rzeszów	Kierownik Działu R&D	Uprawnienia budowlane do projektowania obiektów mostowych PDK/0155/POOM/07, Rzeszów
3	Mgr inż. Andrzej ZIMIEROWICZ	Promost Consulting O/Rzeszów	Dyrektor Oddziału	Uprawnienia budowlane do projektowania obiektów mostowych PDK/0169/POOM/05, POIIB, Rzeszów
4	Mgr inż. Maciej KULPA	Politechnika Rzeszowska Zakład Dróg i Mostów	Asystent	
5	Mgr inż. Miroslaw MAŁECKI	Promost Consulting O/Warszawa	Kierownik zespołu mostowego	Uprawnienia budowlane do projektowania obiektów mostowych LUB/0003/POOM/13, LOIIB, Lublin

Rzeszów, listopad 2016 r.

SPIS TREŚCI

1. Wprowadzenie
2. Podstawa i przedmiot opracowania
3. Cel i zakres opracowania
4. Analiza porównawcza regulacji prawnych w zakresie projektowania mostów
5. Analiza porównawcza wymagań w zakresie obciążeń drogowych obiektów mostowych
6. Kalibracja współczynników dostosowawczych α dla modelu LM-1
7. Wytyczne projektowania obciążeń drogowych obiektów mostowych zgodnie z systemem Eurokodów
8. Propozycja nowelizacji rozporządzenia MTiGM z 30 maja 2000 r.
9. Szacunkowa ocena skutków wpływu nowelizacji rozporządzenia na koszty realizacji inwestycji drogowych
10. Podsumowanie

1. WPROWADZENIE

Polska jako kraj członkowski UE była zobowiązana do wprowadzenia w życie od dnia 1.04.2010 r. tzw. Eurokodów, tj. norm europejskich do projektowania konstrukcji budowlanych. Z tym dniem dotychczasowe polskie normy PN-B lub PN-S [1], [2], [3] zostały wycofane na rzecz nowych norm oznaczanych PN-EN [4], [5], [6], [7], będących polskimi tłumaczeniami Eurokodów. W założeniu Eurokody mają zunifikować przepisy projektowe w ramach całej Unii Europejskiej. Różnice w projektowaniu konstrukcji wynikające z odmiennych warunków geograficznych, geologicznych, klimatycznych, a także różnych wymagań formalnych wznoszenia obiektów w poszczególnych państwach Unii Europejskiej, stworzyły potrzebę uwzględnienia tych uwarunkowań w europejskich normach projektowania. Uczyniono to poprzez wskazanie konkretnych punktów w Eurokodach (tzw. NDP – *Nationally Determined Parameters*, łącznie 1500 w całym zestawie), w których za pośrednictwem postanowień krajowych zapisanych w tzw. Załącznikach Krajowych, komitety normalizacyjne państw członkowskich (w Polsce: Polski Komitet Normalizacyjny - PKN) mogą dostosować ustalone zapisy normowe, tj.:

- dokonać wyboru spośród podanych wartości, klas, procedur alternatywnych;
- sprecyzować wartości obciążeń klimatycznych i innych parametrów, których wartości norma celowo nie podaje;
- zdecydować o konieczności stosowania załączników informacyjnych poszczególnych norm;
- przywołać informacje uzupełniające.

Komisja Europejska zachęca jednocześnie, aby - ze względu na potrzebę dalszej harmonizacji technicznej - tych modyfikacji było jak najmniej. W przypadku braku zmian w stosunku do wielkości zalecanych w Eurokodzie, w Załączniku Krajowym jest publikowana informacja, że w odpowiednich punktach przyjęto wartości NDP zgodne ze wskazaniami normy. Jeśli w danej części Eurokodów nie ma żadnych parametrów do określenia na poziomie krajowym lub jeżeli dana część jest nieistotna dla państwa wprowadzającego normę (w Polsce np. Eurokod 8), Załącznik Krajowy nie jest konieczny. Brak Załącznika Krajowego i brak informacji, że w występujących w normie NDP należy stosować wartości zalecane, oznacza, iż przyjęcie uzasadnionych wartości NDP jest zadaniem projektanta.

Podstawową normą do projektowania obiektów mostowych wg Eurokodów jest norma PN-EN 1991-2 [4], opisująca obciążenia ruchome mostów. Europejska Komisja Normalizacyjna (CEN) określiła potrzebę uwzględnienia uwarunkowań krajowych w tej normie w ponad 90 przypadkach. Załącznik Krajowy (jeżeli jest wprowadzony) powinien zatem zawierać około 90 parametrów określonych na poziomie krajowym (NDP), dostosowujących wartości podane w tej normie europejskiej do realiów krajowych. Są to parametry określające zarówno sprawy dość błahe (np. wysokość krawężników), jak i sprawy fundamentalne (np. wartości obciążeń ruchomych mostów).

W Polsce PKN opublikował informację, że w odpowiednich punktach PN-EN 1991-2 [4] przyjęto NDP zgodne ze wskazaniami normy oryginalnej (Przedmowa, adnotacja N2 do Załącznika Krajowego do normy PN-EN 1991-2 [4], która brzmi: *N2: Odsyłacz krajowy: W odniesieniu do punktów wymienionych w Przedmowie, nie wprowadza się postanowień*

krajowych). Praktycznie oznacza to, że wszystkie NDP podane w Przedmowie do EN 1991-2 zostały przyjęte bez zmian i stanowią Załącznik Krajowy do polskiej normy PN-EN 1991-2 [4].

Potwierdza to informacja zbiorcza o wdrażaniu Eurokodów w poszczególnych krajach członkowskich UE, podana w raporcie CEN [14] (*Table A1.3a. Publication of National Annexes on the Eurocodes Parts*), wg której Załącznika Krajowego do EN 1991-2 nie opublikowały dotychczas jedynie Hiszpania, Portugalia i Malta. Jednocześnie w bazie danych parametrów NDP (<http://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/showpage.php?id=371>, Last update: 27 September, 2016) Polska nie wprowadziła żadnego własnego NDP do normy PN-EN 1991-2 [4]. Oznacza to, że Polska Norma PN-EN 1991-2 [4] ma formalnie Załącznik Krajowy oraz jest kompletna z punktu widzenia celu, któremu ma służyć.

Jednakże w Polsce istnieje do dzisiaj poważna przeszkoda w stosowaniu normy PN-EN 1991-2 [4], a co za tym idzie – całego zestawu Eurokodów, do projektowania mostów drogowych. Przeszkodą tą jest obowiązujące w Polsce prawo, tj. rozporządzenie MTiGM z 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie [10], które nie zostało do tej pory znowelizowane i dostosowane do nowego systemu norm europejskich. W tym rozporządzeniu znajduje się kilkadziesiąt powołań na Polskie Normy, w tym tylko jedno jest datowanym powołaniem wyłącznym na normę wycofaną PN-S-10030:1985 (§ 150, ust.1 i 5, załącznik 2, tablica) [1]. Ten przepis szczegółowy ustala precyzyjnie klasę obciążenia taborem samochodowym, która powinna być przyjmowana w projektowaniu obiektów mostowych. Ze względu na podstawowe znaczenie tego przepisu w projektowaniu mostów drogowych, przyjęcie klasy obciążenia taborem samochodowym na podstawie wycofanej normy krajowej, determinuje konieczność stosowania pozostałych norm, należących do tego samego systemu, tzn. krajowych norm wycofanych (a nie Eurokodów). Wprawdzie status normy wycofanej nie oznacza jej unieważnienia, ani zakazu stosowania, to jednak projektowanie mostów drogowych na podstawie norm wycofanych (nie aktualnych) jest sprzeczne z prawem unijnym, oraz z zharmonizowanym z nim prawem polskim, w tym ustawami Prawo Budowlane [8] i Prawo Zamówień Publicznych [9]. Interpretację prawną tej sytuacji przedstawił T.Siwowski w pracy [28].

Brak harmonizacji rozporządzenia MTiGM [10] z prawem unijnym i polskim oraz powołanie na normę wycofaną, sprzeczną z aktualnym Eurokodem, jest podstawową przyczyną bałaganu formalno – prawnego, jaki istnieje w tej chwili w Polsce w projektowaniu mostów drogowych. Może prowadzić on do groźnej dla bezpieczeństwa obiektów mostowych i ich użytkowników relatywizacji w przyjmowaniu obciążeń w projektowaniu mostów. Dlatego nowelizacja rozporządzenia [10] jest w tej chwili sprawą niezwyklej wagi, w szczególności przed rozpoczęciem projektowania i budowy infrastruktury drogowej przy wsparciu środków finansowych z kolejnej perspektywy UE.

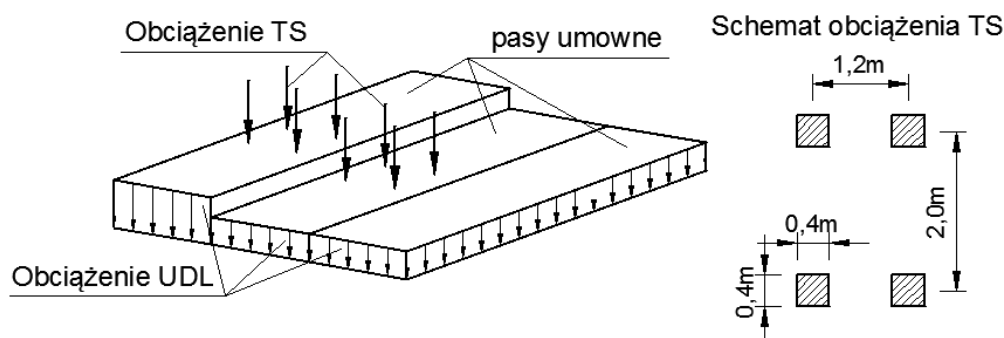
2. PODSTAWA I PRZEDMIOT OPRACOWANIA

Podstawą opracowania jest umowa nr DDP-U-121 z dnia 4.10.2016 r. zawarta w Warszawie pomiędzy Skarbem Państwa – Ministrem Infrastruktury i Budownictwa a konsorcjum firm: Promost Consulting T.Siwowski Sp.J. i Politechniki Rzeszowskiej.

Przedmiotem opracowania są obciążenia drogowych obiektów mostowych wg Eurokodów. Polska Norma PN-EN 1991-2 [4] zawiera cztery podstawowe modele obciążeń symulujące możliwe obciążenia ruchome na mostach drogowych. Podstawowym modelem obciążenia mostów drogowych jest model LM-1 (*Load Model 1*). Jest to uniwersalny model obciążenia taborem samochodowym, stosowany zarówno do sprawdzeń globalnych jak i lokalnych konstrukcji obiektu. Model LM-1 składa się z dwóch rodzajów obciążenia (rys.2-1):

- obciążenia powierzchniowego UDL;
- obciążenia skupionego w postaci tandemów TS, nałożonych na obciążenie UDL w takim miejscu, aby wywołać najbardziej niekorzystny efekt w konstrukcji.

Wartości obciążeń w modelu LM-1 są uzależnione od ich położenia na normowych pasach umownych jezdni o szerokości 3,0 m. Podstawowe wartości obciążeń dla modelu LM1 wraz z nadwyżką dynamiczną zestawiono w tabelicy 2-1.



Rys.2-1. Model obciążenia LM1 wg PN-EN 1991-2 [4]

Tabela 2-1. Wartości obciążenia dla modelu LM1 wg PN-EN 1991-2 [4]

Numer pasa jezdni	Obciążenie TS (na oś) [kN]	Obciążenie UDL [kN/m ²]
1	300 α_{Q1}	9,0 α_{q1}
2	200 α_{Q2}	2,5 α_{q2}
3	100 α_{Q3}	2,5 α_{q3}
Pozostałe pasy	-	2,5 α_{qi}
Obszar pozostały	-	2,5 α_{qr}

Każda z wartości podstawowych wg normy PN-EN 1991-2 [4] może być zmodyfikowana za pomocą tzw. współczynników dostosowawczych α_{Qi} , α_{qi} i α_{qr} , które stanowią podstawowe parametry NDP, zdefiniowane w tej normie. Wartości współczynników dostosowawczych α_{Qi} , α_{qi} i α_{qr} należy dobierać w zależności od przewidywanego ruchu oraz w zależności od klasy drogi, jednakże we wszystkich przypadkach zalecane są następujące wartości

minimalne: $\alpha_{Q1} \geq 0,8$ oraz $\alpha_{qi} \geq 1$ dla $i \geq 2$. Ograniczenie to nie ma zastosowania do α_{qr} . Współczynniki dostosowawcze α_{Qi} , α_{qi} i α_{qr} są podane w Załączniku Krajowym. Wg Załącznika Krajowego do Polskiej Normy PN-EN 1991-2 [4] wartości współczynników dostosowawczych α_{Qi} , α_{qi} i α_{qr} są równe jedności (1,0).

Model LM-1 obejmuje większość skutków ruchu samochodów ciężarowych i osobowych. Model ten skalibrowano jako uwzględniający sytuacje ruchu ciągłego, zatłoczenia lub zatory z dużym udziałem samochodów ciężarowych. Wartości podstawowe obciążeń przy wszystkich $\alpha=1,0$ odpowiadają ciężkiemu, przemysłowemu ruchowi międzynarodowemu ze znaczącym udziałem pojazdów ciężkich w całym ruchu. Jednocześnie norma PN-EN 1991-2 [4] zaleca umiarkowaną redukcję współczynników α_{Q1} i α_{q1} (od 10 do 20%) w przypadku bardziej typowych kompozycji ruchu (tj. ruch na autostradach lub drogach szybkiego ruchu).

Model obciążenia LM-2 (Load Model 2) składa się z obciążenia pojedynczej osi o wartości $\beta_Q Q_{ak}$, gdzie $Q_{ak} = 400$ kN (wraz z nadwyżką dynamiczną). Wartość β_Q należy określić w załączniku krajowym. Ponadto jest zalecane przyjęcie $\beta_Q = \alpha_{Q1}$. Ponieważ Załącznik Krajowy do PN-EN 1991-2 [4] przenosi bez zmian wartości parametrów NDP normy oryginalnej, $\beta_Q = \alpha_{Q1} = 1,0$.

Model obciążenia LM-3 (Load Model 3) opisuje tzw. pojazdy specjalne. Wytyczne dotyczące modeli typowych pojazdów specjalnych oraz warunki ich stosowania określa Polska Norma PN-EN 1991-2 [4] w Załączniku A. Należy jednak pamiętać, że jeśli stosuje się do obliczeń model LM-1 z wartościami podstawowymi (tj. przy wszystkich $\alpha=1,0$), to uwzględnia on także efekty pojazdu specjalnego 600 kN, określonego w Załączniku A do PN-EN 1991-2 [4].

Model obciążenia LM-4 (Load Model 4) to model obciążenia tłumem, składający się z obciążenia równomiernie rozłożonego (które zawiera nadwyżkę dynamiczną) równego 5 kN/m². W tym norma nie określa współczynnika dostosowawczego, lecz podaje wartość stałą dla wszystkich krajów.

Współczynniki dostosowawcze do opisanych modeli obciążeń (α_{Qi} , α_{qi} , α_{qr} i $\beta_Q = \alpha_{Q1}$) były przedmiotem kalibracji w wielu krajach Unii Europejskich. Zastosowane metody tych kalibracji i ich wyniki opisano w p.6. Przedmiotem opracowania są wartości współczynników dostosowawczych α , które mogłyby być zastosowane w Załączniku Krajowym do PN-EN 1991-2 [4], stanowiąc jednocześnie wytyczne projektowania obciążeń drogowych obiektów mostowych wg Eurokodów w celu zastąpienia wymagań opartych na normie PN-S-10030:1985 [1].

3. CEL I ZAKRES OPRACOWANIA

Celem opracowania są wytyczne projektowania obciążeń drogowych obiektów mostowych wg Eurokodu 1 [4] oraz propozycja nowelizacji rozporządzenia [10] w zakresie obciążeń drogowych obiektów mostowych wraz z ustaleniem i uzasadnieniem wartości współczynników dostosowawczych α , definiujących to obciążenie.

Zakres opracowania wynikający wprost z opisu przedmiotu zamówienia obejmuje m.in.:

- analizę porównawczą regulacji prawnych w zakresie projektowania mostów;
- analizę porównawczą wymagań w zakresie obciążeń drogowych obiektów mostowych;
- rekalkulację współczynników dostosowawczych α modelu LM-1;
- propozycję nowelizacji Rozporządzenia MTiGM z 30 maja 2000 r. [10];
- szacunkową ocenę skutków wpływu nowelizacji rozporządzenia [10] na koszty realizacji inwestycji drogowych.

4. ANALIZA PORÓWNAWCZA REGULACJI PRAWNYCH W ZAKRESIE PROJEKTOWANIA MOSTÓW

Niemcy

Niemieckie Federalne Ministerstwo Komunikacji, Budownictwa i Mieszkalnictwa (*Bundesministerium für Verkehr, Bau und Wohnungswesen* - BMVBW) wprowadza nowe przepisy za pomocą obowiązujących w całym kraju powszechnych okólników budownictwa drogowego (*Allgemeinen Rundschreiben Straßenbau* - ARS). Okólniki te zawierają również wskazówki oraz komentarze np. w zakresie stosowania konkretnych zapisów norm, wytycznych i przepisów. Publikowane są tam również uzupełnienia i poprawki do norm i przepisów.

W dniu 1.05.2003 r. okólnikiem nr ASR 8/2003 wprowadzono do obowiązkowego stosowania nowe normy mostowe DIN-Fachberichte 101-104, bazujące na europejskich pre-normach ENV (ENV 1991 do ENV 1999). Okólnik wprowadził do stosowania w projektowaniu normy

- DIN-Fachberichte 101 "Einwirkungen auf Brücken"
- DIN-Fachberichte 102 "Betonbrücken"
- DIN-Fachberichte 103 "Stahlbrücken"
- DIN-Fachberichte 104 "Verbundbrücken".

W normie DIN-Fachberichte 101 wprowadzono do stosowania model obciążenia mostów drogowych LM-1 z następującymi współczynnikami dostosowawczymi: 0,8/0,8/0/1,0/1,0/1,0 oraz obciążeniowym współczynnikiem bezpieczeństwa $\gamma_f=1,50$.

W roku 2009 w związku z wprowadzeniem do stosowania Eurokodów niemieckie ministerstwo BMVBW wprowadziło za pomocą okólnika ministra ARS 6/2009 aktualizację norm DIN-Fachberichte 101-104, jednakże bez zmiany modelu obciążenia mostów.

W roku 2012 okólnik ARS 22/2012 wprowadził do stosowania pełne teksty Eurokodów wraz z Załącznikami Krajowymi, w tym normę obciążeniową DIN-EN 1991-2/NA, zastępując jednocześnie okólniki ARS 8/2003 i 6/2009. W Załączniku Krajowym, obowiązującym od dnia 1.05.2013 r. wprowadzono współczynniki dostosowawcze o wartościach: 1,0/1,0/1,0/1,33/2,4/1,2 oraz obciążeniowy współczynnik bezpieczeństwa $\gamma=1,35$.

Włochy

We Włoszech normy do projektowania i ich zmiany są ustanawiane dekretemi Ministra Infrastruktury i Transportu (w przypadku dróg i mostów), które są publikowane w Dzienniku Urzędowym Republiki Włoskiej (*Gazzetta Ufficiale Della Repubblica Italiana*). We Włoszech obowiązuje obecnie norma włoska NTC (*Norme Tecniche per le Costruzioni*), wprowadzona dekretem ministra z dnia 14 stycznia 2008 r. i opublikowana w dzienniku nr 29 z 4.02.2008 r. Norma ta w rozdziale 5 (mosty) przyjmuje taki sam model obciążenia jak model LM-1 w Eurokodzie EN-1991-2 (ze współczynnikami dostosowawczymi równymi 1,0). Norma wprowadza także II klasę obciążenia mostów, dla których obciążenia TS i UDL

na pierwszym pasie umownym są zmniejszone o 20%. W tej normie jest rozdział 12 (odniesienia techniczne), który pozwala projektować mosty wg Eurokodów (oznaczonych we Włoszech UNI EN) i stosować wszystkie pozostałe przepisy, których nie ma w normie włoskiej NTC i które nie są w sprzeczności z nią. W praktyce, wszystkie zasady i informacje w normie włoskiej NTC są identyczne lub bardzo podobne jak w Eurokodach.

W Dzienniku Urzędowym Republiki Włoskiej nr 73 z 27 marca 2013 r. opublikowano dekret Ministra Infrastruktury i Transportu z dnia 31 lipca 2012 r., wprowadzający do stosowania Załączniki Krajowe do wszystkich Eurokodów UNI EN, w tym do Eurokodu UNI EN-1991-2 (wprowadzono 90 parametrów NDP). W zakresie obciążeń mostów drogowych powtórzone dokładnie zapisy z normy NTC, co oznacza wprowadzenie współczynników dostosowawczych o wartości: dla mostów klasy I: 1,0/1,0/1,0/1,0/1,0/1,0 i dla mostów klasy II: 0,8/1,0/1,0/0,8/1,0/1,0/1,0.

Czechy

Do obowiązującej w Czechach ustawy drogowej nr 13/1997 Sb Ministerstwo Transportu Republiki Czeskiej (*Ministerstvo Dopravy ČR*) wydało rozporządzenie wykonawcze (dekret) nr 104/1997 Sb. W tym rozporządzeniu wskazano normy zharmonizowane CSN EN oraz (osobno) Eurokody wraz z Załącznikami Krajowymi, które są obowiązkowe do stosowania przy projektowaniu dróg i mostów w Czechach (http://www.pjpk.cz/Prehled_norem.htm). Wśród tych norm jest norma ČSN EN 1991-2 (ed. 2) *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostu dopravou*, wydana w grudniu 2015 oraz norma ČSN EN 1991-2 NA (ed. A) *Národní příloha – Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou*, wydana w listopadzie 2012, zawierająca Załącznik Krajowy. W zakresie obciążeń mostów drogowych Załącznik wprowadza współczynniki dostosowawcze o wartości: dla mostów klasy I: 0,8/0,8/0,8/0,8/1,0/1,0 i dla mostów klasy II: 0,8/0,5/0,5/0,5/1,0/1,0/1,0.

Oprócz norm ČSN, wprowadzonych specjalnym rozporządzeniem, Ministerstwo Transportu Republiki Czeskiej we współpracy z Dyrekcją Dróg i Autostrad (RMD CR) wydaje także - obowiązkowe do stosowania – resortowe warunki techniczne (*Technické Podmínky* - TP), zawierające liczne regulacje branżowe wydane dla całego obszaru drogownictwa (http://www.pjpk.cz/te_po.htm). Publikowane na stronach Ministerstwo Transportu warunki techniczne oraz zestaw aktualnych, zharmonizowanych norm czeskich (w tym Eurokodów), stanowi zbiór obowiązkowych przepisów dotyczących, planowania, projektowania, budowy i utrzymania infrastruktury drogowej w Republice Czeskiej. W uzasadnionych przypadkach istnieje możliwość odstępstwa od norm ČSN i przepisów technicznych TP. Zgodę na zastosowanie rozwiązań rozbieżnych ČSN i TP wydaje Dyrekcja Dróg i Autostrad. Powiadomienia o wydaniu nowych warunków technicznych ukazują się w Biuletynie Transportowym ministerstwa.

Wielka Brytania (Anglia, Walia, Szkocja, Irlandia Północna)

W Wielkiej Brytanii mosty projektuje się zgodnie z zapisami zawartymi w Podręczniku Projektowania Dróg i Mostów (*Design Manual for Roads and Bridges* - DMRB), który jest wydany wspólnie przez administrację drogową Anglii (*Highways England Company*

Limited), Szkocji (*Transport Scotland*), Walii (*The Welsh Government*) oraz Irlandii Północnej (*The Department for Regional Development*). Jest to bardzo obszerny zestaw zarządzeń, wymagań i innych opublikowanych porad technicznych, odnoszących się do projektowania, budowy i utrzymania dróg publicznych, zarządzanych i administrowanych przez w/w instytucje. Podręcznik jest dostępny elektronicznie (<http://www.dft.gov.uk/ha/standards/dmrb/index.htm>) i jest aktualizowany co kwartał. W Podręczniku są powoływane normy pod wspólną nazwą "British Standard", oznaczającą normy opublikowane przez *British Standards Institution* (BSI), włączając w to również normy europejskie – Eurokody (BS EN) i międzynarodowe (ISO). Stosowanie Podręcznika jest obowiązkowe w projektach na wszystkich drogach publicznych, podlegających administracji krajowej.

Eurokody do projektowania mostów zostały wprowadzone do podręcznika DMRB w 2011 r. przez włączenie dokumentu: Interim Advice Note 124/11: *Use of Eurocodes for the design of highway structures*. Dokument powołuje do projektowania mostów wszystkie brytyjskie Eurokody wraz z Załącznikami Krajowymi, w tym BS NA EN 1991-2 (2003): *UK National Annex to Eurocode 1. Actions on structures. Traffic loads on bridges*, opublikowany przez BSI w 2008 r. Brytyjski Załącznik Krajowy wprowadza następujące współczynniki dostosowawcze: 1,0/1,0/1,0/0,66/2,2/2,2.

Dania

Przepisy w zakresie projektowania mostów ustanawia, wydaje i aktualizuje Duńska Dyrekcja Dróg (*Vejdirektoratet*), zarządzająca drogami krajowymi w Danii. Wszystkie przepisy w zakresie projektowania, budowy i utrzymania dróg i mostów są wydawane w postaci tzw. standardów drogowych (*Vejregler*) i publikowane m.in. na stronie dyrekcji (<http://english-vejregler.lovportaler.dk/>). Wśród tych przepisów znajduje się podręcznik *Design Guide for Load and Calculation Basis for Bridges*, aktualizowany ostatnio w kwietniu 2015. Podręcznik ten zaleca do projektowania mostów stosowanie Eurokodów z Załącznikami Krajowymi, które zostały wprowadzone w Danii w dniu 1.04.2010 r. W zakresie obciążeń mostów drogowych obowiązuje norma *DS/EN 1991-2 Actions on structures Part 2 Traffic loads on bridges*, zawierająca załącznik DK NA. W załączniku podano współczynniki dostosowawcze o wartościach: 1,0/1,0/1,0/0,67/1,0/1,0 dla mostów klasy I oraz o wartościach 0,8/0,8/0,8/0,33/1,0/1,0 dla mostów klasy II.

Podsumowanie

Wybrane przykłady charakteryzują sposób wprowadzania do stosowania przepisów w zakresie projektowania mostów wg Eurokodów w krajach UE. W większości przypadków są to formalne dokumenty ministra odpowiedzialnego za obszar transportu, budownictwa lub rozwoju, wprowadzające za pomocą okólnika, dekretu bądź rozporządzenia stosowne normy. Dokumenty te są publikowane przez krajowe lub resortowe dzienniki urzędowe. Każda zmiana tych dokumentów (norm, przepisów, wytycznych, itp.) wymaga kolejnego okólnika, dekretu lub zmiany rozporządzenia, wycofującego stare i wprowadzającego nowe normy i/lub

przepisy. Podobny system powoływania norm, opisany powyżej na przykładzie Niemiec, Włoch i Czech, obowiązuje także w Polsce [10].

Drugi sposób wprowadzania norm do obrotu gospodarczego (tu: do projektowania mostów) obowiązuje m.in. w Wielkiej Brytanii i Danii. Odpowiedzialnym za wprowadzenie, utrzymanie, aktualizacje oraz stosowanie norm m.in. w projektowaniu infrastruktury drogowej jest administracja drogowa, najczęściej najwyższego – krajowego – szczebla. Administracja wydaje i firmuje podręczniki lub zbiory standardów technicznych, wśród których znajdują się części, dotyczące projektowania. W tych rozdziałach (standardach) są powołane w całości lub poprzez podanie numeru normy Eurokody, w tym EN 1991-2, wraz z załącznikami krajowymi. Poprzez to powołanie w podręczniku lub zbiorze standardów technicznych, norma staje się jego częścią i jest obowiązkowa do stosowania (podobnie jak i cały zbiór). Minusem tego rozwiązania jest obligatoryjność stosowania normy tylko na sieci dróg krajowych, administrowanych przez wydawcę podręcznika/zbioru. Administratorzy niższych szczebli (np. samorzady regionalne) wprowadzają zazwyczaj autonomiczne (lub krajowe) rozwiązania poprzez własne przepisy wykonawcze.

5. ANALIZA PORÓWNAWCZA WYMAGAŃ W ZAKRESIE OBCIĄŻEŃ DROGOWYCH OBIEKTÓW MOSTOWYCH

W tablicach 5-1 i 5-2 zestawiono współczynniki dostosowawcze α_{Qi} , α_{qi} , α_{qr} dla 19 państw UE, podane w Załącznikach Krajowych do krajowych wersji normy EN 1991-2. Państwa podzielono na dwie grupy: państwa tzw. „starej Unii” (grupa 1), lepiej rozwinięte, z gęstą siecią dróg i potencjalnie większą intensywnością obciążenia, oraz państwa, które przyjęto do Unii Europejskiej stosunkowo niedawno (grupa 2, w tym Polska). Dla obu grup zestawiono w oddzielnych wierszach maksymalne i minimalne wartości współczynników.

W tablicy 5-3 podano współczynniki dostosowawcze zalecane przez CEN UE w pracy [13]. Wszyscy trzej autorzy prowadzili przez ponad 20 lat szerokie badania w zakresie obciążalności mostów na drogach Unii Europejskiej. Wyniki tych badań były podstawą opracowania i kalibracji modeli obciążeń ruchomych mostów drogowych, zalecanych w Eurokodzie 1. Autorzy proponują przyjęcie dwóch klas obciążenia mostów drogowych:

- klasa I – mosty w ciągu europejskiej sieci drogowej z międzynarodowym ruchem ciężkim (TEN/TINA);
- klasa II – mosty w ciągu pozostałych dróg (nawet dla mostów, gdzie oczekiwany ruch samochodów ciężkich jest niewielki, przyjęcie większych obciążeń niż byłoby to konieczne, zwiększy margines bezpieczeństwa oraz trwałość tych konstrukcji).

Tablica 5-1. Wartości współczynników dostosowawczych α wg Załączników Krajowych (NA) wybranych państw UE (grupa 1)

Państwo	Norma / Klasa obciążenia	Wartości współczynników dostosowawczych α						
		α_{Q1}	α_{Q2}	α_{Qi} $i \geq 3$	α_{q1}	α_{q2}	α_{qi} $i \geq 3$	α_{qr}
Grupa 1								
Niemcy	I	1,0	1,0	1,0	1,33	2,4	1,2	1,2
Francja	I	1,0	1,0	1,0	1,0	1,2	1,2	1,2
	II	0,9	0,8	0,8	0,7	1,0	1,0	1,0
Anglia	I	1,0	1,0	1,0	0,61	2,2	2,2	2,2
Dania	I	1,0	1,0	1,0	0,67	1,0	1,0	1,0
	II	0,8	0,8	0,8	0,33	1,0	1,0	1,0
Holandia	I	1,0	1,0	1,0	1,15	1,4	1,4	1,0
Belgia	I	1,0	1,0	0	1,0	1,0	1,0	1,0
Grecja	I	0,9	0,9	0,9	1,0	1,0	1,0	1,0
Włochy	I	1,0 dla wszystkich α						
	II	0,8	1,0	1,0	0,8	1,0	1,0	1,0
Austria	I	1,0 dla wszystkich α						
Finlandia	I	1,0 dla wszystkich α						
Max. α	Klasa I	1,0	1,0	1,0	1,33	2,4	2,2	2,2
Min. α		0,9	0,9	0,9	0,61	1,0	1,0	1,0
Max. α	Klasa II	0,9	0,9	0,8	0,8	1,0	1,0	1,0
Min. α		0,8	0,8	0,8	0,33	0,8	0,8	0,8

Analiza wartości współczynników dostosowawczych w grupie 1 państw UE prowadzi do następujących wniosków (dotyczy klasy I):

- jedynie trzy państwa (30%) z grupy 1 (Włochy, Austria, Finlandia) przyjęły wartości **wszystkich współczynników dostosowawczych $\alpha=1,0$** wg zaleceń oryginalnych propozycji Eurokodu EN 1991-2;
- wszystkie współczynniki dostosowawcze α_{Qi} dla obciążenia skupionego TS zawsze mieszczą się w **przedziale wartości $<0,8 ; 1,0>$** , zalecanym przez oryginalny Eurokod EN 1991-2;
- współczynniki dostosowawcze α_{Qi} dla obciążenia skupionego TS **mają jednakową wartość** niezależnie od pasa ruchu i , co potwierdza zasadność zróżnicowania obciążenia poszczególnych pasów, wprowadzone w oryginale EN 1991-2;
- współczynniki dostosowawcze α_{q1} dla obciążenia równomiernie rozłożonego UDL na pierwszym pasie ruchu mają bardzo zróżnicowane wartości w **dość szerokim przedziale $<0,61 ; 1,33>$** ; minimalną wartość przyjęto w Anglii, maksymalną wartość przyjęto w Niemczech;
- współczynniki dostosowawcze α_{q1} dla obciążenia równomiernie rozłożonego UDL na pierwszym pasie ruchu **są różne** od współczynników α_{qi} i α_{qr} na pozostałych pasach (2/3 państw);
- współczynniki dostosowawcze α_{qi} (dla $i \geq 2$) oraz α_{qr} dla obciążenia równomiernie rozłożonego UDL na drugim i pozostałych pasach ruchu są zawsze $\geq 1,0$ i mieszczą się w **dość szerokim przedziale $<1,0 ; 2,4>$** ; minimalną wartość przyjęto w 50% analizowanych państw, maksymalną wartość przyjęto w Niemczech;
- największe obciążenia mostów w grupie 1 mają **Niemcy**; dotyczy to wartości obciążenia równomiernie rozłożonego UDL.

Analiza wartości współczynników dostosowawczych **dla klasy II** w grupie 1 państw UE prowadzi do następujących wniosków:

- jedynie trzy państwa (30%) z grupy 1 (Francja, Włochy, Dania) wprowadziły dwie klasy obciążalności mostów;
- współczynniki dostosowawcze α_{Qi} dla obciążenia skupionego TS mieszczą się w **przedziale wartości $<0,8 ; 0,9>$** i **mają jednakową wartość** niezależnie od pasa ruchu i ; wyjątek stanowi Francja, gdzie dla klasy II zróżnicowano α_{Q1} i α_{Qi} ($i > 1$), odpowiednio 0,9 i 0,8;
- współczynniki dostosowawcze α_{q1} dla obciążenia równomiernie rozłożonego UDL na pierwszym pasie ruchu mają bardzo **zróżnicowane wartości w dość szerokim przedziale $<0,33 ; 0,8>$** ; minimalną wartość przyjęto w Danii, maksymalną wartość przyjęto we Włoszech;
- współczynniki dostosowawcze α_{qi} (dla $i \geq 2$) oraz α_{qr} dla obciążenia równomiernie rozłożonego UDL na drugim i pozostałych pasach ruchu mieszczą się w przedziale $<0,8 ; 1,0>$;
- współczynniki α_{Qi} , α_{qi} (dla $i \geq 2$) i α_{qr} dla klasy II są ok. **10-20% mniejsze** niż dla klasy I; współczynniki α_{q1} (obciążenia UDL na pierwszym pasie ruchu) są dla klasy II są ok. **50% mniejsze**.

Tablica 5-2. Wartości współczynników dostosowawczych α wg Załączników Krajowych (NA) wybranych państw UE (grupa 2)

Państwo	Klasa obciążenia mostu	Wartości współczynników dostosowawczych α						
		α_{Q1}	α_{Q2}	α_{Qi} $i \geq 3$	α_{q1}	α_{q2}	α_{qi} $i \geq 3$	α_{qr}
Grupa 2								
Węgry	I	1,0 dla wszystkich α						
	II	0,8	1,0	1,0	0,8	1,0	1,0	1,0
	III	0,6	0,6	0,6	0,6	1,0	1,0	1,0
Bułgaria	I	1,0 dla wszystkich α						
	II	0,8	1,0	1,0	0,8	1,0	1,0	1,0
Czechy	I	0,8	0,8	0,8	0,8	1,0	1,0	1,0
	II	0,8	0,5	0,5	0,5	1,0	1,0	1,0
Słowacja	I	0,9	0,9	0,9	0,9	1,0	1,0	1,0
	II	0,9	0,6	0,6	0,6	1,0	1,0	1,0
Rumunia	I	1,0 dla wszystkich α						
Chorwacja	I	1,0 dla wszystkich α						
Cypr	I	1,0 dla wszystkich α						
Łotwa	I	1,0 dla wszystkich α						
Polska	I	1,0 dla wszystkich α						
Max. α	Klasa I	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Min. α		0,8	0,8	0,8	0,8	1,0	1,0	1,0
Max. α	Pozostałe klasy (II, III)	0,9	1,0	1,0	0,9	1,0	1,0	1,0
Min. α		0,6	0,5	0,5	0,5	1,0	1,0	1,0

Analiza wartości współczynników dostosowawczych w grupie 2 państw UE prowadzi do następujących wniosków (dotyczy klasy I):

- pięć państw z dziewięciu analizowanych w grupie 2 (**55%**) przyjęło wartości wszystkich współczynników dostosowawczych $\alpha=1,0$ wg zaleceń oryginalnych propozycji Eurokodu EN 1991-2; siedem z nich (**78%**) przyjęło wartości wszystkich współczynników dostosowawczych $\alpha=1,0$ dla mostów klasy I, a różnicowało tylko dla mostów niższych kategorii (wyjątek stanowią Czechy i Słowacja);
- wszystkie współczynniki dostosowawcze α_{Qi} dla obciążenia skupionego TS zawsze mieszczą się w **przedziale wartości $<0,8 ; 1,0>$** , zalecanym przez oryginalny Eurokod EN 1991-2; wartości mniejsze od 1,0 mają jedynie Czechy (0,8) i Słowacja (0,9);
- współczynniki dostosowawcze α_{Qi} dla obciążenia skupionego TS **mają jednakową wartość** niezależnie od pasa ruchu i ;
- współczynniki dostosowawcze α_{q1} dla obciążenia równomiernie rozłożonego UDL na pierwszym pasie ruchu mają wartości w **przedziale $<0,8 ; 1,0>$** ; wartości mniejsze od 1,0 mają jedynie Czechy (0,8) i Słowacja (0,9) (22%);
- współczynniki dostosowawcze α_{q1} , α_{qi} i α_{qr} dla obciążenia równomiernie rozłożonego UDL są jednakowe niezależnie od pasa ruchu; wyjątek stanowią Czechy i Słowacja, gdzie współczynnik na pierwszym pasie α_{q1} jest mniejszy od pozostałych (tj. $< 1,0$);
- współczynniki dostosowawcze α_{qi} (dla $i \geq 2$) oraz α_{qr} dla obciążenia równomiernie rozłożonego UDL na drugim i pozostałych pasach ruchu są równe 1,0 we wszystkich państwach grupy 2;

- obciążenie mostów przy założeniu wszystkich $\alpha=1,0$ (78% państw z grupy 2) jest obciążeniem maksymalnym w tej grupie.

Analiza wartości współczynników dostosowawczych dla klasy II i niższych w grupie 2 państw UE prowadzi do następujących wniosków:

- cztery państwa (44%) z grupy 2 (Węgry, Bułgaria, Czechy, Słowacja) wprowadziły dwie i więcej klas obciążalności mostów; trzy klasy wprowadziły jedynie Węgry;
- współczynniki dostosowawcze α_{Qi} dla obciążenia skupionego TS mieszczą się w przedziale wartości $<0,8 ; 0,9>$;
- współczynniki dostosowawcze α_{Qi} (dla $i \geq 2$) dla obciążenia skupionego TS mieszczą się w przedziale wartości $<0,5 ; 1,0>$ i są zróżnicowane na poszczególnych pasach;
- współczynniki dostosowawcze α_{q1} dla obciążenia równomiernie rozłożonego UDL na pierwszym pasie ruchu mają wartości w przedziale $<0,5 ; 0,8>$; minimalną wartość przyjęto w Czechach, maksymalną wartość przyjęto na Węgrzech;
- współczynniki dostosowawcze α_{qi} (dla $i \geq 2$) oraz α_{qr} dla obciążenia równomiernie rozłożonego UDL na drugim i pozostałych pasach ruchu są równe 1,0 we wszystkich przypadkach;
- współczynniki α_{Q1} dla klasy II są ok. 10-20% mniejsze niż dla klasy I; współczynniki α_{Qi} (dla $i \geq 2$) są ok. 30-50% mniejsze niż dla klasy I; współczynniki α_{q1} są dla klasy II są ok. 50% mniejsze, współczynniki α_{qi} (dla $i \geq 2$) i α_{qr} są identyczne dla klasy II i I;
- Węgry jako jedyne wprowadziły klasę III obciążalności mostów, przyjmując jednakowe współczynniki α_{Qi} i α_{q1} równe 60% obciążenia jak dla klasy I oraz pozostałe współczynniki α_{qi} (dla $i \geq 2$) i α_{qr} jako identyczne jak dla klasy I.

Dla porównania w tabelicy 4 podano współczynniki dostosowawcze przyjęte przez niektóre państwa spoza UE, w których również można stosować Eurokody w projektowaniu mostów (Chiny – Hong Kong).

Tablica 5-3. Wartości współczynników dostosowawczych α wg CEN UE oraz Załączników Krajowych (NA) wybranych państw spoza UE

Państwo	Klasa obciążenia	Wartości współczynników dostosowawczych α						
		α_{Q1}	α_{Q2}	α_{Qi} $i \geq 3$	α_{q1}	α_{q2}	α_{qi} $i \geq 3$	α_{qr}
Zalecenia CEN (UE)								
CEN UE wg [13]	I	1,0 dla wszystkich α						
	II	0,9	0,8	0,8	0,7	1,0	1,0	1,0
Kraje pozaeuropejskie								
Hong Kong	I	1,44	1,2	1,0	0,64	2,3	2,3	2,3
	II ¹⁾	1,2	1,0	1,0	0,53	1,91	1,91	1,91

¹⁾ wartości dla klasy II dotyczą długości obciążenia większej od 60 m i liczby pasów mniejszej od 6;

W tabelicy 5-4 zebrano wszystkie informacje, wynikające z analizy współczynników dostosowawczych 19 państw Unii Europejskiej. Biorąc pod uwagę państwa (Hiszpania, Portugalia i Malta) które nie wprowadziły jeszcze Załącznika Krajowego, przeprowadzona analiza obejmuje 76% wszystkich państw UE. Może więc stanowić rzetelną bazę do propozycji zmiany (modyfikacji) współczynników dostosowawczych w Załączniku Krajowym do PN-EN 1991-2 [4]. W analizie uwzględniono podział na dwie grupy państw

oraz przyjęto założenie o wprowadzeniu min. dwóch klas dróg i związanych z nimi poziomów obciążeń obiektów mostowych. Poniżej krótko uzasadniono propozycje dla Polski, wynikające z analizy danych w tablicy 5-4.

Tablica 5-4. Zbiorcza analiza współczynników dostosowawczych w 19 państwach UE

Współczynnik	Grupa 1 (10 państw)	Grupa 2 (9 państw)	Polska (propozycja)
	I klasa		
α_{Qi}	<ul style="list-style-type: none"> • przedział $\langle 0,8;1,0 \rangle$ • 90% państw = 1,0 • jednakowy dla 3 pasów 	<ul style="list-style-type: none"> • przedział $\langle 0,8;1,0 \rangle$ • 78% państw = 1,0 • jednakowy dla 3 pasów 	1,0
α_{q1}	<ul style="list-style-type: none"> • przedział $\langle 0,61;1,33 \rangle$ • 70% państw $\geq 1,0$ 	<ul style="list-style-type: none"> • przedział $\langle 0,8;1,0 \rangle$ • 78% państw = 1,0 	1,0
α_{qi} (dla $i \geq 2$) α_{qr}	<ul style="list-style-type: none"> • $\geq 1,0$ (max.2,4) • 50% państw = 1,0 	<ul style="list-style-type: none"> • 100% państw = 1,0 	1,0
II klasa			
α_{Q1}	<ul style="list-style-type: none"> • przedział $\langle 0,8;0,9 \rangle$ • jednakowy dla 3 pasów 	<ul style="list-style-type: none"> • przedział $\langle 0,8;0,9 \rangle$ • 10-20% < kl.I 	0,9
α_{Qi} (dla $i \geq 2$)	<ul style="list-style-type: none"> • 10-20% < kl.I 	<ul style="list-style-type: none"> • przedział $\langle 0,5;1,0 \rangle$ • różny dla 2 pasów • 30-50% < kl.I 	0,8
α_{q1}	<ul style="list-style-type: none"> • przedział $\langle 0,33;0,8 \rangle$ • 50% < kl.I 	<ul style="list-style-type: none"> • przedział $\langle 0,5;0,8 \rangle$ • 50% < kl.I 	0,8
α_{qi} (dla $i \geq 2$) α_{qr}	<ul style="list-style-type: none"> • przedział $\langle 0,8;1,0 \rangle$ • 10-20% < kl.I 	<ul style="list-style-type: none"> • 100% państw = 1,0 • równy jak dla kl.I 	1,0

Uzasadnienie dla przyjęcia proponowanych wartości polskich współczynników dostosowawczych:

- wprowadzenie w Polsce min. dwóch klas obciążalności mostów (wprowadzono w 37% państw UE) jest uzasadnione obecną praktyką krajową; wycofanej normie PN-S-10030 jest 5 klas obciążenia mostów (A-E), ale już od dawna w krajowej praktyce projektowej są stosowane jedynie dwie najwyższe klasy (A,B); jest to także uzasadnione przepisami rozporządzenia mostowego [10], w którym zaleca się jedynie dwie klasy A i B;
- wartości przyjęte dla klasy I:
 - $\alpha_{Qi}=1,0$ – wartość przyjęta przez 84% państw UE (z analizowanych państw wartości mniejsze mają jedynie Czechy, Słowacja i Grecja);
 - $\alpha_{q1}=1,0$ – wartość przyjęta przez 78% państw grupy 2, do której należy Polska; jest to jednocześnie średnia wartość przyjęta w państwach grupy 1;
 - α_{qi} (dla $i \geq 2$) = 1,0 - wartość przyjęta przez 80% państw UE;
 - $\alpha_{qr}=1,0$ - wartość przyjęta przez 80% państw UE;
- wartości przyjęte dla klasy II:
 - $\alpha_{Q1}=0,9$ – wartość mniejsza o 10% od klasy I; górna granica przedziału wartości stosowanych przez państwa, które wprowadziły klasę II;

- $\alpha_{Qi} = (\text{dla } i \geq 2) = 0,8$ – wartość mniejsza o 20% od klasy I; zróżnicowane wartości na pasach umownych dla α_{Qi} wprowadziły wszystkie państwa grupy 2; średnia wartość przedziału wartości stosowanych przez państwa grupy 2, które wprowadziły klasę II;
- $\alpha_{q1} = 0,8$ – wartość mniejsza o 20% od klasy I; górna granica przedziału wartości stosowanych przez państwa, które wprowadziły klasę II;
- $\alpha_{qi} (\text{dla } i \geq 2) = 1,0$ - wartość przyjęta przez wszystkie państwa grupy 2 i przez 2/3 państw grupy 1;
- $\alpha_{qr} = 1,0$ - wartość przyjęta przez wszystkie państwa grupy 2 i przez 2/3 państw grupy 1.

6. KALIBRACJA WSPÓŁCZYNNIKÓW DOSTOSOWAWCZYCH α DLA MODELU LM-1

Metoda kalibracji modelu LM-1 wg Eurokodu 1

Modele obciążeń mostów drogowych zdefiniowane w normie PN-EN 1991-2 [4] nie opisują obciążeń rzeczywistych. Zostały one dobrane i skalibrowane w taki sposób, aby ich skutki (wraz z nadwyżką dynamiczną) przedstawiały skutki ruchu rzeczywistego w krajach europejskich w roku 2000. Europejski model obciążenia mostów LM-1 powstał przy założeniu ruchu pojazdów w zatorze (jako najbardziej adekwatnej formy ruchu drogowego dla mostów dłuższych od 30 m) ze stałą odległością 5 m pomiędzy pojazdami, przy założeniu uwzględnienia wszystkich pojazdów ciężarowych [12], [13]. Pomiar ruchu metodą WIM (*wegiht-in-motion*) wykonano pod koniec lat 80-tych na francuskiej autostradzie A6 Paryż – Lyon niedaleko miasta Auxerre, uznając go jako typowy ciężki ruch drogowy na drogach europejskich [15]. Ekstrapolowane wyniki tego pomiaru zostały skalibrowane dla 1000-letniego okresu powrotu (lub prawdopodobieństwa przekroczenia o 5% w ciągu 50 lat) w celu otrzymania wartości charakterystycznych dla europejskiego modelu obciążenia drogowego LM-1 na głównych drogach Europy. Model ten uznano jako pokrywający efekty samochodów osobowych i pojazdów ciężkich, zarówno płynny, jak i w zatorze, przy wysokim udziale pojazdów ciężkich. Przy określaniu normowych wartości reprezentatywnych obciążeń i oddziaływań zmiennych istotną rolę pełnił tzw. „okres odniesienia”. Jest to ustalony przedział czasu, przyjęty za podstawę do statystycznego określenia oddziaływań zmiennych. Wartością charakterystyczną Q_k danego oddziaływania zmiennego może być wartość górna, dolna lub nominalna. Gdyby z jakichś powodów w projektowaniu mostów drogowych należało uwzględnić ruch wykraczający poza zakres tego modelu obciążeń, to w Załączniku Krajowym należałoby określić dodatkowe (uzupełniające) modele obciążeń, łącznie z regułami ich kombinacji.

Szczegółowy opis kalibracji modelu LM-1 wg Eurokodu 1 można znaleźć w pracy [13]. Model LM-1 powstały w wyniku tej kalibracji opisano w rozdziale 2.

Rekalibracja modelu LM-1 w wybranych krajach UE

Już twórcy Eurokodu 1 przewidzieli, że w niektórych krajach europejskich zajdzie konieczność przeliczenia ekstremalnych wartości obciążeń na mosty, bazujących na porównaniu danych statystycznych o europejskim ruchu drogowym (zastosowanych do kalibracji modeli LM-1 i LM-2) z danymi statystycznymi w poszczególnych krajach [13]. W rezultacie takiego porównania zmianie mogą ulec głównie współczynniki α_{Q1} (dla którego głównym parametrem jest obciążenie maksymalne) α_{Q2} oraz α_{q1} . Maksymalny ciężar pojazdu nie wpływa natomiast znacząco na pozostałe współczynniki.

W przypadku mostów drogowych na głównych drogach krajów europejskich (autostrady, drogi szybkiego ruchu, drogi krajowe) za najbardziej niekorzystne obciążenie ruchome spotykane lub przewidywane w praktyce są uważane modele obciążeń LM-1 i LM-2 wraz z współczynnikami dostosowawczymi α i β równymi 1,0. Na pozostałych drogach krajów europejskich ruch może być znacznie lżejszy lub lepiej kontrolowany. CEN zalecił władzom

krajowym, aby współczynniki dostosowawcze α i β przyjmowane w projektowaniu mostów drogowych odpowiadały możliwie kilku klasom dróg, w ciągu których mosty te są położone [13]. Liczba tych współczynników powinna być jak najmniejsza, powinny być one jak najprostsze i uwzględniać przepisy ruchu krajowego oraz skuteczność jego kontroli. Dlatego możliwe jest wprowadzenie kilku klas mostów, w zależności od poziomu ich obciążenia na poszczególnych rodzajach dróg. CEN zaleca jednak maksymalnie dwie klasy mostów: klasę I dla mostów na sieci dróg z międzynarodowym ruchem ciężkim oraz klasę II dla mostów na sieci dróg pozostałych, z „normalnym” ruchem pojazdów ciężkich (nawet w przypadku, gdy spodziewany ruch ciężarówek nie będzie zbyt intensywny) [13].

Proces rekalkibracji modeli LM-1 i LM-2 (co oznacza w praktyce ustalenie krajowych wartości współczynników dostosowawczych α_{Qi} oraz α_{qi}) odbywał się w większości krajów europejskich około roku 2010. Miało to związek z zakończeniem w dniu 31.03.2010 r. 5-letniego okresu przejściowego na wdrożenie Eurokodów we wszystkich krajach UE wraz z opracowaniem Załączników Krajowych. W wielu krajach UE prace nad rekalkibracją modeli LM-1 i LM-2 były prowadzone w oparciu o znacząco zwiększoną bazę pomiarową WIM, uwzględniającą aktualne natężenie ruchu, jego kompozycję oraz ciężar i wielkość pojazdów [16], [17], [21], [22]. Od połowy lat 80-tych ruch drogowy w krajach UE znacząco się zwiększył, a jego ciężar wzrósł ponad dwukrotnie. Dlatego konieczna jest kalibracja modeli, uwzględniająca aktualny ruch oraz jego prognozę na przyszłość. Poniżej opisano przykładowe procedury kalibracji zastosowane w kilku krajach UE.

Niemcy

Bazą do rekalkibracji niemieckich obciążeń mostów drogowych były aktualne pomiary WIM rzeczywistego ruchu pojazdów ciężkich na niemieckich mostach [16]. Pomiary wykonano w 2005 r. w tych samych punktach pomiarowych (autostrada BAB A61), jak w latach 1984/85 (ówczesne pomiary zostały wykorzystane w kalibracji modelu LM-1 w normie DIN Fachbericht 101). Na bazie tych pomiarów, z wykorzystaniem specjalnego oprogramowania do symulacji ruchu drogowego, sporządzono prognozy ruchu do roku 2025, uwzględniając m.in. ruch płynny i ruch w zatorze. Wyznaczono m.in. rozkład częstotliwości dla 5 najczęściej występujących typów pojazdów ciężkich oraz histogramy obciążeń na oś, wyznaczone na podstawie pomiarów z uwzględnieniem prognozowanej częstotliwości. W rekalkibracji modelu LM-1 założono 7 różnych scenariuszy ruchu drogowego (siódmym był ruch Auxerre, wykorzystany do kalibracji LM-1 w latach 90-tych).

Następnie wykorzystując oprogramowanie ANSYS zamodelowano 9 różnych rodzajów przęseł obiektów mostowych (płytkowe, belkowe masywne, zespolone, skrzynkowe, itp.) o szerokości pomostu od 8,0 do 12,0 m i rozpiętości przęseł od 10 m do 90 m w różnym układzie statycznym (przęsła swobodnie podparte i ciągłe). Na każdy z tych modeli nałożono obciążenie drogowe wg poszczególnych scenariuszy, uzyskując histogramy wybranych sił wewnętrznych (moment podporowy, moment przęsłowy). Na bazie tych wartości ustalono, wykorzystując analizę statystyczną, wartości charakterystyczne, tj. o okresie powrotu 1000 lat (jak w Eurokodzie 1). Te wartości – dla różnych systemów konstrukcyjnych mostów oraz sił wewnętrznych – zostały porównane z wartościami uzyskanymi dla modelu LM-1 wg „starej” normy DIN Fachbericht 101 (nb. identycznego z modelem LM-1 wg Eurokodu 1 z

wartościami α_{Qi} oraz $\alpha_{qi} = 1,0$) oraz dla zmodyfikowanego modelu LM-1 (z zastosowaniem nowych współczynników dostosowawczych α_{Qi} oraz α_{qi}), opracowanego przez instytut BASt na podstawie wstępnych szacunków.

Wyniki analizy pokazały, że rzeczywisty ruch pojazdów ciężkich jest bardzo dobrze symulowany przez model LM-1, przyjęty w normie DIN Fachbericht 101 z 2003 r. Jednakże model ten nie jest już wystarczający dla symulacji prognozowanego ruchu pojazdów ciężkich do 2025 r. Dlatego zmodyfikowano model LM-1 przyjmując nowe wartości współczynników dostosowawczych w taki sposób, aby model obejmował górny limit wartości charakterystycznych, otrzymanych z symulacji ruchu ciężkiego. Model ten przyjęto za obowiązujący w niemieckim Załączniku Krajowym. Zmodyfikowano także (zmniejszono) współczynniki redukcyjne ψ dla quasi stałych, częstych i nieczęstych wartości obciążeń drogowych [17].

Wielka Brytania

Podobną metodę rekalkibracji obciążenia mostów drogowych przyjęto w Wielkiej Brytanii [22]. Oparto się na pomiarach ruchu WIM i przyjęto metodologię zbliżoną do tej, która zastosowano w kalibracji modelu LM-1 przy tworzeniu Eurokodu. Z pomiaru WIM otrzymano całkowite masy pojazdów, naciski na oś i częstotliwość przejazdu pojazdów ciężkich. Dane te zostały wykorzystane do stworzenia mikrosymulacji ruchu ciężkiego, który następnie „przepuszczono” przez szeroki zakres modeli konstrukcyjnych mostów (a w zasadzie linii wpływu obliczanych wielkości). Zamodelowano kilka scenariuszy ruchu: ruch płynny, w zatorze, mieszany, itp. Następnie porównano efekty obciążeń tym symulowanym ruchem z efektami otrzymanymi dla modelu LM-1, stosując statystyczną teorię rozkładu wartości ekstremalnych (EVT) i otrzymując wartości charakterystyczne obciążeń. Na końcu ustalono właściwe wartości współczynników redukcyjnych α , uwzględniających zmienność w prognozowanych ekstremalnych efektach rzeczywistego ruchu drogowego na badanej sieci.

Opisaną metodę mikrosymulacji wykorzystali autorzy do oceny efektów ruchu pojazdów ciężkich w Polsce, bazując na pomiarach ruchu z autostrady A-4 w pobliżu Wrocławia [21]. Obliczono efekty dla trzech wybranych obiektów mostowych, symulując 1000-godzinny ruch w zatorze (reprezentujący 1 rok ruchu pojazdów ciężkich, zawierający 250 dni roboczych i 4 godziny zatoru dziennie). Wyniki zostały ekstrapolowane dla 1000-letniego okresu powrotu, przyjmowanego w Eurokodzie 1 dla ustalenia wartości charakterystycznych obciążeń. Pomimo uwzględnienia ruchu ciężkiego w zatorze otrzymano wartości od 19% do 29% niższe od tych, które wyznaczano dla modelu LM-1 (tzn. otrzymano średnie współczynniki dostosowawcze na poziomie 0,71 -0,81).

Krajowe propozycje w zakresie rekalkibracji modelu LM-1

W Polsce pierwsze prace zagadnieniem kalibracji modelu LM1 do polskich warunków prowadził M.Rybak już pod koniec lat 90-tych (m.in. [23]). Autor prowadził na bieżąco analizy porównawcze zestawiając powstające projekty obciążeń wg Eurokodu 1 z normą [1], we wszystkich istotnych aspektach wpływających na szacowanie nośności mostów. Zasadniczym elementem wszystkich porównań były wartości ciężarów modeli pojazdów. W

swojej pracy [23] M.Rybak zaproponował, aby współczynniki dostosowawcze dla obiektów eksploatowanych przyjmować na poziomie $\alpha=0,80$ (wartość minimalna), zaś dla obiektów nowobudowanych $\alpha=1,0$ (wartość maksymalna). Konkludując Autor stwierdził, że: „Z przeprowadzonych analiz wynika, że skutki wywołane przez obciążenie obecnej klasy A według PN odpowiadają w przybliżeniu skutkom obciążenia według modelu nr 1 Eurokodu” [23].

Kolejną sprawą obciążeń mostów drogowych i współczynników dostosowawczych do normy PN EN 1991-2 zajmował się J.Rymsza [24], [25], [26]. Na podstawie przeprowadzonych analiz porównawczych, otrzymał on następujące wartości współczynników dostosowawczych [26]:

- w mostach belkowych: $\alpha_{Qi}= 1,06 - 1,30$ oraz $\alpha_{qi}=0,48$;
- w mostach płytowych: $\alpha_{Qi}= 0,89 - 0,98$ oraz $\alpha_{qi}=0,50-0,60$.

Uwzględniając dodatkowo różnicę w cząstkowym współczynniku bezpieczeństwa γ_Q , przyjmowanym dla obciążeń ruchomych mostów drogowych wg starego ($\gamma_Q=1,50$) i nowego ($\gamma_Q=1,35$) systemu norm, J.Rymsza doszedł do wniosku, że w odniesieniu do dróg krajowych, położonych w sieci TEN, należy przyjmować $\alpha_{Qi}= \alpha_{qi} = 1,10$ [26]. Dla mostów położonych w sieci pozostałych dróg krajowych J.Rymsza proponuje przyjęcie $\alpha_{Qi}= \alpha_{qi} = 1,0$, natomiast dla dróg pozostałych $\alpha_{Qi}= \alpha_{qi} = 0,9$. Prace obu wyżej cytowanych Autorów bazują na bezpośrednim porównaniu efektów obciążenia ruchomego mostów drogowych, przyjętego wg starej [1] i nowej [4] normy obciążeń.

Kolejną propozycję w tym zakresie przedstawili S.Karaś i T.Dul w pracy [19]. Autorzy stosując modele MES różnych konstrukcji mostowych na podstawie porównania obliczeniowych momentów zginających doszli do wniosku, że dawna klasa obciążeń A odpowiada obciążeniu LM-1 przy zakresie współczynników dostosowawczych $\alpha_{Qi} = 0,8 - 1,0$ (w zależności od rozpiętości mostu). Najlepsza zbieżność obu typów rodzajów obciążeń dla $\alpha_{Qi} = 1,0$ w przypadku mostów o szerokości $B = 8$ m występuje dla rozpiętości 20 - 25 m. Zdaniem Autorów, sytuacja ta jest korzystna, gdyż statystyczna długość mostu w Polsce oscyluje w granicach 20 m, czyli większość mostów zaprojektowanych na klasę A odpowiada także podstawowemu obciążeniu LM-1 przy $\alpha_{Qi} = 1$. Ponadto Autorzy wykazali, że w przypadku mostów betonowych kwalifikującym kryterium jest stan graniczny nośności, podczas gdy w zakresie ugięć istnieją na ogół wyraźne rezerwy. Odwrotnie się dzieje w przypadku mostów stalowych, wyłączając zespolone. Na zakończenie Autorzy stwierdzają, że nie jest konieczne dokładne przeliczanie dawnych klas obciążeń na nowe, gdyż praktyka definiowania ruchu drogowego na mostach polega na wprowadzaniu modeli obciążeń równoważnych statystycznie obciążeniom rzeczywistym, a w zakresie postawionych kryteriów mogą powstawać różne modele. Te z którymi mieliśmy i mamy do czynienia odbiegają od rzeczywistych pojazdów na mostach.

M.Abramski w swojej pracy [11] rozszerzył zakres porównania obu systemów normowych w projektowaniu mostów, uwzględniając nie tylko różnice w efektach obciążenia różnymi modelami, ale także różnice w opisie poziomu bezpieczeństwa w SGN, poprzez uwzględnienie w analizie różnych materiałowych współczynników bezpieczeństwa w obu systemach normowych. Porównanie zostało wykonane dla belek żelbetowych, przy dość dyskusyjnym założeniu o identyczności przekroju zbrojenia w belkach policzonych wg nowego i starego systemu norm. Obliczenia wykonano dla 81 przypadków wymiarowania

dźwigara teowego na zginanie wykazując, że wg starego systemu norm „zużywamy” średnio 18% zbrojenia więcej. Dla wyrównania tego poziomu Autor proponuje zwiększyć obciążenie za pomocą odpowiednio skalibrowanych współczynników dostosowawczych. Wynik kalibracji sprawdził się jednak do przyjęcia *a priori* współczynników niemieckich.

J.Rymsza w pracy [27] przedstawił kolejną propozycję nowych współczynników dostosowawczych, biorąc pod uwagę pojazdy o ciężarze całkowitym 60 ton, których efekt obciążeniowy jest zawarty w modelu LM-1. Autor na podstawie własnych obliczeń wykazał, że efekt pochodzący od takich pojazdów powinien zostać również uwzględniony na pasach 2 i 3, a nie tylko na pasie ruchu powolnego (pas nr 1). W wyniku przeprowadzonych analiz Autor zaproponował modyfikację (zwiększenie) współczynników α_{Qi} dla obciążenia normowego TS w następujących sposób: $\alpha_{Q1}=1,0$; $\alpha_{Q2}=1,5$; $\alpha_{Q3}=3,0$; pozostawiając bez zmian $\alpha_{qi} = 1,0$. Taki model będzie zawierał w sobie praktycznie dowolny ruch pojazdów o masie 60 ton na mostach w ciągu dróg europejskich, położonych w sieci TINA/TEN.

Ostatnio w ramach prac projektowych mostu przez Wisłę w ciągu Południowej Obwodnicy Warszawy swoje stanowisko w sprawie współczynników dostosowawczych w projektowaniu mostów wg Eurokodów zajęła także Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad [18]. W piśmie Dyrektora Departamentu Zarządzania Drogami i Mostami GDDKiA zalecono wykonawcom stosowanie współczynników niemieckich, argumentując to sąsiedztwem obu państw, podobnymi warunkami klimatycznymi, możliwością bezpośredniego przemieszczania się pojazdów pomiędzy obydwojma państwami, a także faktem, że GDDKiA nie dysponuje żadną szczegółową analizą umożliwiającą przyjęcie konkretnych, innych wartości współczynników dostosowawczych. Zalecając stosowanie wartości niemieckich, GDDKiA wskazała na najwyższe, jakie wprowadzono na drogach całej UE (por.r.5).

Autorzy niniejszego opracowania także przedstawiali już kilkakrotnie wyniki prac własnych w zakresie współczynników dostosowawczych dla polskiego modelu obciążenia LM-1 [20], [28]. Syntezę tych wyników, poszerzoną o wyniki nowej analizy na bazie modeli MES, przedstawiono poniżej.

Propozycja autorska

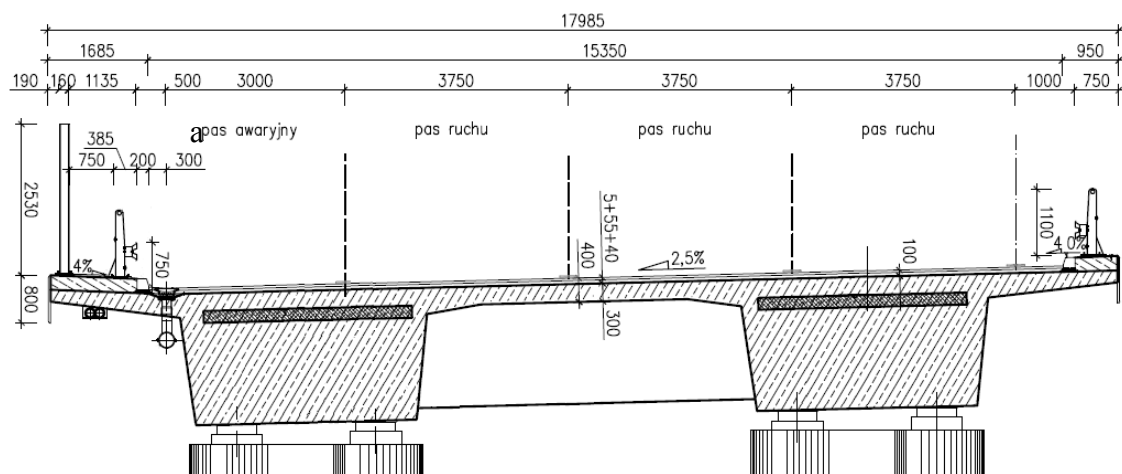
Propozycja autorów opracowania obejmuje analityczne dostosowanie europejskiego modelu obciążeń ruchomych wg normy PN-EN 1991-2 [4] do przepisów rozporządzenia mostowego [10] i przywołanych w nim klas obciążeń mostów wg normy PN-S/85-10030 [1]. Dokonano tego poprzez odpowiedni dobór wartości współczynników dostosowawczych α_{Qi} oraz α_{qi} , modyfikujących standardowy model obciążenia ruchomego TS+UDL podany w PN-EN.

Z uwagi na rozległość problemu, poddano analizie mosty belkowe dwóch typów: betonowe i zespolone (stal-beton). Dla uzyskania większego realizmu przyjęto pewną grupę najbardziej powszechnych parametrów różniących mosty w danej klasie. Dla danych założeń wykazano odpowiednie współczynniki dostosowawcze, przy których charakterystyczne momenty zginające wywoływane w najbardziej wytężonym dźwigarze w mostach belkowych wg obu modeli obciążeniowych (PN-S i PN-EN) było sobie równe. Otrzymane wyniki przedstawiono w postaci nomogramów.

Celem analizy było wyznaczenie współczynników dostosowawczych uzależnionych od różnych parametrów wyjściowych. Wykorzystano dwa podejścia: analityczne (tzw. ściśle) w oparciu o metodę sztywniej poprzeczniczy (MSP) i linie wpływu obciążenia oraz numeryczne (tzw. rozwiązanie przybliżone) z wykorzystaniem metody elementów skończonych przy pomocy programu SOFiSTiK. Szczegółowy zakres tego zadania przedstawiał się następująco:

- przyjęcie założeń wyjściowych, charakteryzujących wybraną grupę obiektów,
- wyznaczenie współczynników dostosowawczych w oparciu o MSP i linie wpływowe,
- wyznaczenie współczynników dostosowawczych w oparciu o analizę MES,
- porównanie zbiorów otrzymanych współczynników z obu metod,
- wnioski końcowe z przeprowadzonej analizy.

Podstawową zasadą, która została przyjęta w analizie, jest porównywalność efektów wywoływanych w przeszle mostowym starym i nowym modelem obciążenia. Oznacza to, że standardowy model obciążenia ruchomego mostów TS+UDL wg PN-EN, pomnożony przez wyznaczone współczynniki dostosowawcze α_{Qi} oraz α_{qi} , wywołuje w konstrukcji przeszła siły wewnętrzne równe siłom generowanym przez dotychczas stosowane klasy obciążenia wg PN-S. Do analizy wybrano mosty belkowe małych i średnich rozpiętości ze względu na zdecydowaną przewagę takich ustrojów w ogólnej liczbie nowobudowanych obiektów mostowych w Polsce. Wynikiem końcowym analizy jest zbiór wartości współczynników dostosowawczych α_{Qi} oraz α_{qi} , podanych w zależności od założonej geometrii obiektu, tj. schematu statycznego, rozpiętości przeszeli i liczby dźwigarów głównych. Jednakże wyniki takiej analizy można także z zadowalającą dokładnością stosować do dźwigarów kratowych i skrzynkowych, zakładając dwa dźwigary główne w przekroju poprzecznym przeszeli. Przedmiotem porównania był efekt obciążenia wg PN-S i PN-EN na pojedynczy, najbardziej obciążony dźwigar przeszeli. W podejściu numerycznym możliwe było również uwzględnienie zmiennego rozstawu poprzecznic, różnego materiału konstrukcyjnego i wynikające z tego różnice w geometrii przekroju poprzecznego dźwigarów. W obu przypadkach rozpatrywano dwa najbardziej typowe schematy statyczne: belki swobodnie podpartej i belki ciągłej trójprzesłowej o stosunku przeszeli 0,75:1,0:0,75. Wykorzystanym w analizie efektem obciążenia był maksymalny moment zginający: w środku rozpiętości przeszeli (dla konstrukcji jednoprzęsłowej) oraz nad podporą pośrednią (dla konstrukcji trójprzędłowej).



Rys. 6-1. Typowy przekrój pomostu obiektu autostradowego

Szerokości użytkowe pomostów dobrano zgodnie z wymaganiami dla kształtowania jezdni obiektów mostowych w ciągu autostrad (rys. 6-1). Przekrój jezdni zawierał trzy pasy ruchu po 3,75 m, a szerokość skrajni pomiędzy licami barier energochłonnych wynosiła 15,75 m. Natomiast szerokość jezdni pomiędzy licami krawężników wynosiła 15,35 m. Taki przekrój poprzeczny został przyjęty i wykorzystany w dalszych obliczeniach m.in. do ustawienia modeli obciążeń. Wynika z niego, że na pomoście znajdzie się 5 pełnych pasów umownych, obszar pozostały szerokości 0,35 m oraz 3 tandemy TS wg normy PN-EN.

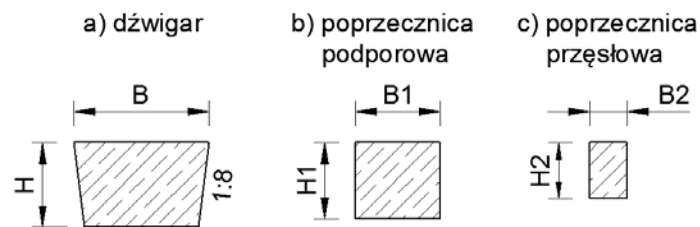
Rozpiętość przęsła (L_d) była głównym parametrem zmiennym w przedstawionej analizie. Zmienna L_d przyjmowała wartości z zakresu 15-40 m, przy czym był to zakres ciągły dla metody analitycznej i zakres ze skokiem co 5 m dla analizy numerycznej.

Liczba dźwigarów w przekroju poprzecznym (N) była kolejną ze zmiennych. Założono parzystą liczbę dźwigarów, od 2 do 8 w przekroju. Rozróznilo konstrukcję przęsła z uwagi na typ dźwigarów głównych (M):

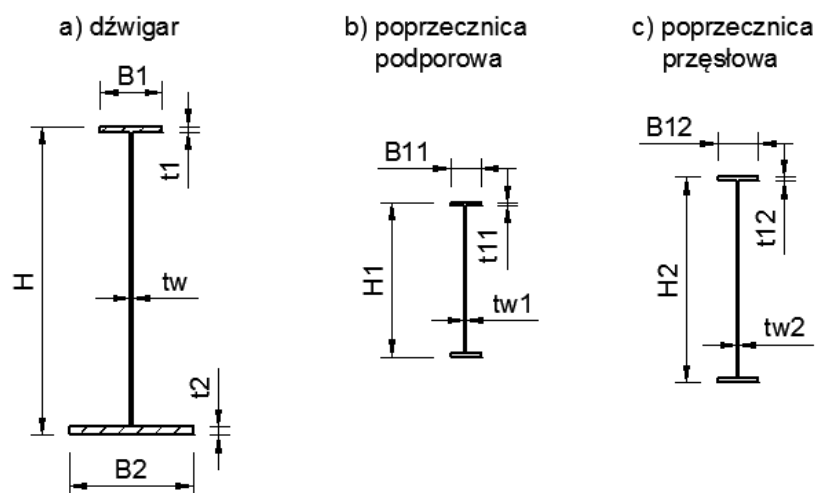
- dźwigary żelbetowe,
- dźwigary stalowe, zespolone z żelbetową płytą pomostu.

Na rys. 6-2 i 6-3 przedstawiono przekroje poprzeczne elementów tworzących ustrój nośny. Ich wymiary były uzależnione od rozpiętości najdłuższego przęsła. Wysokość płyty pomostu była stała we wszystkich przypadkach.

Liczba poprzecznic przęsłowych (B) przypadających na jedno przęsło była parametrem zmiennym w zakresie od 1 do 4. Dodatkowo, nad każdą osią podparcia, umieszczona została poprzecznicą podporowa o zwiększonym przekroju w stosunku do swojego przęsłowego odpowiednika (rys. 6-2 i 6-3).



Rys. 6-2. Przekroje elementów żelbetowych



Rys. 6-3. Przekroje elementów stalowych

W tabelicy 6-1 zestawiono wartości paramentów, jakie przyjęto w analizie, oraz pokazano ich wzajemną zależność. W sumie rozpatrzono 48 kombinacji w metodzie analitycznej (MSP) i 384 poszczególne przypadki w metodzie numerycznej (MES).

Tablica 6-1. Wartości parametrów wyjściowych

Parametr	Symbol	Wartości przyjęte w analizie					
Rozpiętość przęsła [m]	Ld	15	20	25	30	35	40
Liczba dźwigarów [szt.]	N	2		4		8	
Schemat statyczny	SS	belka swobodnie podparta			belka ciągła		
Materiał dźwigarów ^{*)}	M	stal			beton		
Rozstaw poprzecznic ^{*)}	B	Ld/2		Ld/3		Ld/5	
^{*)} – parametry mające wpływ tylko na wyniki analizy numerycznej (MES)							

Metoda analityczna

Z uwagi na podobieństwo budowy modeli obciążeń ruchomych mostów wg PN-S i PN-EN w analizie zostało założone, że zarówno obciążenie skupione, jak i obciążenie równomiernie rozłożone wg obu norm powinno być sobie równe, tj.:

- obciążenie q wg PN-S \equiv obciążenie UDL wg PN-EN;
- obciążenie ϕK wg PN-S \equiv obciążenie TS wg PN-EN.

W podejściu analitycznym (z użyciem metody sztywnej poprzecznicy i linii wpływu) najbardziej obciążona jest zawsze belka skrajna. Ustawienie obciążeń przeprowadzono zgodnie z zaleceniami obu norm, dążąc do maksymalnego obciążenia dźwigara skrajnego.

Sprowadzenie obciążenia UDL do odpowiadającego mu wartością obciążenia q nie nastręcza trudności. Wystarczy doprowadzić do sytuacji, gdy wyrażenie $\alpha_{qi}q_{ki}$ będzie odpowiadało wartości q . Dodatkowo należy uwzględnić nieobciążony pas o szerokości 0,5 m przy barierze ochronnej dla obciążenia q . Gdy odległość pomiędzy licem krawężnika a barierą (wymiar „a”, rys. 6-1) jest większa od 0,5 m, to pas ten znajduje się poza jezdnią i nie ma wpływu na ustawienie obciążenia w przekroju poprzecznym. Wg tak przyjętych założeń wynika, że dla założonych szerokości użytkowych współczynniki α_{qi} przybierają wartości zestawione w tabeli 6-2.

Tablica 6-2. Zaproponowane wartości współczynnika dla obciążenia UDL gdy wymiar $a = 0,2$ m

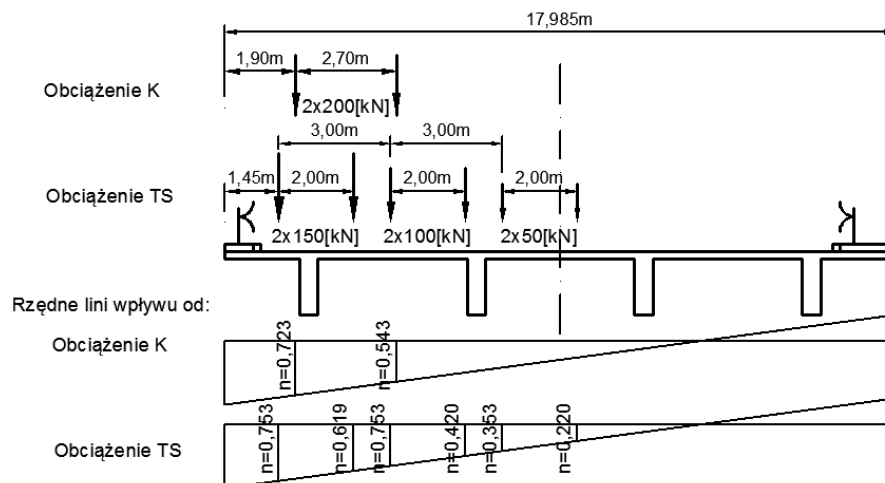
Współczynnik	α_{q1}	α_{q2}	α_{q3}	α_{q4}	α_{q5}	α_{qr}
Wartość	0,40	1,60	1,60	1,60	1,60	0,23

W przypadku, gdy wymiar „a” (rys. 6-1) wynosi co najmniej 0,5 m, skutkuje to zwiększeniem wartości współczynnika α_{q1} i wówczas należy stosować wartości podane w tabelicy 6-3.

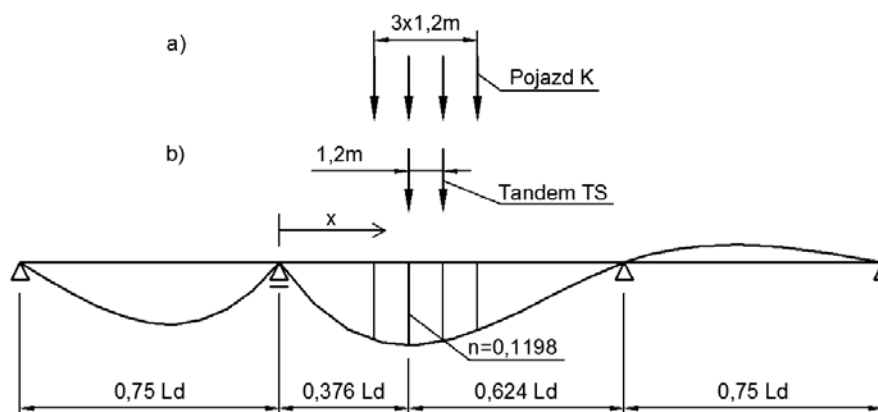
Tablica 6-3. Zaproponowane wartości współczynnika dla obciążenia UDL gdy wymiar $a \geq 0,5$ m

Współczynnik	α_{q1}	α_{q2}	α_{q3}	α_{q4}	α_{q5}	α_{qr}
Wartość	0,42	1,60	1,60	1,60	1,60	1,60

Znacznie trudniejsze jest wyznaczenie współczynników α_{Qi} prowadzących do wyrównania efektów obciążeń skupionych ϕK i TS. Zgodnie z zapisami obu norm, na przyjętej szerokości użytkowej pomostu znajduje się tylko jedno obciążenie ϕK oraz trzy tandemy TS (bez stosowania dopuszczalnych uproszczeń wg PN-EN). Obciążenia te zostały ustawione w przekroju poprzecznym w taki sposób, aby maksymalnie obciążyć dźwigar skrajny (rys. 6-4).



Rys. 6-4. Ustawienie obciążenia ϕK i TS na jezdni pomostu



Rys. 6-5. Ustawienie obciążenia na długości mostu trójprzęsłowego

W pierwszym etapie obliczeń wyznaczono maksymalne siły przekazywane na poszczególne dźwigary w przekroju poprzecznym, a następnie uzyskane wartości wykorzystano w dalszym kroku posługując się liniami wpływu dla założonych schematów statycznych. Przykładowe ustawienie pojazdów ϕK i TS na długości obiektu trójprzęsłowego przedstawiono na rys. 6-5.

W rozwiązaniu analitycznym możliwe było przedstawienie momentu zginającego w funkcji parametrów wyjściowych: schematu statycznego, rozpiętości najdłuższego przęsła i liczby dźwigarów (SS, L_d i N). Powyższa funkcja momentu zginającego, obliczonego od obciążenia ϕK wg PN-S, została wyrażona w postaci (6-1).

$$M_{PN}(Ld, SS, N) = \varphi(Ld, SS) \times R_{PN}(N) \times P_{PN} \times L_w(Ld, SS) \times Ld \quad (6-1)$$

gdzie:

M_{PN} – funkcja momentu zginającego od obciążenia pojazdem φK ,

φ – funkcja współczynnika dynamicznego,

R_{PN} – funkcja sumy obciążenia na pojedynczy dźwigar w przekroju poprzecznym,

P_{PN} – obciążenie charakterystyczne na pojedyncze koło pojazdu K ,

L_w – zsumowane wartości rzędnych linii wpływu pod osiami pojazdu K ,

Ld, SS, N – zmienne wyjściowe.

Analogicznie zapisano postać funkcji momentu zginającego, obliczonego od obciążenia TS wg PN-EN, w postaci (6-2).

$$M_{EN}(Ld, SS, N) = \left(\sum_{i=1}^3 R_{iEN}(N) \times P_{iEN} \times \alpha_{Qi} \right) \times L_w(Ld, SS) \times Ld \quad (6-2)$$

gdzie:

M_{EN} – funkcja momentu zginającego od obciążenia tandemami TS,

R_{iEN} – obciążenie na pojedynczy dźwigar od obciążenia TS na i-tym pasie,

P_{iEN} – obciążenie charakterystyczne na pojedyncze koło tandemu TS na i-tym pasie,

α_{Qi} – współczynnik związany z tandemem TS na i-tym pasie,

L_w – zsumowane wartości rzędnych linii wpływu pod osiami tandemu TS,

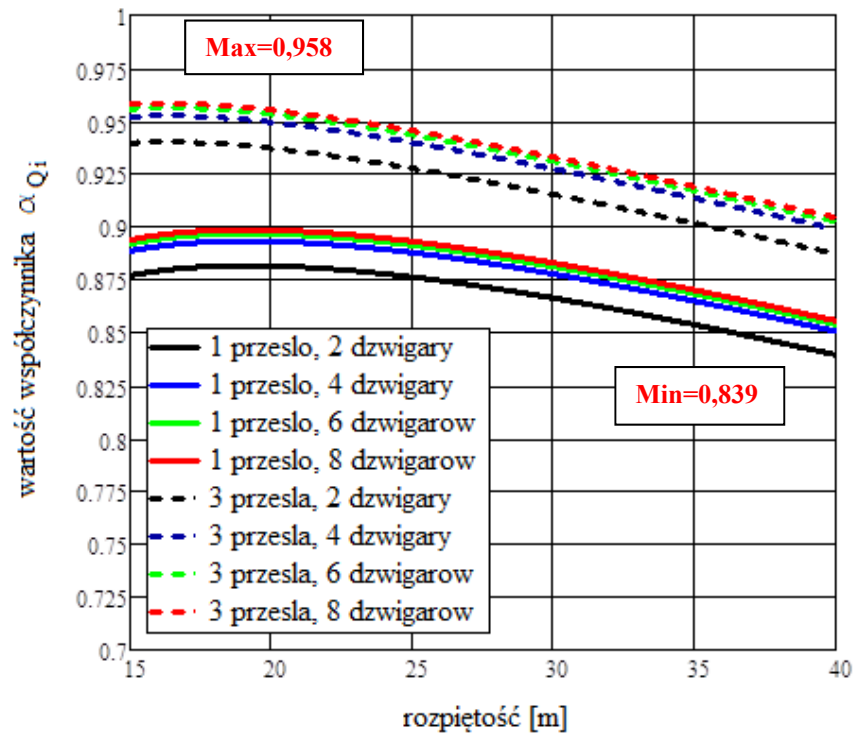
Na tym etapie rozważono możliwości doboru równoważnych współczynników. Jeden ze sposobów polega na potraktowaniu współczynników α_{Qi} jako jeden współczynnik odpowiedzialny za modyfikację obciążenia tandemami na wszystkich pasach. Sprowadzało się to do równomiernej redukcji obciążenia niezależnie od numeru pasa i znajdującego się na nim tandemu (założenie 1). Jest to sposób prostszy w analizie, lecz nie do końca zgodny z intencją Eurokodu.

Alternatywą jest oparcie się o zapis w p. 4.3.2 normy PN-EN 1991-2 [4] zalecający redukcję współczynników związanych jedynie z obciążeniem ustawianym na pasie 1 (największe wartości obciążenia). Współczynniki α_{Q2} i α_{Q3} przyjmuje się wówczas równe jedności (założenie 2).

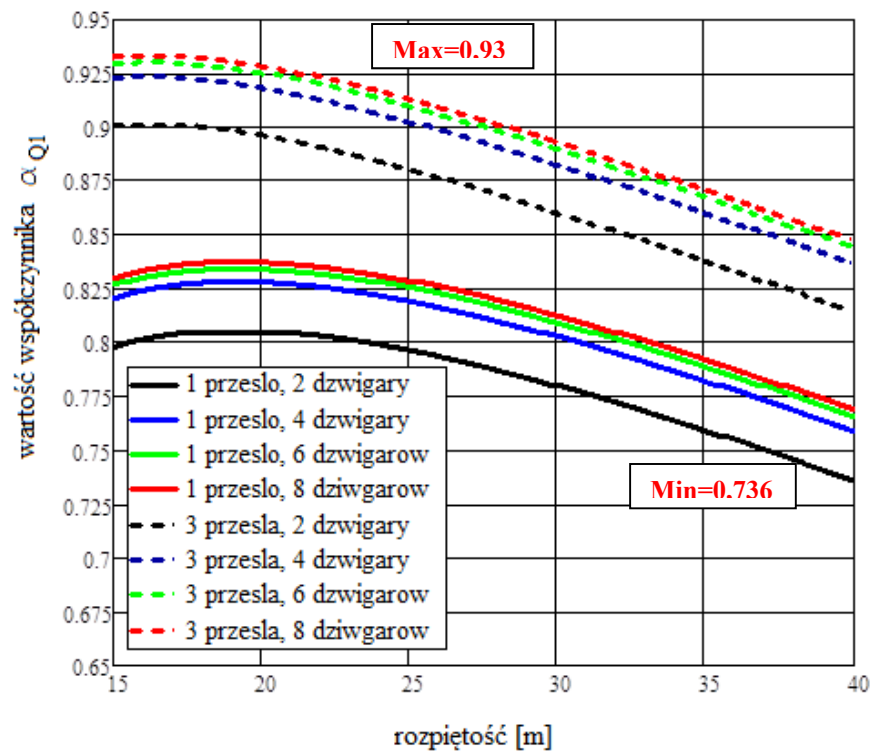
W niniejszej analizie rozpatrywano obie możliwości i porównano otrzymane wyniki. W obu przypadkach punktem wyjścia do obliczenia współczynników α_{Qi} było równanie (6-3).

$$M_{PN}(Ld, SS, N) = M_{EN}(Ld, SS, N) \quad (6-3)$$

Uzyskane na podstawie równania (3) wykresy funkcji określającej wartość współczynnika redukcyjnego α_{Qi} , przy założeniu redukcji wszystkich współczynników α_{Qi} (założenie 1), przedstawiono na rys. 6-6.



Rys. 6-6. Wykres współczynników α_{Qi} w podejściu analitycznym – założenie 1



Rys. 6-7. Wykres współczynników α_{Q1} w podejściu analitycznym – założenie 2

W analogiczny sposób uzyskano wykresy funkcji wartości współczynnika redukcyjnego α_{Q1} przedstawione na rys. 6-7 (założenie 2).

Zastosowanie powyższych nomogramów jest alternatywne. Należy jednak postępować zgodnie z poniższymi zaleceniami:

- w przypadku redukcji wszystkich współczynników (założenie 1) za wartość współczynników α_{Qi} przyjmuje się wartość z wykresu na rys. 6-6 dla odpowiednich zmiennych wyjściowych,
- w przypadku redukcji jedynie obciążenia na pasie 1 (założenie 2), wartość współczynnika α_{Q1} odczytuje się z wykresu na rys. 6-7 dla odpowiednich zmiennych wyjściowych; pozostałe wartości α_{Q2} i α_{Q3} są równe jedności.

Przedstawione powyżej współczynniki, stosowane łącznie z obliczonymi dla obciążenia UDL (tablice 6-2, 6-3) pozwalają wprost przejść z efektów obciążenia charakterystycznego wg PN-EN na efekty obciążenia charakterystycznego wg PN-S dla klasy A. Jednak należy mieć na uwadze fakt, że otrzymane wyniki będą jednakowe jedynie dla konstrukcji spełniających założenia ogólne analizy, szczególnie w zakresie szerokości użytkowych na pomoście. Na założonym, autostradowym przekroju pomostu można umieścić maksymalną liczbę tandemów – trzy. Dla tak szerokich pomostów moment zginający wywołany od obciążenia tandemami wg PN-EN (przy wartościach współczynników równych jedności) zawsze wywoływał większe obciążenie niż analogiczne obciążenie ϕK wg normy PN-S.

Istnieje taki zbiór współczynników dostosowawczych α_q związanych z obciążeniem powierzchniowym, przy zastosowaniu którego obciążenie wg PN-EN jest identyczne jak wg PN-S. W związku z tym efekt (siły wewnętrzne) oddziaływań obu modeli obciążeń powierzchniowych jest identyczny. Współczynniki dostosowawcze α_{Qi} należy dobierać w zależności od założenia redukcji obciążenia (założenie 1 lub 2) i parametrów wyjściowych obiektu z zakresu wynoszącego:

- dla założenia 1 (równomierna redukcja) $\alpha_{Qi} \in \langle 0,839 ; 0,958 \rangle$
- dla założenia 2 (redukcja tandemu TS na pasie 1-szym) $\alpha_{Qi} \in \langle 0,736 ; 0,932 \rangle$

Łącząc ze sobą oba założenia, otrzymujemy przedział w których mieszczą się współczynniki dostosowawcze α_{Qi} dla obciążenia równoważnego klasie A: $\alpha_{Qi} \in \langle 0,736 ; 0,958 \rangle$. Należy zwrócić uwagę, że wartości te są zawsze mniejsze od 1,0.

Metoda numeryczna

Z uwagi na ograniczenia podejścia analitycznego (metoda sztywnej poprzeczniczy i linii wpływowych) przeprowadzono uzupełniającą analizę statyczną konstrukcji w oparciu o metodę elementów skończonych (MES) w programie SOFiSTiK 2010. Dzięki temu otrzymano bardziej zbliżony do rzeczywistego rozkład poprzeczny obciążenia, który jest kluczową kwestią przy do porównaniu obu modeli obciążeń. Dodatkowo, za stosowaniem MES przemawia fakt, że zdecydowana większość nowoprojektowanych obiektów mostowych jest obliczana właśnie w programach numerycznych. Takie podejście pozwala wykorzystać w analizie wszystkie parametry wyjściowe wymienione w tablicy 6-1.

Powtórzono założenia, jakie przyjęto w podejściu analitycznym, dotyczące liczby redukowanych obciążeń tandemów TS, tj.:

- założenie 1 – równomierna redukcja wszystkich trzech tandemów TS,

- założenie 2 – redukcją jedynie obciążenia w tandemie na pasie 1-szym.

W przypadku równomiernej redukcji kalibracja współczynników α_{Qi} polegała na porównaniu stosunków pomiędzy momentami w dźwigarze od obciążenia ϕK wg PN-S i TS wg PN-EN zgodnie z zależnością (6-4).

$$\alpha_{Qi} = \frac{M_{PN}}{M_{EN}} \quad (6-4)$$

gdzie:

α_{Qi} – współczynnik dostosowawczy dla wszystkich tandemów,

M_{PN} – maksymalny moment zginający w pojedynczym dźwigarze od obciążenia ϕK ,

M_{EN} – maksymalny moment zginający w pojedynczym dźwigarze od obciążenia tandemami TS.

W przypadku założenia o braku redukcji obciążenia tandemami na pasie 2-gim i 3-cim (założenie 2) współczynnik dostosowawczy α_{Q1} został wyprowadzony z zależności (6-5).

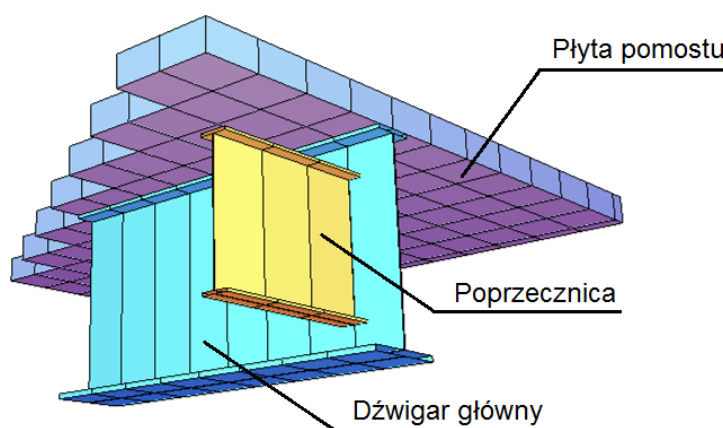
$$\alpha_{Q1} = \frac{M_{PN} - \sum_{i=2}^3 M_{ENi}}{M_{EN1}} \quad (6-5)$$

gdzie:

α_{Q1} – współczynnik dla tandemu TS na pasie 1,

M_{PN} – maksymalny moment zginający w pojedynczym dźwigarze od obciążenia ϕK ,

M_{ENi} – maksymalny moment zginający w pojedynczym dźwigarze od obciążenia tandemem TS na i-tym pasie.

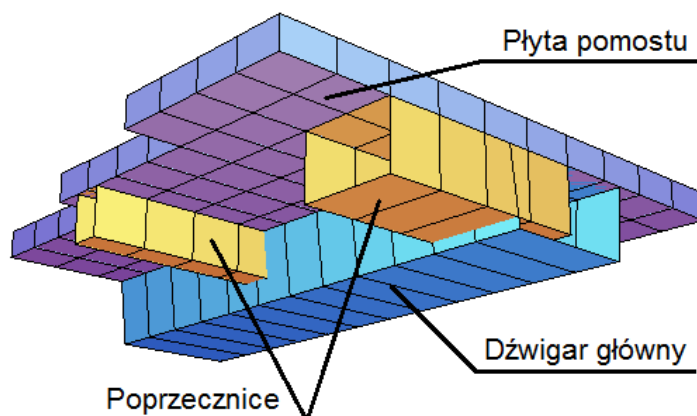


Rys. 6-8. Elementy składowe konstrukcji zespolonej

Aby jak najdokładniej odwzorować rzeczywistą pracę konstrukcji, uwzględniono jej zachowanie w obszarze trójwymiarowym. Poszczególne składowe ustroju nośnego zostały zamodelowane jako elementy skończone wg specyfikacji jak niżej (rys. 6-8 i 6-9):

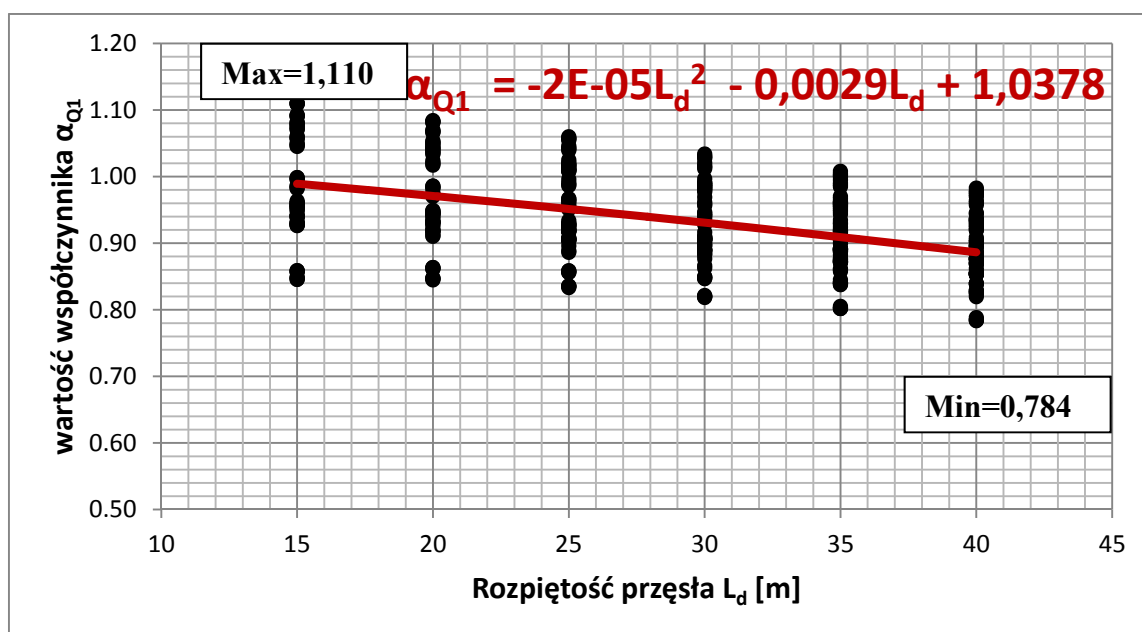
- dźwigary główne – elementy belkowe (klasy e1-p3),

- poprzecznice – elementy belkowe (klasy e1-p3),
 - płyta pomostu – elementy powierzchniowe (klasy e2-p3).
- Materiałami konstrukcyjnymi były beton klasy C40/50 i stal S355.



Rys. 6-9. Elementy składowe konstrukcji betonowej

W analizie MES posługiwano się ustawieniami modeli obciążenia pokazanymi na rys. 6-4. Współczynniki dla obciążenia powierzchniowego przyjęto jak w metodzie sztywnej poprzeczniczy (tabl. 6-2 i 6-3). Uwzględniono rozkład obciążenia skupionego poprzez warstwy niekonstrukcyjne (nawierzchnia jezdni) i konstrukcyjne. Zgodnie z zapisami obu norm przyjęto rozkład obciążenia pod kątem 45° przez wszystkie warstwy do płaszczyzny obojętnej płyty pomostu.

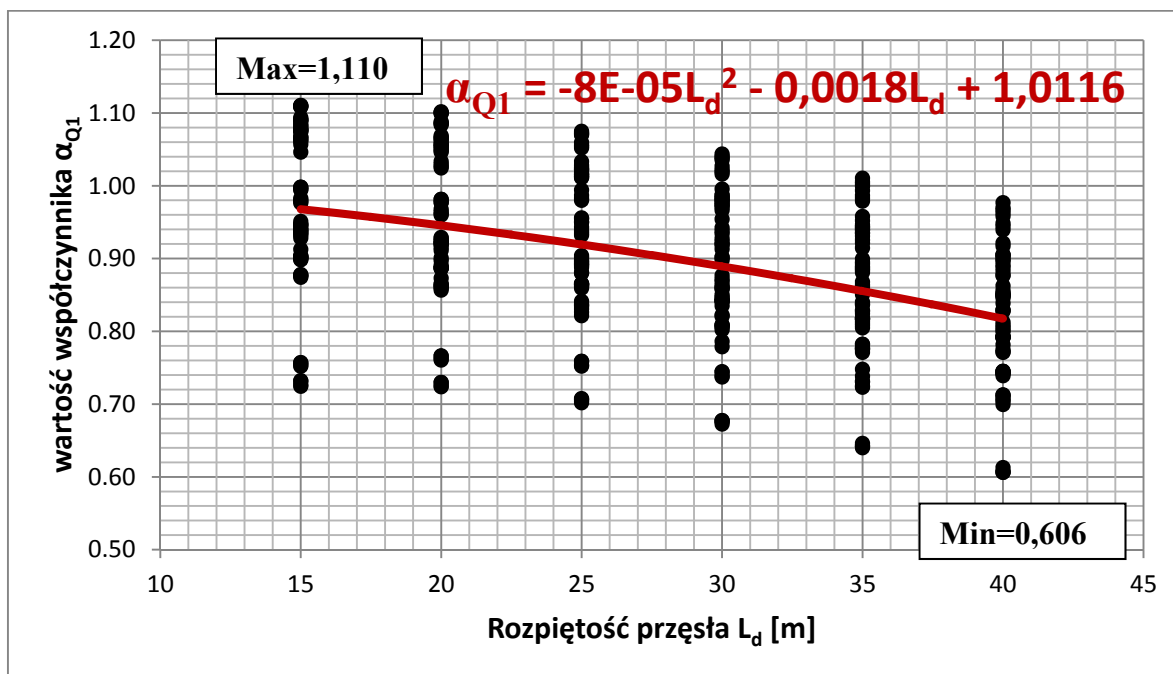


Rys. 6-10. Pełny zbiór wartości α_{Q1} w podejściu numerycznym dla założenia 1

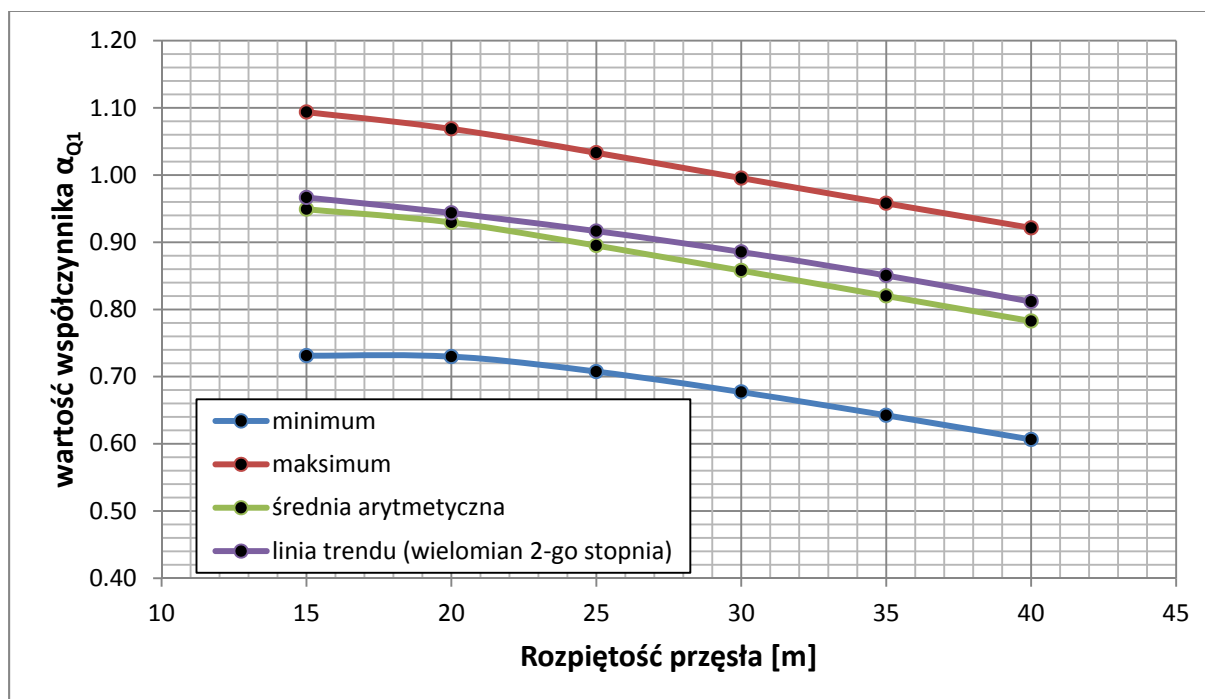
Dla każdej z 384 kombinacji parametrów wyjściowych wykonano odpowiedni model numeryczny. Następnie wyniki otrzymane z analizy statycznej posłużyły do wyznaczenia wartości współczynników dla obu założeń (1 i 2). Otrzymane wartości współczynników α_Q przedstawiono na rys. 6-10 (założenie 1) i rys. 6-11 (założenie 2). Dodatkowo wyznaczono

Wytyczne projektowania obciążeń drogowych obiektów mostowych wg Eurokodów w celu zastąpienia wymagań opartych na normie PN-85/S-10030

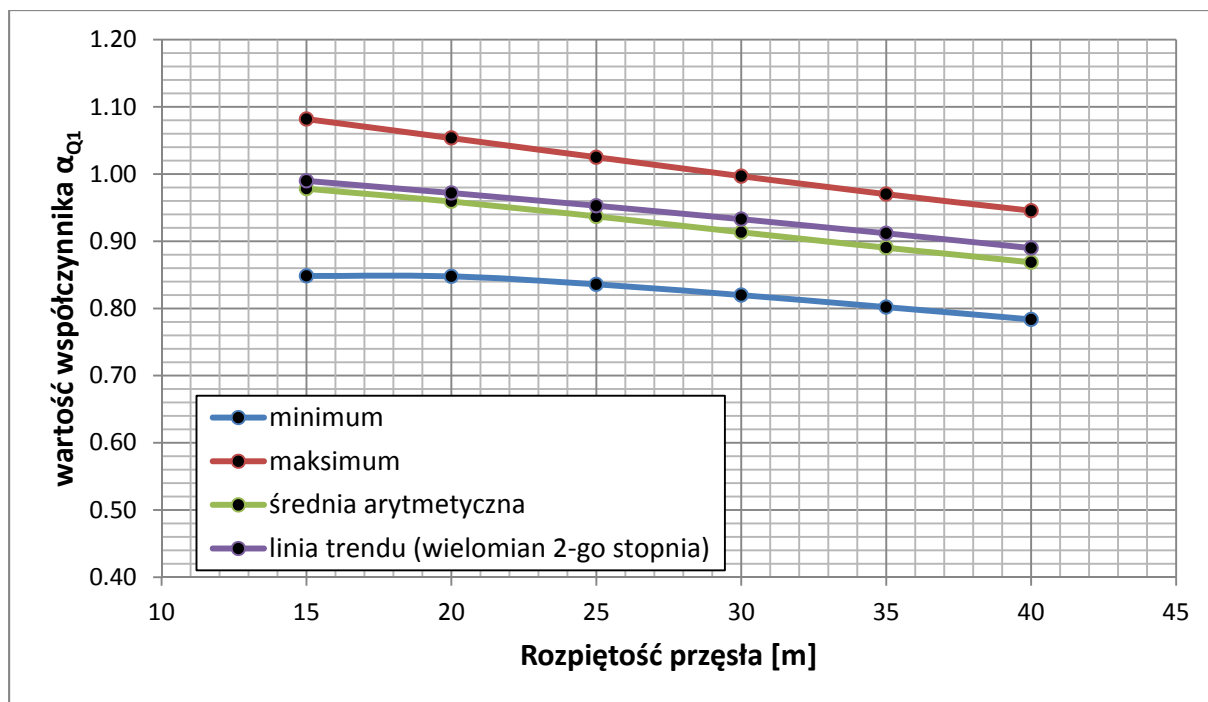
linię trendu przy użyciu wielomianu stopnia drugiego. Wzór funkcji linii trendu przedstawiono na wykresach. Dla większej przejrzystości wyników, na rys. 12 i 13, przedstawiono jedynie linie ogarniające zakresy, w jakich zmieniają się wartości uzyskanych współczynników α_Q .



Rys. 6-11. Pełny zbiór wartości α_{Q1} w podejściu numerycznym dla założenia 2



Rys. 6-12. Zakres wartości α_{Qi} w podejściu numerycznym dla założenia 1



Rys. 6-13. Zakres wartości α_{Q1} w podejściu numerycznym dla założenia 2

Przedstawiony zbiór rozwiązań uzyskany przy podejściu numerycznym jest zdecydowanie bardziej obszerny, niż otrzymany metodą analityczną. Wiąże się to z możliwością uwzględnienia większej niż poprzednio liczby parametrów wyjściowych, co bezpośrednio przekłada się na wyniki dla 384, a nie 48 przypadków.

Zakresy wartości współczynników α_{Qi} są zależne od przyjętego sposobu redukcji (założenie 1 lub 2) i zawierają się w zakresach:

- założenie 1 (redukcja równomierna) $\alpha_{Qi} \in \langle 1,110 ; 0,784 \rangle$;
- założenie 2 (redukcja tylko tandemu na pasie 1-szym) $\alpha_{Q1} \in \langle 1,110 ; 0,606 \rangle$.

Łącząc ze sobą oba założenia, otrzymujemy przedział w których mieszczą się współczynniki dostosowawcze α_{Qi} dla obciążenia równoważnego klasie A: $\alpha_{Qi} \in \langle 0,606 ; 1,110 \rangle$. Należy zwrócić uwagę, że tym razem wartości maksymalne są większe od 1,0 dla przęseł małych w zakresie rozpiętości do 30 m.

Podsumowanie propozycji autorskiej

W myśl przyjętych założeń można łatwo wyrównać obciążenia powierzchniowe (q i UDL) stosując wartości podane w tablicach 6-2 i 6-3. Współczynniki dostosowawcze dla obciążenia UDL można przyjąć zatem na poziomie: $\alpha_{q1}=0,42$; $\alpha_{qi}=1,60$ dla $i>1$. Natomiast wyrównanie efektów generowanych dwoma odmiennymi modelami obciążeń skupionych TS i $\phi K+q$ (nawet przy zastosowaniu pewnych uproszczeń) nie jest zagadnieniem prostym. Obserwuje się duży wpływ przyjętych założeń wyjściowych dotyczących konstrukcji przęsła na uzyskiwane wartości współczynników dostosowawczych. Dlatego nie można jednoznacznie podać stałej wartości niezależnej od geometrii obiektu. Łącząc jednak uzyskane wyniki w jeden zakres wartości współczynników dostosowawczych $\alpha_{Q1} \neq 1$, $\alpha_{Q2} = 1$, $\alpha_{Q3} = 1$ można wyznaczyć jego maksymalną wartość na poziomie $\alpha_{Q1}=1,11$. Jednakże dla

przęseł dłuższych od 30 m takie założenie będzie zbyt konserwatywne, gdyż współczynnik α_{Q1} uzyskany z analiz jest zawsze mniejszy od 1,0.

Analiza numeryczna wykazała, że obliczanie współczynników α_Q z wykorzystaniem metody sztywnej poprzecznicy nie jest pozbawione błędów. W najbardziej niekorzystnym przypadku różnice pomiędzy wartościami współczynnika α_{Q1} obliczonymi obiema metodami mogą dochodzić do 20%.

Mimo wspomnianych ograniczeń, proponowane współczynniki dostosowawcze pozwalają „przejsć” ze stosowanych powszechnie w Polsce klas obciążenia ruchomego mostów drogowych na system obciążeń ruchomych UDL-TS wg PN-EN 1991-2 [4]. Stosując proponowane współczynniki można projektować drogowy obiekt mostowy wg systemu europejskich norm konstrukcyjnych – Eurokodów.

Kalibracja modelu LM-1 – podsumowanie prac krajowych

W tablicy 6-4 zestawiono otrzymane w dotychczasowych pracach krajowych propozycje współczynników dostosowawczych α dla obciążeń TS+UDL wg PN-EN, których efekt odpowiada obciążeniu klasy A wg starej normy [1]. W ostatnim wierszu podano wyniki obliczeń autorów, wynikające z prac analitycznych, przeprowadzonych w ramach niniejszego opracowania.

Tablica 6-4. Wartości współczynników dostosowawczych α dla obciążenia równoważnego klasie A (wg prac krajowych)

Lp.	Autor	Źródło	Wartości współczynników dostosowawczych α						
			α_{Q1}	α_{Q2}	α_{Qi} $i \geq 3$	α_{q1}	α_{q2}	α_{qi} $i \geq 3$	α_{qr}
1	M.Rybak	[23]	1,0			1,0			
2	J.Rymsza	[26]	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
3	S.Karaś/T.Dul	[19]	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
4	T.Siwowski	[28]	0,94	1,0	1,0	0,42	1,6	1,6	1,6
5	M.Abramski	[11]	1,0	1,0	1,0	1,33	2,4	1,2	1,2
6	GDDKiA	[18]	1,0	1,0	1,0	1,33	2,4	1,2	1,2
7	J.Rymsza ¹⁾	[27]	1,0	1,5	3,0	1,0	1,0	1,0	1,0
8	Obliczenia autorskie	---	1,1	1,0	1,0	0,42	1,6	1,6	1,6

¹⁾ dla mostów w sieci dróg TINA-TEN

Zestawione w tablicy 6-4 współczynniki dostosowawcze (pomijając wartości niemieckie α_{qi} , poz.5,6, tablica 6-4) są wprawdzie w niektórych miejscach rozbieżne, lecz generalnie można na ich podstawie uznać, że podstawowa klasa obciążenia LM-1 ze współczynnikami $\alpha=1,0$ generuje w przęsłach obiektów mostowych **efekty zbliżone** do tych, jakie generowało obciążenie klasy A wg poprzedniej normy obciążeniowej. Wpływa z tego ogólna konkluzja, że projektując mosty wg Eurokodów i przyjmując obciążenia LM-1 z $\alpha=1,0$ nie zmniejszamy niezawodności i bezpieczeństwa projektowanej konstrukcji. Należy jednak wziąć pod uwagę następujące aspekty:

a) w żadnej z przedstawionych prac krajowych nie porównywano efektów **obciążenia rzeczywistego** z modelem je symulującym (wg starej lub nowej normy); porównywano

jedynie dwa normowe modele obciążeń: stary $\phi K+q$ i nowy TS+UDL, oba będące pewnym przybliżeniem sytuacji rzeczywistej; żaden z tych modeli nie uwzględnia rzeczywistej obciążalności polskich mostów (bark wyników pomiarów WIM);

- b) dyskusyjne jest, czy współczynniki dostosowawcze powinny wyznaczać się tylko przy założeniu **równości efektów obciążenia** (tj. porównania głównych sił wewnętrznych); możliwe są przecież inne podejścia, np. przyjęte w pracy [11] założenie o identycznym przekroju zbrojenia (???), lub chociażby założenie o **równości wartości obciążeń** normowych (a nie ich efektów); możliwe jest też podejście mieszane, które zastosowali autorzy opracowania;
- c) porównanie efektów stosowania dwóch systemów normowych powinno uwzględniać także **różne systemy i poziomy bezpieczeństwa** konstrukcji w SGN, tzn. brać pod uwagę cząstkowe współczynniki bezpieczeństwa zarówno po stronie obciążeń jak i materiałów; w obu systemach te współczynniki są różne (por.p.6).

Jak przedstawiono w przykładach rekalkulacji współczynników dostosowawczych w krajach UE (Niemcy, Wielka Brytania), nowe współczynniki wyznaczano jednak zawsze na bazie pomiarów rzeczywistych obciążeń (wartości, rozkładu, sytuacji na drodze, itp.) w ramach kampanii pomiarowych WIM. Wydaje się, że najbardziej racjonalnym sposobem wyznaczenia ostatecznych współczynników dostosowawczych dla polskiego Załącznika Krajowego do PN-EN 1991-2 [4] powinno być zdefiniowanie ruchu drogowego na mostach przez wprowadzanie modeli obciążeń równoważnych statystycznie obciążeniom rzeczywistym, zidentyfikowanym na podstawie pomiarów WIM. Inne podejście, prowadzące do wyznaczenia takich współczynników należy traktować jako działanie doraźne i tymczasowe.

7. WYTYCZNE PROJEKTOWANIA OBCIĄŻEŃ DROGOWYCH OBIEKTÓW MOSTOWYCH ZGODNIE Z SYSTEMEM EUROKODÓW

Bazując na analizie przepisów krajów europejskich w zakresie projektowania mostów, wprowadzających do powszechnego stosowania Eurokody (r.5), oraz na przeglądzie dotychczasowych prac krajowych w zakresie kalibracji współczynników dostosowawczych dla obciążenia LM-1 wg PN-EN 1991-2 (r.6), w tablicach 7-1, 7-2 i 7-3 zaproponowano polskie współczynniki dostosowawcze, umożliwiające projektowanie mostów wg Eurokodów.

Propozycję przygotowano w dwóch wariantach:

- tyczasowym, do stosowania przed nowelizacją rozporządzenia MTiGM [10];
- docelowym, do stosowania po nowelizacji rozporządzenia MTiGM [10] zgodnie z propozycją sformułowana w r. 8;

Zaproponowane w tablicy 7-1 **tyczasowe współczynniki dostosowawcze** pozwalają na projektowanie mostów drogowych wg Eurokodów, zachowując podział na klasy obciążeń, utrwalony w polskiej praktyce projektowej i wymagany wg polskich przepisów [10]. Wymagane w rozporządzeniu [10] sprawdzanie pomostów na obciążenie *STANAG* należy zawsze wykonywać indywidualnie, stosując aktualny rozkład i wartości tego obciążenia.

Tabela 7-1. Propozycja tymczasowych współczynników dostosowawczych α

Klasa obciążenia wg PN-S [1]	Współczynniki dostosowawcze wg PN-EN 1991-2 [4]				
	α_{Q1}	$\alpha_{Qi, i \geq 2}$	α_{q1}	$\alpha_{qi, i \geq 2}$	α_{qr}
Klasa A	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Klasa B	0,9	0,8	0,8	1,0	1,0
Klasa C	0,5	0,5	0,5	0,8	0,8

Wprowadzenie **docelowych współczynników dostosowawczych**, które mogłyby zostać wprowadzone w Załączniku Krajowym do PN-EN 1991-2 [15] wymaga nowelizacji rozporządzenia [10] w zakresie nowych klas obciążenia mostów w zależności od kategorii i klasy drogi. Propozycje w tym zakresie zawierają tablice 7-2 i 7-3.

Tabela 7-2. Propozycja klas obciążenia mostów drogowych oraz współczynników dostosowawczych wg PN-EN 1991-2 [4] do wprowadzenia w załączniku krajowym

Klasa obciążenia mostu (nowa propozycja)	Współczynniki dostosowawcze wg PN-EN 1991-2 [4]				
	α_{Q1}	$\alpha_{Qi, i \geq 2}$	α_{q1}	$\alpha_{qi, i \geq 2}$	α_{qr}
Klasa I	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Klasa II	0,9	0,8	0,8	1,0	1,0
Klasa III	0,7	0,7	0,5	0,8	0,8

W tabeli 4 zaproponowano nowe klasy obciążeń mostów. Obciążalność mostów jest w sposób oczywisty związana z klasą dróg oraz strukturą i ciężarem ruchu samochodowego,

który na tych drogach występuje. Eurokod 1 zaleca dostosowanie klas obciążenia mostów do warunków panujących w danym kraju. Można to zrobić dwojako: prowadząc długotrwałe i kosztowne badania struktury ruchu lub adaptując istniejące przepisy. W tym drugim przypadku można wykorzystać wielokrotnie już cytowaną tablicę w załączniku 2 do rozporządzenia [10]. Zachowując zastosowaną tam zależność klasy obciążenia mostu od klasy drogi oraz wykorzystując wyniki przeprowadzonych analiz własnych, w tabeli 5 zaproponowano nowe klasy obciążeń ruchomych drogowych obiektów mostowych w zależności od kategorii i klasy drogi.

Tabela 7-3. Klasy obciążeń ruchomych drogowych obiektów mostowych w zależności od kategorii i klasy drogi

Kategoria drogi	Klasa drogi	Klasa obciążenia mostów wg tablicy 7-2
Drogi krajowe	A, S, GP, G ¹⁾	klasa I
Drogi wojewódzkie	GP ²⁾ , G, Z	klasa II
Drogi powiatowe	G ³⁾ , Z, L	klasa III
Drogi gminne	Z [*] , L, D	klasa III

1) w przypadku położenia drogi poza siecią dróg europejskich (TEN/TINA) może przyjąć klasę II;

2) w przypadku dużego udziału ruchu ciężkiego administrator może wprowadzić klasę I;

3) w przypadku dużego udziału ruchu ciężkiego administrator może wprowadzić klasę II;

Podane w tabelach 7-2 i 7-3 propozycje nowych klas obciążeń ruchomych drogowych obiektów mostowych oraz ich zależności od kategorii i klasy drogi w Polsce mają następujące uzasadnienie:

- nowe klasy I-III są dostosowane do normy PN-EN 1991-2 [4] i umożliwiają projektowanie mostów drogowych wg Eurokodów;
- najwyższa klasa I jest identyczna z najwyższą klasy obciążeń mostów w większości krajów Unii Europejskiej; takie założenie umożliwia realizację jednego z głównych postulatów dyrektywy unijnej, tj. ujednoczenie bezpieczeństwa projektowanych budowli, a w tym nośności drogowych obiektów mostowych w Polsce z nośnością obiektów, budowanych w innych krajach UE;
- najwyższa klasa I jest zalecana w przypadku obiektów mostowych, położonych w ciągu sieci dróg europejskich TEN/TINA;
- wprowadzenie trzech klas I-III obciążeń ruchomych mostów drogowych jest zgodne ze stanem dotychczasowych; obecnie są stosowane także jedynie trzy klasy A-C wg normy [1] i rozporządzenia [10];
- nowe klasy obciążenia mostów powiązane z istniejącym systemem klasyfikacji dróg;
- wprowadzenie trzech klas obciążeń umożliwia dostosowanie obciążalności mostów do klas i kategorii dróg w Polsce, co ma duże znaczenie ekonomiczne.

8. PROPOZYCJA NOWELIZACJI ROZPORZĄDZENIA MTiGM Z 30 MAJA 2000 R.

Wprowadzenie nowych klas ruchomych obciążeń mostów drogowych wymaga pilnej nowelizacji rozporządzenia MTiGM z 30 maja 2000 r. [10] Nowelizacja dotyczy zapisów w trzech częściach rozporządzenia: Dziale I, Rozdziale 2 i Załączniku nr 2. Poniżej przedstawiono propozycje znowelizowanych zapisów w/w części rozporządzenia.

Dział I

Przepisy ogólne

W §1 dodać nowy ustęp 4:

4. Polskie Normy projektowania wprowadzające europejskie normy projektowania konstrukcji – Eurokody, zatwierdzone i opublikowane w języku polskim, mogą być stosowane do projektowania drogowego obiektu inżynierskiego, jeżeli obejmują one wszystkie niezbędne aspekty związane z zaprojektowaniem tej konstrukcji, tj. stanowią kompletny zestaw norm umożliwiający projektowanie. Projektowanie każdego rodzaju drogowego obiektu inżynierskiego wymaga stosowania PN-EN 1990 i PN-EN 1991.

Rozdział 2.

Klasy obciążeń

§ 150.1. Wykreślić „ust.3”

2. Wykreślić cały ustęp, zmienić numerację pozostałych ustępów w § 150.

4. Wykreślić „z zastrzeżeniem ust.2”

§ 151 – wykreślić w całości (anachronizm)

Załącznik 2

KLASY OBCIĄŻEŃ TABOREM SAMOCHODOWYM OBIEKTÓW INŻYNIERSKICH

1. (Zmiana treści) Klasy obciążeń taborem samochodowym obiektów inżynierskich zależne od kategorii i klasy drogi określa tabela:

Kategoria drogi	Klasa drogi	Klasa obciążenia taborem samochodowym
Drogi krajowe	A, S, GP, G ¹⁾	klasa I
Drogi wojewódzkie	GP ²⁾ , G, Z	klasa II
Drogi powiatowe	G ³⁾ , Z, L	klasa III
Drogi gminne	Z [*] , L, D	klasa III

1) w przypadku położenia drogi poza siecią dróg europejskich (TEN/TINA) zarządca może przyjąć klasę II;

2) w przypadku dużego udziału ruchu ciężkiego zarządca może wprowadzić klasę I;

3) w przypadku dużego udziału ruchu ciężkiego zarządca może wprowadzić klasę II;

2. Wykreślić w całości.

3. Wykreślić w całości.

4. Wykreślić w całości.

Dodać nowy ustęp:

2. Współczynniki dostosowawcze dla modelu LM-1 wg Polskiej Normy dla poszczególnych klas obciążenia taborem samochodowym określa tabela:

Klasa obciążenia taborem samochodowym	Współczynniki dostosowawcze dla modelu LM-1 wg Polskiej Normy				
	α_{Q1}	$\alpha_{Qi, i \geq 2}$	α_{q1}	$\alpha_{qi, i \geq 2}$	α_{qr}
Klasa I	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Klasa II	0,9	0,8	0,8	1,0	1,0
Klasa III	0,7	0,7	0,5	0,8	0,8

Dodać nowy ustęp:

3. Pomosty obiektów mostowych powinny być dodatkowo zaprojektowane na obciążenie pojazdem specjalnym według załącznika nr 3 do rozporządzenia, ze współczynnikiem obciążenia $\gamma_f=1,35$, w obiektach mostowych:

- a) klasy I – pojazd specjalny klasy 150;
- b) klasy II i III - pojazd specjalny klasy 100.

9. SZACUNKOWA OCENA SKUTKÓW WPLYWU NOWELIZACJI ROZPORZĄDZENIA NA KOSZTY REALIZACJI INWESTYCJI DROGOWYCH

Metodologia oceny

W celu oceny skutków wpływu nowelizacji rozporządzenia na koszty realizacji inwestycji drogowych przeprowadzono następujące prace obliczeniowe i analityczne:

- zestawiono główne parametry zmienne, wpływające na różnice pomiędzy efektami projektowania mostów wg obecnych zapisów rozporządzenia [10] (tj. wg starego systemu norm PN-S) oraz proponowanej zmiany rozporządzenia (tj. wg systemu norm europejskich);
- wybrano trzy typowe obiekty mostowe (żelbetowy, sprężony i zespolony) z licznych projektów wykonanych w ostatnim czasie przez Promost Consulting, Rzeszów, dla wybranych fragmentów polskich dróg ekspresowych (S);
- wykonano modele numeryczne wybranych obiektów mostowych
- przeprowadzono analizę statyczną obiektów mostowych, przyjmując zalecenia starego i nowego systemu norm, w tym przede wszystkim różne modele obciążeń ruchomych;
- dla obliczonych głównych sił wewnętrznych (momenty przęsłowe i podporowe) przeprowadzono analizę wytrzymałościową (sprawdzenie normowe) przy założeniu maksymalnego wykorzystanie wytrzymałości poszczególnych materiałów konstrukcyjnych i nośności analizowanych przekrojów (beton, stal zbrojeniowa, stal sprężająca, stal konstrukcyjna, beton);
- oszacowane ilości materiałów wyceniono na podstawie cen jednostkowych wg biuletynu cenowego Sekocenbud 4/2016
- porównano koszty materiałów w poszczególnych obiektach mostowych, zwymiarowanych wg starego i nowego zestawu norm;
- podsumowano ocenę i wyciągnięto wnioski końcowe.

Należy jednak podkreślić, że przedstawione oszacowanie ma jednak charakter przybliżony, gdyż liczba parametrów wpływających na różnice w projektowaniu wg starego i nowego systemu norm jest znacząco większa, niż przyjęto w analizie i nie jest możliwe uwzględnienie ich wszystkich w analizie porównawczej. Ponadto wybrane trzy równe obiekty, aczkolwiek typowe dla polskich dróg krajowych, nie obejmują całego możliwego wachlarza schematów statycznych i rozwiązań konstrukcyjnych przęseł.

Podstawowe założenia - parametry zmienne

W celu szacunkowej oceny skutków zaproponowanych zmian wykonano analizy statyczne – wytrzymałościowe 3 obiektów mostowych wg starego i nowego systemu Polskich Norm. W tabelicy 9-1 zestawiono normy użyte w projektowaniu.

Tablica 9-1. Zestawienie norm użytych w analizie statyczno - wytrzymałościowej

Zestawienie norm użytych w analizie statyczno - wytrzymałościowej							
System norm	Wartości obciążeń stałych	Wartości obciążeń zmiennych	Reguły kombinacji obciążeniowych	Współczynniki bezpieczeństwa obciążeniowe	Reguły do projektowania konstrukcji żelbetowych	Reguły do projektowania konstrukcji zespolonych	Reguły do projektowania konstrukcji sprężonych
PN-S (stara Polska Norma)	PN-85/S-10030	PN-85/S-10030	PN-85/S-10030	PN-85/S-10030	PN-91/S-10042	- ²	PN-91/S-10042
PN-EN (Eurokod, Polska Norma)	PN-EN 1991-1-1	PN-EN 1991-2	PN-EN 1990	PN-EN 1990 (PN-EN 1992-1-1 ¹)	PN-EN 1992-2	PN-EN 1994-2	PN-EN 1992-2

Objaśnienia:
¹ - normę PN-EN 1992-1-1 użyto do określenia współczynnika do obciążenia siłami sprężającymi dla konstrukcji z betonu sprężonego
² - w przypadku konstrukcji zespolonych nie ma normy polskiej normy mostowej systemu PN-S. W obliczeniach posługiwano się zaleceniami literatury fachowej oraz normy ogólnobudowlanej (PN-B).

Podstawowe parametry zmienne, które przyjęto w analizie statycznej obejmowały: wartości obciążeń (stałych i ruchomych), obciążeniowe współczynniki bezpieczeństwa (γ_f), współczynniki do kombinacji obciążeń.

W tablicy 9-2 podano wartości charakterystyczne obciążeń stałych, przyjęte do obliczeń obu systemów norm. Pominięto materiały, dla których normy podają te same wartości (np. krawężniki kamienne).

Tablica 9-2. Wartości charakterystyczne obciążeń stałych

Porównanie ciężarów objętościowych				
System norma	Ciężar materiału [kN/m ³]			
	Beton zbrojony	Stal	Izolacja	Nawierzchnia
PN-S (stara Polska Norma)	24,0-27,0	78,5-80,5	14,0	23,0
PN-EN (Eurokod, Polska Norma)	24,0-26,0	77,0-78,5	23,0	23,0-25,0

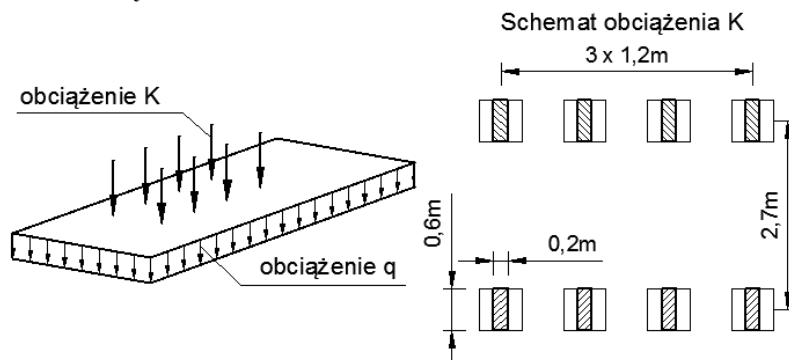
Obciążenia ruchome mostów drogowych wg Eurokodu 1 pokazano na rys.2-1 i opisano w tablicy 2-2.

Podstawowym modelem obciążenia ruchomego mostów drogowych wg starej normy PN-S [1] jest obciążenie $\phi K+q$. Model składa się z następujących obciążeń (rys.9-1):

- obciążenia powierzchniowego q ,
- obciążenia skupionego ϕK (tzw. pojazd K), nałożonego na obciążenie q w takim miejscu, aby wywołać najbardziej niekorzystny efekt.

Wartości obciążenia są zmienne i zależą od tzw. klasy obciążenia. Norma PN-S przewiduje 5 klas obciążenia mostów, oznaczonych od A do E. Niższe klasy są definiowane poprzez

współczynnik redukcyjny, który odpowiednio zmniejsza podstawowe obciążenie dla najwyższej klasy A. Dodatkowo norma [1] zaleca pomnożyć obciążenie K przez współczynnik dynamiczny, określony wzorem (9) wg [1], którego wartość zależy od rozpiętości przęsła mostu. W tabelicy 9-3 zestawiono wartości obciążeń i współczynników dla poszczególnych klas obciążenia.



Rys.9-1. Model obciążenia wg PN-S-10030:1985 [1]

Tablica 9-3. Klasy i odpowiadające im wartości obciążenia wg PN-S-10030:1985 [1]

Klasa obciążenia	Obciążenie K [kN]	Obciążenie q [kN/m ²]	Współczynnik redukcyjny
A	800	4,0	1,00
B	600	3,0	0,75
C	400	2,0	0,50
D	320	1,6	0,40
E	240	1,2	0,30

Parametry zmienne to także obciążeniowe współczynniki bezpieczeństwa (γ_f) oraz współczynniki do kombinacji obciążeń. Wartości współczynników, które zostały użyte w analizie statycznej przedstawiono w tabelicy 9-4.

Tablica 9-4. Obciążeniowe współczynniki bezpieczeństwa (γ_f)

Porównanie współczynników obciążeniowych (γ_f)						
Norma	Rodzaj obciążenia					
	Obciążenie stałe (G1)	Obciążenie stałe (G2)	Sprężenie konstrukcji (P)	Reologia (C)	Obciążenie ruchome (L)	Obciążenie zmienne (Q)
PN-S (stara Polska Norma)	1,20 (0,90) ¹	1,50 (0,90) ¹	1,20 (0,85)	1,20 (0,85)	1,50	od 1,30 do 1,50
PN-EN (Eurokod, Polska Norma)	1,35 (1,00) ¹	1,35 (1,00) ¹	1,20 (0,9) ^{1,2}	1,00 (0,00)	1,35	od 1,00 do 1,50

Objaśnienia:
¹ - w nawiasie podano współczynnik odciążający (jeżeli wpływ danego obciążenia jest korzystny)
² - współczynniki wg normy do konstrukcji betonowych (PN-EN 1992). W przypadku sprężenia w konstrukcji stalowej należy stosować współczynniki wg PN-EN 1993
G1 - ciężar własny elementów konstrukcyjnych (np. dźwigar główny, płyta pomostu, itp.)
G2 - ciężar własny elementów niekonstrukcyjnych (np. kapy chodnikowe, nawierzchnia jezdni, bariery, balustrady, itp.)
P - sprężenie konstrukcji kablami wysokiej wytrzymałości
C - skurcz, pęcznienie i relaksacja materiałów konstrukcyjnych (beton i stal)
L - obciążenie ruchome drogowych obiektów mostowych: ($\phi K+q$) wg PN-S; (LM1) wg PN-EN. Jest to obciążenie dominujące spośród wszystkich obciążeń zmiennych
Q - pozostałe obciążenia zmienne (np. osiadania podpór, opory łożysk, wpływ temperatury, działania wiatru)

Kolejne parametry zmienne, które uwzględniono w porównaniu to zasadnicze różnice w podejściu do wymiarowania konstrukcji (analizy wytrzymałościowej). W porównaniu uwzględniono następujące parametry zmienne: materiałowe współczynniki bezpieczeństwa (γ_m) oraz podstawowe założenia (reguły) dotyczące zależności „naprężenie – odkształcenie” (sprężyste, sprężysto- plastyczne, plastyczne).

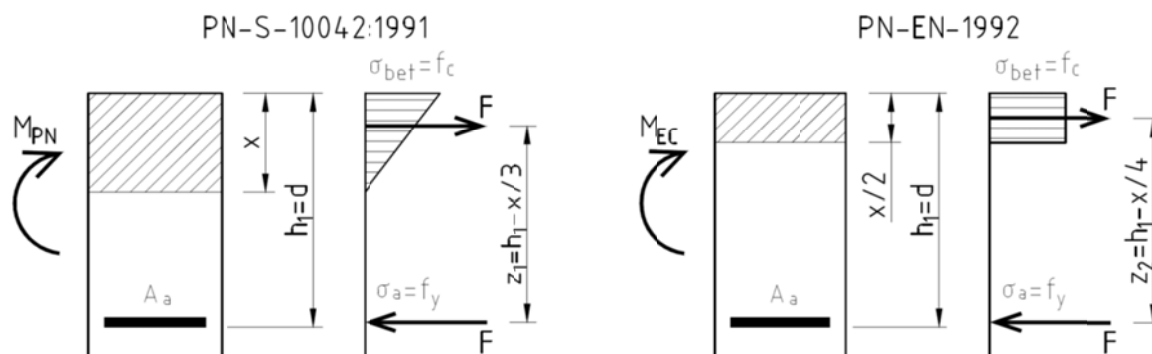
W tabeli 9-5 zestawiono podstawowe wartości materiałowych współczynników bezpieczeństwa (γ_m), które uwzględniono w analizach.

Tablica 9-5. Wartości materiałowych współczynników bezpieczeństwa (γ_m)

Porównanie materiałowych współczynników bezpieczeństwa (γ_m)				
Norma	Materiał			
	Beton konstrukcyjny	Stal zbrojeniowa	Stal sprężająca	Stal konstrukcyjna
PN-S (stara Polska Norma)	1,30	1,30 (1,20) ¹	1,50 (1,15) ²	1,30
PN-EN (Eurokod, Polska Norma)	1,50	1,15	1,15	1,00 (1,10) ³

Objaśnienia:
¹ - 1,30 dla stali A-IIIIN (użytej w obliczeniach). 1,20 dla stali niższych klas
² - 1,50 jest współczynnikiem materiałowym wg PN-S. Materiały zdefiniowane w normie PN-S (Polska norma) nie są już dostępne na rynku. Do obliczeń przyjęto współczynnik materiałowy wg PN-EN (Eurokod)
³ - 1,00 dla uplastycznienia i niestateczności lokalnej, 1,10 dla nośności na niestateczność ogólną

Podstawową różnicą w wymiarowaniu konstrukcji żelbetowej i sprężonej jest przyjęty rozkład naprężeń w strefie ściskanej betonu. W przypadku starych norm PN-S jest to rozkład trójkątny, natomiast w przypadku PN-EN rozkład prostokątny. Powoduje to zmiany zarówno wartości siły ściskającej przenoszonej przez beton ściskany jak i położenia działającej siły na wysokości przekroju. Zmiana położenia siły skutkuje zwiększeniem lub zmniejszeniem ramienia działania siły, co wpływa bezpośrednio na nośność przekroju na zginanie. Różnice w obliczeniach przedstawiono na rysunku 9-2.

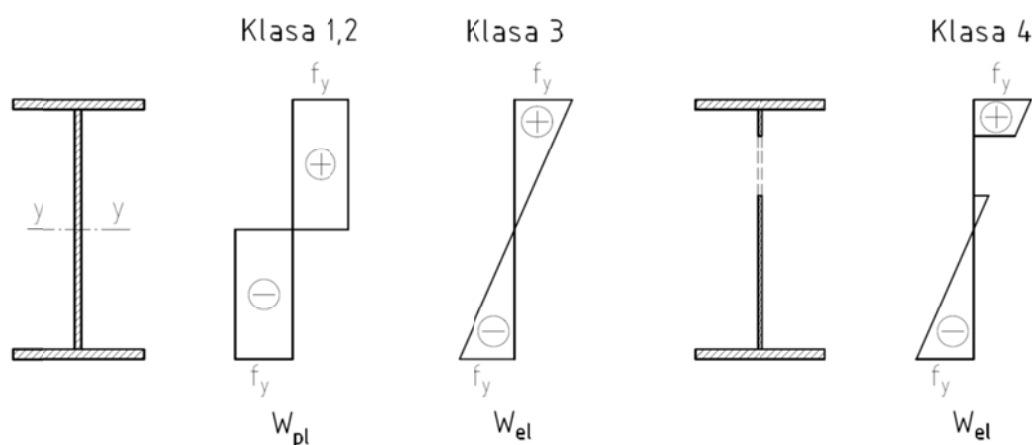


Rys.9-2. Różnice w wymiarowaniu konstrukcji żelbetowej i sprężonej

Rysunek 9-2 ilustruje przypadek, w którym zarówno przekrój betonowy jak i stalowy jest maksymalnie wykorzystany (maksimum naprężeń). Jak widać na rysunku 9-2 założenia poczynione w PN-EN dają większe ramię sił, co powoduje, że nośność na zginanie jest

większa. W praktyce jednak nośność przekroju wg PN-EN zmienia się w niewielkim stopniu ze względu na różnice współczynnika materiałowego betonu, który przyjmuje w niej wyższą wartość.

W przypadku konstrukcji zespolonych stalowo-betonowych zastosowanie mają przytoczone wcześniej reguły projektowania konstrukcji betonowych oraz zalecenia przedstawione w normach do konstrukcji stalowych. Norma do konstrukcji zespolonych PN-EN 1994-2 [7], wprowadza szereg wytycznych, ale również w znacznym stopniu powołuje się na normy PN-EN 1993-2 [6] i PN-EN 1992-2 [5]. W przypadku starych norm PN-S nie ma bezpośrednich wytycznych do projektowania konstrukcji zespolonych. Należy tu posłużyć się literaturą fachową oraz zaleceniami Polskich Norm do konstrukcji stalowych i betonowych, podobnie jak w Eurokodach. Różnice w sposobie wymiarowania przekrojów betonowych wg poszczególnych norm przedstawiono powyżej (rys.9-2). Jeśli chodzi o część stalową przekroju, stara norma PN-S pozwala na przyjmowanie wyłącznie nośności sprężystej przekroju w sprawdzaniu SGN. Natomiast norma PN-EN wprowadza pojęcie klas przekrojów. Klasy przekrojów są zależne od odporności danego przekroju na zjawisko miejscowej utraty stateczności i są zależne od wymiarów (smukłości) poszczególnych części składowych przekroju stalowego (pasy, środniki, itp.). Eurokod 3 wyróżniła podział na 4 klasy przekrojów, przedstawione na rys.9-3.



Rys.9-3. Podział na 4 klasy przekrojów stalowych wg Eurokodu 3

Przekroje klasy 1 i 2 obliczane są ze względu na wskaźnik plastyczny (W_{pl}), który jest większy, niż w przypadku założenia sprężystego (liniowego) rozkładu naprężeń. Powoduje to przyrost nośności przekrojów tej klasy (tzw. nośność plastyczna). Przekroje klasy 3 i 4 są obliczane przy założeniu wskaźnika sprężystego (W_{el}), przy czym w przekrojach klasy 4 pomija się wpływ na nośność, części przekroju narażonej na utratę stateczności miejscowej. Przyjęcie wskaźnika plastycznego daje większe nośności przekroju niż w normie PN-S przy założeniu, że przekrój jest klasy 1 i 2. W większości przypadków w dźwigarach zespolonych w konstrukcjach mostowych mamy do czynienia z przekrojami blachownicowymi, które są zazwyczaj przekrojami niższych klas (3 lub 4). Projektowanie mostów na przekroje pierwszej klasy jest nieuzasadnione ekonomicznie. Siły wewnętrzne w przekrojach mostowych są znacznie większe niż w konstrukcjach ogólnobudowlanych, a większą nośność najłatwiej osiągnąć poprzez zwiększenie wysokości przekroju (większe ramie sił). Uzyskanie przekroju

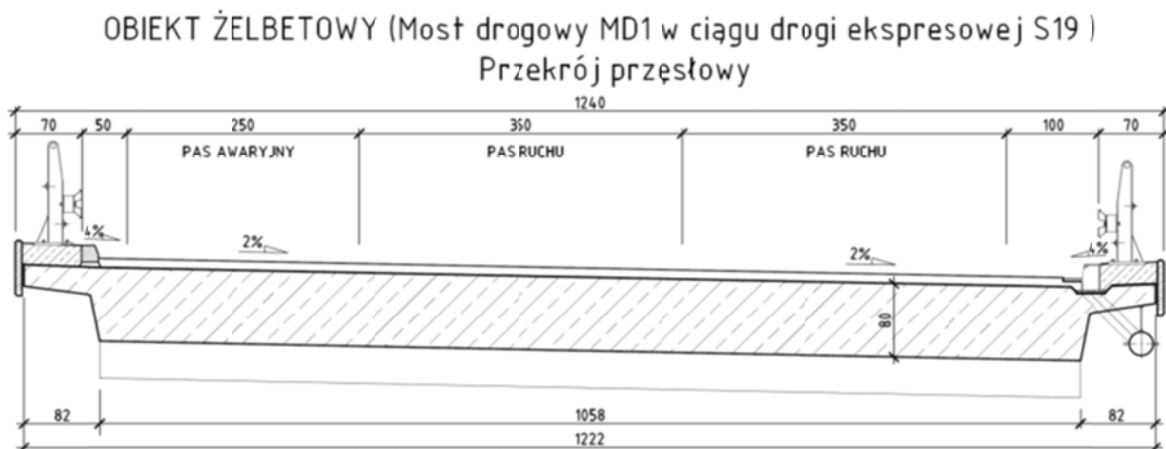
klasy 1 wiąże się z koniecznością stosowania środników o znacznej grubości, właściwie nie możliwej do osiągnięcia i dodatkowo zwiększa ciężar konstrukcji.

Opis projektowanych obiektów mostowych

Most drogowy MD1 (obiekt 1)

Most drogowy MD1 jest zlokalizowany nad potokiem Czarna (Mrowla) w ciągu drogi ekspresowej S-19 w km 1+595,00, w województwie podkarpackim, powiecie rzeszowskim na terenie gminy Świlcza w miejscowości Rudna Wielka. Jest to most o konstrukcji żelbetowej, płytowej i schemacie statycznym ramowym. Przyjęto następujące szczegółowe założenia do projektowania mostu (rys.9-4):

- długość całkowita: 27,20 m;
- rozpiętość teoretyczna: 26,18m;
- szerokość całkowita: 12,4 m;
- szerokości użytkowe: $2 \times 3,5\text{m} + 2,5\text{m} + 0,5\text{m} + 1,0\text{m}$;
- wysokość konstrukcji przęsła 0,80;
- zastosowane materiały konstrukcyjne:
 - beton: B35 - C35/45;
 - stal zbrojeniowa: klasy AIIIIN, gatunek BSt500S.



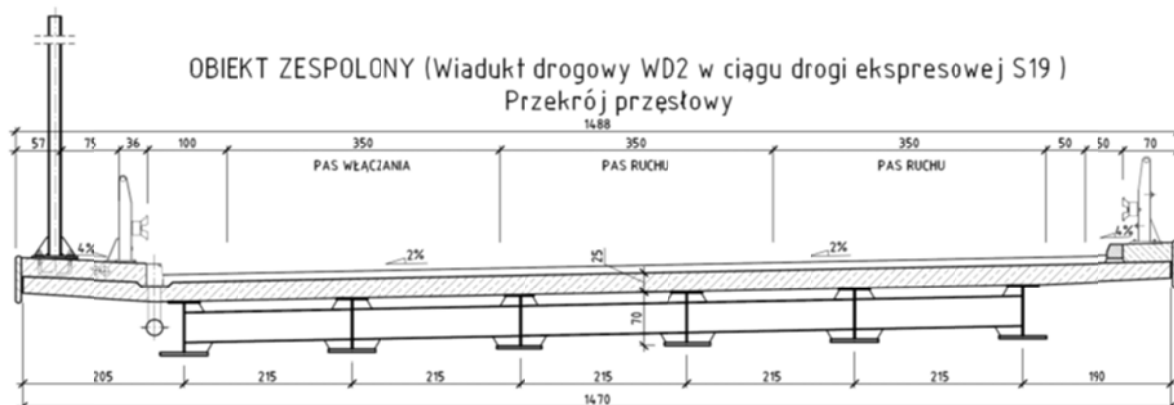
Rys.9-4. Most drogowy MD-1

Wiadukt drogowy WD-2 (obiekt 2)

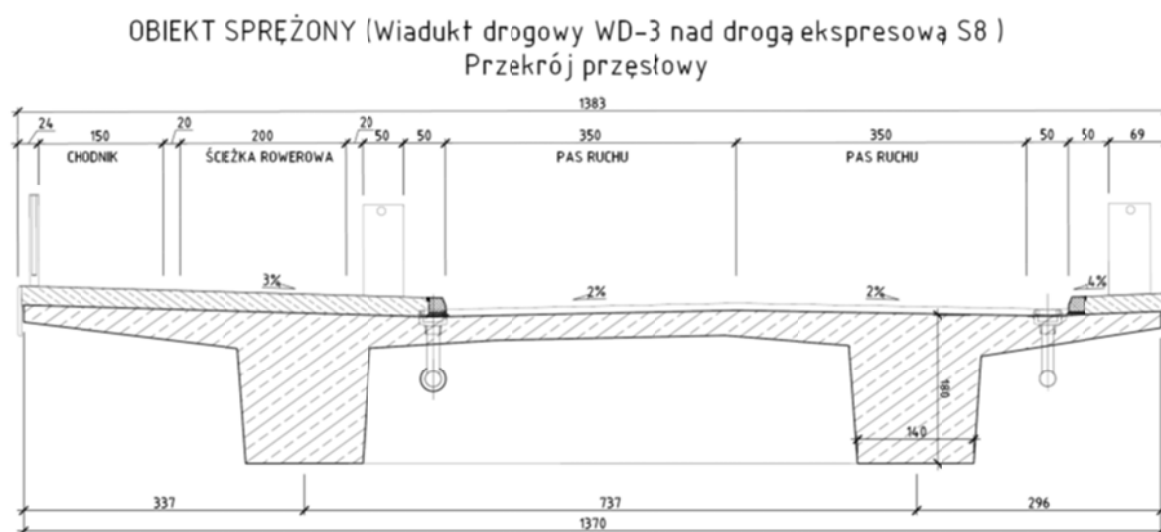
Wiadukt drogowy WD-2 jest obiektem w ciągu drogi ekspresowej S-19 w km 4+546,41 nad drogą krajową DK-4, położony w Rzeszowie. Jest to wiadukt o konstrukcji zespolonej, stalowo – betonowej i schemacie statycznym ramowym (zintegrowanym). Przyjęto następujące szczegółowe założenia do projektowania wiaduktu (rys.9-5):

- długość całkowita: 47,02 m;
- rozpiętość teoretyczna: 44,20 m;
- szerokość całkowita: 14,88 m;

- szerokości użytkowe: $3 \times 3,5 \text{ m} + 2 \times 1,0 \text{ m}$;
- wysokość konstrukcji przęsła: zmienna od 1,05 m w przęśle do 2,25 m nad podporami;
- zastosowane materiały konstrukcyjne:
 - beton: B35 - C35/45;
 - stal zbrojeniowa: klasy AIIIIN, gatunek BSt500S;
 - stal konstrukcyjna: S355J2.



Rys.9-5. Wiadukt drogowy WD-2



Rys.9-6. Wiadukt drogowy WD-3

Wiadukt drogowy WD-3 (obiekt 3)

Wiadukt drogowy WD-3 jest zlokalizowany w ciągu ulicy Dworkowej w km 3+428,77 **drogi ekspresowej S-8**, położony w Markach k. Warszawy. Jest to wiadukt o konstrukcji betonowej, sprężonej i schemacie statycznym belki ciągłej, dwuprzęsłowej. Przyjęto następujące szczegółowe założenia do projektowania wiaduktu (rys.9-6):

- długość całkowita: 60,00 m;
- rozpiętość teoretyczna: $2 \times 30,00 \text{ m}$;
- szerokość całkowita: 13,75 m;

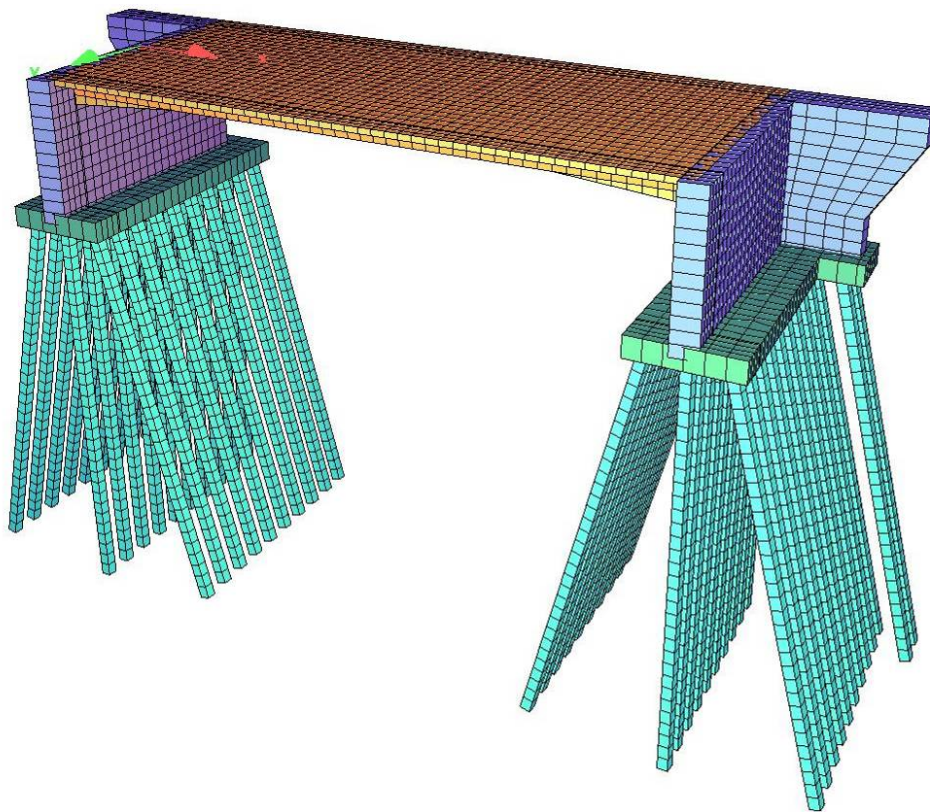
- szerokości użytkowe: $2 \times 3,5 \text{ m} + 2 \times 1,0 \text{ m} + 2,0 \text{ m} + 1,5 \text{ m}$;
- wysokość konstrukcji przęsła: 1,80 m;
- zastosowane materiały konstrukcyjne:
 - beton: B45 - C50/60;
 - stal zbrojeniowa: klasy AIIIIN, gatunek BSt500S;
 - stal sprężająca: 1860MPa.

Modele numeryczne obiektów mostowych

Modele numeryczne i analizę statyczną wybranych obiektów mostowych wykonano w programie SOFISTIK 2014. W analizie wyznaczono siły wewnętrzne, które determinują kształt i wymiary przekroju poprzecznego belek/dźwigarów. Uwzględniono przekroje podporowe i przęsłowe, tj. miejsca w których wartości momentów zginających są maksymalne.

Most MD-1 (obiekt 1)

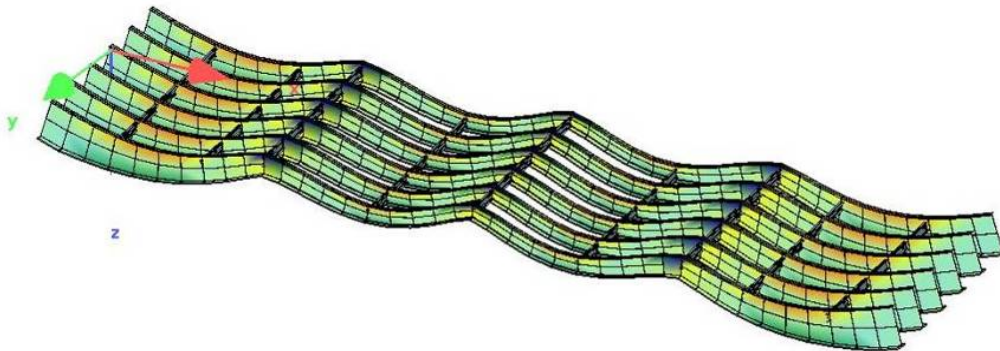
Ze względu na ramowy schemat przęsła model numeryczny konstrukcji mostu obejmował przęsło, podpory i fundamenty. Wykonano model typu (e1+e2, p3). Przęsło płytowe, ściany czołowe przyczółków, skrzydełka oraz oczepy pali zamodelowano z elementów powierzchniowych (quad). Fundamenty palowe zostały zamodelowane za pomocą elementów prętowych (beam). Model mostu przedstawiono na rys. 9-7.



Rys.9-7. Model numeryczny mostu MD-1

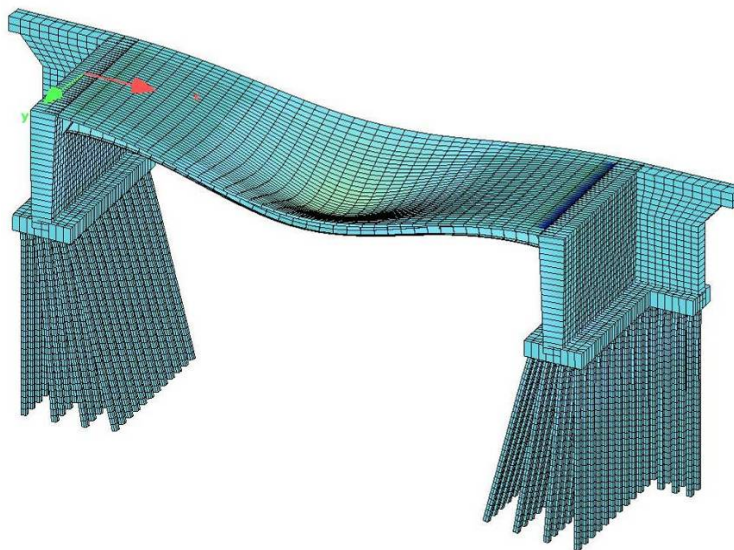
Wiadukt WD-1 (obiekt 2)

Ze względu na ramowy schemat przęsła model numeryczny konstrukcji mostu obejmował przęsło, podpory i fundamenty. Wykonano model typu (e1+e2, p3). Płytkę pomostu, ściany czołowe przyczółków, skrzydełka oraz oczepy pali zbudowano z elementów powierzchniowych (quad), fundamenty palowe, dźwigary stalowe oraz poprzecznice stalowe zostały zamodelowane za pomocą elementów prętowych (beam). Model obliczeniowy mostu został wykonany z uwzględnieniem faz pracy konstrukcji oraz sposobu montażu. W fazie I dźwigary stalowe są podpierane trzema podporami tymczasowymi w prześle oraz za pośrednictwem śrub rektyfikujących na przyczółkach. Schemat statyczny w fazie I to belka ciągła czteroprzęsłowa. Dźwigar stanowi blachownica stalowa obciążona ciężarem własnym, mokrym betonem płytki pomostu oraz deskowaniem. Model konstrukcji w fazie I przedstawiono na rys. 9-8.



Rys.9-8. Model numeryczny wiaduku WD-1 (faza I)

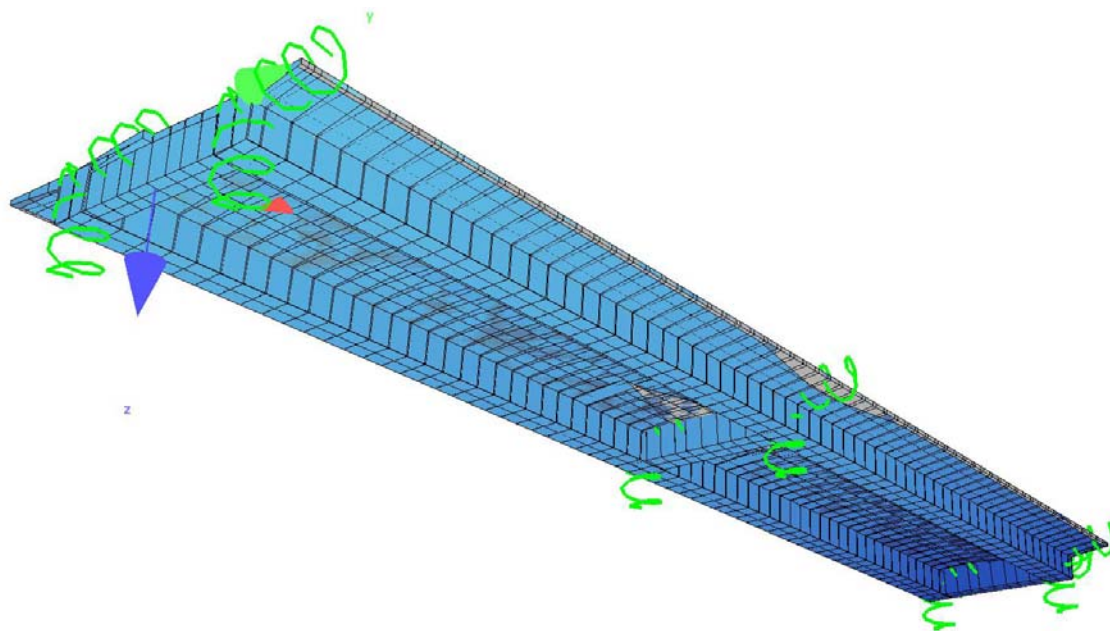
Schemat statycznym w fazie II jest rama jednoprzęsłowa. Dźwigary stalowe są zespolone z żelbetową płytką pomostu oraz obetonowane w węzłach przyczółka. Model konstrukcji w fazie II przedstawiono na rys.9-9.



Rys.9-9. Model numeryczny wiaduku WD-1 (faza II)

Wiadukt WD-3 (obiekt 3)

Model wiaduku WD-3 obejmował tylko przęsło obiektu. Elementy nośne przęsła zostały zamodelowane jako elementy belkowe w przestrzeni trójwymiarowej (e1, p3). Współpraca pomiędzy belkami została zapewniona poprzez elementy powłokowe (e2, p3) o zadanej sztywności dla płyty pomostu. Dodatkowo występują elementy belkowe (e1, p3) odpowiadające przekrojom podporowym oraz przęsłowym. Łożyska zamodelowano jako elementy sprężyste (spri). Sprężenie zamodelowano w module TENDON programu SOFISTIK. Model przęsła wiaduku przedstawiono na rys.9-10.



Rys.9-10. Model numeryczny przęsła wiaduku WD-3

Wyniki analizy statycznej

Główne wyniki analizy statycznej wszystkich trzech obiektów mostowych zestawiono w tabelicy 9-6. Są to przęsłowe i podporowe momenty zginające, których wartości determinują najczęściej kształt i wymiary przekroju.

Analizując wartości podane w tabelicy 9-6 trudno ustalić zasadnicze różnice pomiędzy efektami obciążenia wg obu porównywanych systemów norm. Na ogół wartości generowane przez obciążenia wg Eurokodów są kilka – kilkanaście procent większe niż w przypadku starej normy PN-S [1]. Dlatego można uznać, że na poziomie wyników analizy statycznej, obiekty mostowe projektowane wg Eurokodów będą nieznacznie bardziej obciążone, czyli trzeba będzie użyć do ich budowy więcej materiałów. Ta teza jednak nie jest już tak oczywista, gdy porównanie prowadzi się na poziomie analizy wytrzymałościowej, uwzględniającej różnice w wartościach materiałowych współczynników bezpieczeństwa, a zwłaszcza różnice wynikające z odmiennych reguł obliczania nośności przekrojów betonowych i stalowych. Przykładem tego może być moment przęsłowy w obiekcie 2

(zespolonym). Korzystna dla Eurokodów różnica wynika nie bezpośrednio z różnic pomiędzy normami obciążeniowymi, lecz z optymalizacji kształtu przekroju stalowego.

Tablica 9-6. Przęsłowe i podporowe momenty zginające

Siły wewnętrzne w przęśle w obiektach wg poszczególnych norm							
Obciążenie	Siły wewnętrzne	Obiekt 1 (MD-1)		Obiekt 2 (WD-2)		Obiekt 3 (WD-3)	
		PN-S	PN-EN	PN-S	PN-EN	PN-S	PN-EN
Ruchome	Moment podporowy [kNm]	1038	1072	2175	2451	2507	2707
	Moment przęsłowy [kNm]	651	688	476	489	3158	3228
Całkowite	Moment podporowy [kNm]	-3 036	-3183	5059	5155	12190	12450
	Moment przęsłowy [kNm]	1 632	1731	962	936	8711	9100

Uwaga 1: W przypadku momentu podporowego podawano wartości momentów zginających na podporach skrajnych (układ ramowy). W przypadku obiektu WD3 podano wartość momentu na podporze pośredniej (belka ciągła).

Uwaga 2: Dla elementów płytowych wartości sił podano dla 1mb szerokości płyty

Wyniki analizy wytrzymałościowej

Główne wyniki analizy wytrzymałościowej przekrojów przęsłowych i podporowych wszystkich trzech obiektów mostowych zestawiono w tablicy 9-7. Są to ilości materiałów konstrukcyjnych niezbędne, aby przekrój spełniał wybrany warunek SGN: nośności doraźnej na zginanie. Ilość materiałów w analizie wytrzymałościowej przyjęto na poziomie zapewniającym prawie pełne wykorzystanie poszczególnych przekrojów pod obciążeniem (M) generowanym w analizie statycznej.

Tablica 9-7. Wyniki analizy wytrzymałościowej przekrojów przęsłowych i podporowych

Szacunkowa różnica w ilość podstawowych materiałów konstrukcyjnych									
Materiał	Obiekt 1 (MD-1)			Obiekt 2 (WD-2)			Obiekt 3 (WD-3)		
	PN-S	PN-EN	Różnica	PN-S	PN-EN	Różnica	PN-S	PN-EN	Różnica
	(a) [kg lub m ³]	(b) [kg lub m ³]	[(a)-(b)]/ (a) [-]	(c) [kg lub m ³]	(d) [kg lub m ³]	[(c)-(d)]/ (c) [-]	(e) [kg lub m ³]	(f) [kg lub m ³]	[(e)-(f)]/ (e) [-]
Beton [m ³ lub -]	538	538	0%	820	820	0%	578	578	0%
Stal zbrojeniowa [kg lub -]	110 290	98500	11%	214800	195800	9%	86700	81700	6%
Stal sprężająca [kg lub -]	-	-	-	-	-	-	172100	137680	20%
Stal konstrukcyjna [kg lub -]	-	-	-	118000	101500	14%	-	-	-

Dla wykonania analizy porównawczej, której wyniki przedstawiono w tabelicy 9-7 przyjęto jedno założenie upraszczające, lecz jednocześnie umożliwiające uzyskanie realnych różnic, które następnie zostały wycenione. Przyjęto założenie, że przekrój betonowy (jako materiał najtańszy) jest niezmienny. Wynika to z faktu, że w obu normach jest wiele warunków konstrukcyjnych, warunkujących wymiary przekroju betonowego (m.in. grubości otuliny, trwałość, rysoodporność, itp.). Warunki te nie zależą jednak od analizowanych parametrów zmiennych, więc ich pominięcie nie ma bezpośredniego wpływu na jakościowy wynik analizy. Skupiono się na wymiarowaniu stali zbrojeniowej (obiekt 1), sprężającej (obiekt 3) i konstrukcyjnej (obiekt 2), jako tego materiału, który ma główny wpływ na kosztocłonność obiektów mostowych.

Wyniki analizy kosztów

Wyniki wymiarowania poszczególnych przekrojów pozwoliły na wykonanie analizy materiałowo - kosztowej. Wyniki analizy przedstawiono w kolejnej tabelicy 9-8, w której ilości materiałów konstrukcyjnych przełożono na koszt obiektu. Koszt określono na podstawie biuletynu cenowego SEKOCENBUD BCD 4/2016, przyjmując podany tam średni poziom cen poszczególnych materiałów. Do analizy całkowitych kosztów obiektów uwzględniono także koszt betonu (w tej samej ilości dla poszczególnych norm).

Tabela 9-8. Wyniki analizy kosztów materiałów konstrukcyjnych

Szacunkowa analiza kosztów							
Obiekt	Norma	-	Materiał				Różnica sumaryczna
			Beton	Stal zbrojeniowa	Stal sprężająca	Stal konstrukcyjna	
Obiekt 1 (MD-1)	PN-S	(a) [PLN]	497 596.20	473 471.66	-	-	-
	PN-EN	(b) [PLN]	497 596.20	422 857.55	-	-	-
	Różnica	[(a)-(b)] [-]	0.00	50 614.12	-	-	50 614.12
Obiekt 2 (WD-2)	PN-S	(c) [PLN]	630 580.00	1 011 542.60	-	1 142 479.54	-
	PN-EN	(d) [PLN]	630 580.00	922 067.23	-	982 726.05	-
	Różnica	[(c)-(d)] [-]	0.00	89 475.37	-	159 753.50	249 228.87
Obiekt 3 (WD-3)	PN-S	(e) [PLN]	484 485.38	372 200.50	2 645 177.00	-	-
	PN-EN	(f) [PLN]	484 485.38	350 735.65	2 116 141.60	-	-
	Różnica	[(e)-(f)] [-]	0.00	21 464.85	529 035.40	-	550 500.25

Jak pokazano w tabelicy 9-8 zastosowanie Eurokodów do projektowania obiektów mostowych (analiza statyczna i wytrzymałościowa) daje określone oszczędności w przypadku każdej z trzech analizowanych konstrukcji mostowych. Wielkość uzyskanych różnic zależy bezpośrednio od rodzaju konstrukcji mostowej. Najmniejsze różnice zostały wyliczone dla

konstrukcji żelbetowych, natomiast największe w przypadku konstrukcji sprężonych. Wynika to z dużej ceny stali sprężającej, a także ze znaczącej optymalizacji ilości stali w wymiarowaniu konstrukcji sprężonych wg Eurokodu. W przypadku konstrukcji zespolonej należy jednak pamiętać, że przekrój został poddany optymalizacji za pomocą zabiegów technologicznych, które pozwoliły na znaczące oszczędności bez dużego wpływu stosowanych norm.

Podsumowując, szacunkowa analiza kosztów wykazała, że zastosowanie Eurokodów w projektowaniu obiektów mostowych może przynieść znaczne oszczędności, wynikające z zmniejszenia zużycia podstawowych materiałów konstrukcyjnych.

10. PODSUMOWANIE

Podsumowując przedstawione w opracowaniu wyniki analiz i prac badawczych, można sformułować następujące tezy:

- o zgodnie z aktualnym stanem prawnym w Polsce drogowe obiekty mostowe nie tylko można, ale nawet powinno się projektować wg Eurokodów;
- o wszystkie polskie Eurokody mostowe są kompletne z punktu widzenia celu, któremu mają służyć i jako takie mogą być stosowane do projektowania mostów w Polsce; brak załączników krajowych w przypadku niektórych norm nie stanowi formalnej przeszkody do ich stosowania;
- o zaproponowane w opracowaniu tymczasowe współczynniki dostosowawcze (tabela 7-1) pozwalają na projektowanie mostów drogowych wg Eurokodów, zachowując podział na klasy obciążeń utrwalony w polskiej praktyce projektowej i stosowany w polskich przepisach [10];
- o w celu jednoznacznego uporządkowania formalno – prawnej strony stosowania Eurokodów w projektowaniu mostów, konieczne jest opracowanie Załącznika Krajowego do normy PN-EN 1991-2 [4] wraz z jednoczesną nowelizacją rozporządzenia [10];
- o w obu nowelizowanych dokumentach konieczne jest ustalenie nowych klas obciążeń drogowych obiektów mostowych oraz ich zależności od kategorii i klasy dróg w Polsce; docelowe propozycje w tym zakresie podano w tabelach 7-2 i 7-3;
- o nowe klasy obciążeń drogowych obiektów mostowych i zmiana rozporządzenia [10] umożliwią projektowanie obiektów mostowych zgodnie z Eurokodami; szacunkowa analiza kosztów wykazała, że zastosowanie Eurokodów w projektowaniu obiektów mostowych może przynieść oszczędności w zakresie 10% - 20% (w zależności od typu obiektu mostowego), wynikające z zmniejszenia zużycia podstawowych materiałów konstrukcyjnych;
- o na podstawie doświadczeń europejskich należy zaznaczyć, że najbardziej racjonalnym sposobem ustalenia współczynników dostosowawczych dla polskiego Załącznika Krajowego do PN-EN 1991-2 [4] powinno być przyjęcie modelu ruchu drogowego na polskich mostach przez opracowanie modeli obciążeń równoważnych statystycznie obciążeniom rzeczywistym, zidentyfikowanym na podstawie pomiarów WIM.

Projektowanie mostów wg starego systemu norm wycofanych jest nie tylko działaniem wbrew aktualnej wiedzy technicznej, ale także może stanowić naruszenie przepisów obowiązującego prawa. Tym bardziej pilne jest opracowanie i opublikowanie Załącznika Krajowego do PN-EN 1991-2 [4] wraz z jednoczesną nowelizacją rozporządzenia [10]. Oba te zadania wymagają podjęcia prac przez stosowne władze krajowe, odpowiedzialne za ład budowlany (Ministerstwo Infrastruktury i Budownictwa, PKN), którego bardzo istotnym elementem jest zapewnienie – przez odpowiednie normy projektowania – niezawodności konstrukcji. Mosty są obiektami publicznymi, w stosunku do których władze krajowe i samorządowe są odpowiedzialne jako ich właściciele. To na nich spoczywa obowiązek zapewnienia należytego poziomu bezpieczeństwa konstrukcji, określonego odpowiednimi wartościami parametrów NDP, publikowanymi w załącznikach krajowych do Eurokodów.

BIBLIOGRAFIA

NORMY

- [1] PN-S-10030:1985. Obiekty mostowe. Obciążenia.
- [2] PN-S-10052:1982. Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Projektowanie.
- [3] PN-S-10042:1991. Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie.
- [4] PN-EN 1991-2:2007. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje - Część 2: Obciążenia ruchome mostów .
- [5] PN-EN 1992-2:2010. Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu - Część 2: Mosty z betonu - Obliczanie i reguły konstrukcyjne.
- [6] PN-EN 1993-2:2010. Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych - Część 2: Mosty stalowe.
- [7] PN-EN 1994-2:2010. Eurokod 4: Projektowanie konstrukcji zespolonych stalowo-betonowych - Część 2: Reguły ogólne i reguły dla mostów.

USTAWY I ROZPORZĄDZENIA

- [8] Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (Dz.U. z 1994 r., nr 89, poz. 414).
- [9] Ustawa z dnia 29 stycznia 2004 r. Prawo zamówień publicznych (Dz.U. z 2010 r., nr 113, poz. 759, nr 161, poz. 1078 i nr 182, poz. 1228 oraz Dz.U. z 2011 r., nr 5, poz. 13 i nr 28, poz. 143).
- [10] 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. z 2000 r., nr 63, poz.735).

PIŚMIENNICTWO TECHNICZNE

- [11] Abramski M. Stan graniczny nośności dźwigara żelbetowego mostu na zginanie według norm PN-EN 1992-2 oraz PN-S-10042:1991. Archiwum Instytutu Inżynierii Lądowej. Nr 21, 2016, s.7-25.
- [12] Bruls A., Croce P., Sanpaolesi L., Sedlacek G. ENV1991 – Part 3: Traffic Loads on Bridges; Calibration of Load Models for Road Bridges. Proceedings of IABSE Colloquium, Delft, The Netherlands, IABSE-AIPC-IVBH, 1996, pp. 439-453.
- [13] Calgaro J-A., Tschumi M., Gulvanessian H., Designer's Guide to Eurocode 1: Action on bridges. Thomas Telford Limited, London, UK, 2010.
- [14] Dimova S., Fuchs M., Pinto A., Nikolova B., Sousa L., Iannaccone S. State of implementation of the Eurocodes in the European Union. Joint Research Centre, Report No. EUR 27511 EN, European Union 2015.
- [15] Flint A.R., Jacob B.A. Extreme traffic loads on road bridges and target values for their effects for code calibration. Proceedings of IABSE Colloquium, Delft, The Netherlands, IABSEAIPC-IVBH, 1996, pp.469 – 478.

- [16] Freundt U., Böning S., Maurer R., Arnold A., Gedwien J., Müller M., Schrick M., Tappe C., Kuhlmann U., Rasche C., Froschmeier B., Euler M., Hanswille G., Brauer A., Bergmann M. Anpassung von DIN-Fachberichten "Brücken" an Eurocodes. BAST-Bericht B 77, Erscheinungsjahr 2011.
- [17] Freundt U., Böning S., Kaschner R. Straßenbrücken zwischen aktuellem und zukünftigem Verkehr Straßenverkehrslasten nach DIN EN 1991-2/NA. Beton- und Stahlbetonbau 106 (2011), Heft 11, s.736-746.
- [18] GDDKiA Warszawa. Departament Zarządzania Drogami i Mostami. Pismo okólne nr DZ.GIM.4112.1.2016.1 z dnia 20.10.2016 r.
- [19] Karaś S., Dul T. O porównywaniu efektów obciążeń mostów drogowych wg PN-85/S 10030 i PN-EN-1991-2. Drogownictwo, nr 12/2011, s.394-400.
- [20] Kulpa M., Siwowski T., Propozycja współczynników dostosowawczych α_{Qi} / α_{qi} wg PN-EN 1991-2 dla pewnej klasy mostów drogowych. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Seria: Budownictwo i Inżynieria Środowiska. Zeszyt 58, nr 3/2011/III, 2011, s.199-206.
- [21] Lipari, Alessandro; O'Brien, Eugene J.; Capriani, Colin C. A comparative study of a bridge traffic load effect using microsimulation and Eurocode load models. Bridge Maintenance, Safety, Management, Resilience and Sustainability: Proceedings of the Sixth International IABMAS Conference, Stresa, Lake Maggiore, Italy, Editors: Biondini, F & Frangopol, D.M., 2012, pp. 2597-2603.
- [22] O' Brien E.J., O' Connor A.J., Arrigan J. Procedures for Calibrating Eurocode Traffic Load Model 1 for National Conditions. Bridge Maintenance, Safety, Management, Resilience and Sustainability: Proceedings of the Sixth International IABMAS Conference, Stresa, Lake Maggiore, Italy, Editors: Biondini, F & Frangopol, D.M., 2012 pp. 2597-2603.
- [23] Rybak M. Porównanie skutków normowych obciążeń ruchomych mostów drogowych, wg PN-85/S-10030 i ENV 1991-3, rozdział 4 (model nr 1 Eurokodu). Prace IBDiM, nr 1-2, 1998, s. 123-176.
- [24] Rymcza J. Analiza porównawcza obciążenia obiektów mostowych według polskiej normy i prenormy europejskiej. Materiały z X Seminarium „Współczesne metody budowy, wzmacniania i przebudowy mostów”, Poznań, 2000 r., s.226-231.
- [25] Rymcza J. Analiza nośności normowej drogowych obiektów mostowych, wyznaczonej według PN-85/S-10030 i PN-EN 1991-2. Materiały z XX Seminarium „Współczesne metody budowy, wzmacniania i przebudowy mostów”, Poznań, 2010 r.
- [26] Rymcza J. Procedura szybkiej implementacji Eurokodów w budownictwie mostowym w Polsce. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Seria: Budownictwo i Inżynieria Środowiska, z.58 (3/11/1), 2011, s.235 – 248.
- [27] Rymcza J. Proposal to change the design load in the Eurocode 1 based on loads from vehicles with a mass of 60 tonnes. Transportation Research Procedia, No. 14, 2016, pp.4020 – 4029.
- [28] Siwowski T. Czy w Polsce można projektować mosty drogowe wg Eurokodów? Drogownictwo, nr 2, 2012, s.39-47.