

Bibliografia

- [1] Aprobata techniczna: *Hydrauliczne spoiwo drogowe Wapeco I*, Instytut Badawczy Dróg i Mostów, Warszawa, 2009, Nr AT/2009-03-2510
- [2] Cwiąkała M., Kmiołek B.: *Method for producing hydraulic binding agent in a form of activated fly ash, activated fly ash, hydraulic binding agent, sulphur or cement concrete, mineral-asphalt mixture and application of the activated fly ash*, Zgłoszenie patentowe, Europejski Urząd Patentowy, Warszawa, 2008, Nr EP 08173125.9
- [3] Cwiąkała M., Szymańska J., Sosiński R., Nowak W.: *Aktywowanie popiołów lotnych z węgla brunatnego Elektrowni Pątnów w młynie elektromagnetycznym*, Inżynieria i Ochrona Środowiska, Wydawnictwo PAN, Częstochowa, 2008, T. II, Nr 4
- [4] Kołodziejczyk U., Cwiąkała M., Widuch A., Halbiniak J., Rojna A.: *Podbudowa drogi. Podbudowy z gruntów lub kruszyw stabilizowanych spoiwami hydraulicznymi. Wskazówki do projektowania spoiwa hydraulicznego oraz mieszanek gruntowo-spoiwowych z wykorzystaniem ubocznych produktów spalania*, Warunki techniczne wykonania i odbioru dróg i mostów – Poradnik kierownika budowy i inspektora nadzoru, Wydawnictwo Verlag Dashofer, Warszawa, 2009
- [5] Kucowski J., Laudyn D., Przekwas M.: *Energetyka a ochrona środowiska*, Wydawnictwo Naukowo-Techniczne, Warszawa, 1997
- [6] Kraszewski C., Dreger M.: *Wykorzystanie odpadów przemysłowych w budownictwie drogowym*, Krajowa Konferencja Naukowo-Techniczna SITK „Estetyka i ochrona środowiska w drogownictwie”, Nałęczów, 2005
- [7] Kraszewski C., Pachowski J., Szczygielski T.: *Badanie przydatności popiołów z El. Pątnów w drogownictwie*, Seminarium techniczne „Popioły w drogownictwie”, Licheń Stary, 2003
- [8] Pachowski J.: *Popioły lotne i ich zastosowanie w budownictwie drogowym*, WKiŁ, Warszawa, 1976
- [9] PN-B-04481: *Grunty Budowlane. Badania próbek gruntu*, PKN, Warszawa, 1988
- [10] PN-EN 13286-2: *Mieszanki mineralne niezwiązane i związane spoiwem hydraulicznym Część 2: Metody badań dla ustalonej laboratoryjnie gęstości i wilgotności – Zagęszczanie aparatem Proctora*.
- [11] PN-S-02205: *Drogi samochodowe. Roboty ziemne. Wymagania i badania*, PKN, Warszawa, 1998
- [12] Widuch A., Cwiąkała M.: *Wykorzystanie popiołów lotnych z węgla brunatnego w budownictwie komunikacyjnym*, Zeszyty Naukowe Uniwersytetu Zielonogórskiego, Oficyna Wydawnicza UZ, Zielona Góra, 2010, Nr 137 ■



SŁAWOMIR KARAS

Politechnika Lubelska
s.karas@pollub.pl



TOMASZ DUL

Politechnika Lubelska
tomekdul@wp.pl

O porównywaniu efektów obciążeń mostów drogowych wg PN-85/S-10030 i PN-EN-1991-2

Eurokod 1 PN-EN 1991-2 [18] ma status Polskiej Normy od września 2003 r. Od momentu opublikowania go po polsku zastępuje Polską Normę PN-85/S-10030 [19]. W [18] można wyróżnić kilka działów, które miejscami są od siebie niezależne. Mamy więc, podobnie jak w [19], obciążenia mostów drogowych i kolejowych. W przypadku mostów drogowych jako podstawowe oddziaływanie występuje obciążenie statyczne zawierające nadwyżkę dynamiczną. W przypadku mostów kolejowych wyraźnie oddzielono statykę, a właściwie quasi statykę, od dynamiki. Mamy tu zatem kolejne dwa działy statykę i dynamikę jako podstawowe

obszary projektowania. Istnieje między nimi powiązanie polegające na konieczności wystąpienia zbieżności między wynikami statycznymi $\Phi \cdot LM71$ lub $\Phi \cdot SW/0$ bądź $\Phi \cdot SW/2$, a wynikami analiz dynamicznych obejmujących oddziaływania modeli pociągów rzeczywistych (RT) z grup HSLM. W grupie dynamiki mamy też dział dotyczący oszacowania efektów zmęczenia za pomocą tzw. pociągów zmęczeniowych. W obciążeniach kolejowych podobieństwa do normy [19] występują w definiowaniu pociągu LM71 i jednego ze współczynników dynamicznych, tj. współczynnika Φ_2 .

Wprowadzono współczynniki dostosowawcze, przy czym nazwa jest mylna, o ile kojarzymy logicznie treść słów z ich zastosowaniem. W części dotyczącej mostów kolejowych odpo-

wiadający współczynniki dostosowawczemu współczynnik nazywa się klasyfikującym, tj. dostosowującym do klasy obciążeń kolejowych. Pomijając niefortunność wyrazu *klasyfikujący*, powinien on być także zastosowany zamiast *dostosowawczy*, tak by ujednolicił tekst normy lub odwrotnie.

Mamy w przypadku LM1 współczynniki dostosowawcze α_{Qi} , α_{qi} a przy LM2 współczynniki β_{Qi} oraz β_{qi} . Czytamy w normie: „Wartość współczynników dostosowawczych α_{Qi} , α_{qi} , i α_{qr} należy dobierać w zależności od przewidywanego ruchu oraz w zależności od klasy drogi. W razie braku określenia współczynnika należy je przyjmować za równe jedności”. Tu wprowadzono dolne ograniczenia: $\alpha_{Qi} \geq 0,8$ oraz $\alpha_{qi} \geq 1,0$.

Odnotujemy też niespójność tekstu normy [18], w której współczynniki dostosowawcze nie są w rzeczywistości wprowadzone we wzorach na kombinację obciążeń. Można by było uzupełnić w załączniku A2 do [20] opis w kombinacji np. następująco:

$$E_d = \text{extr} \left\{ \begin{array}{l} \left(\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} \right) + (\gamma_P P) + (\gamma_{Q,1} \psi_{0,1}(\alpha_{Q1}; \alpha_{q1}) Q_{k,1}) + \\ + \left(\sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i}(\alpha_{Qi}; \alpha_{qi}) Q_{k,i} \right) \\ \left(\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} \right) + (\gamma_P P) + (\gamma_{Q,1}(\alpha_{Q1}; \alpha_{q1}) Q_{k,1}) + \\ + \left(\sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i}(\alpha_{Qi}; \alpha_{qi}) Q_{k,i} \right) \end{array} \right. \quad (1)$$

który jednoznacznie wprowadza sklasyfikowane wartości obciążeń charakterystycznych.

Kolejna różnica między normami [18] i [19] polega na włączeniu nadwyżki dynamicznej do wartości obciążeń LM1 i LM2, zamiast stosowanego wcześniej współczynnika φ .

Są także podobieństwa. Norma obecna [18] nawiązuje do modelowania obciążenia mostów drogowych zastosowanego w normie [21] z 1966 r.

Analiza piśmiennictwa i uwagi dyskusyjne

Artykuł jest poświęcony próbie ustalenia odpowiedniości pomiędzy klasami obciążeń, które występowały w [19], a tymi z [18]. Ściśle biorąc w Eurokodzie nie ma mowy o klasach obciążenia, można tylko domniemywać, że współczynniki dostosowawcze prowadzą do podziału na klasy, mniej lub więcej podobne do klas w [19].

Prace nad obciążeniami Eurokodowymi mają bogatą bibliotekę, a w szczególności są wypełnione studiami prof. Mieczysława Rybaka [5–13], który w swej działalności inżynierskiej zajmował się definiowaniem obciążeń mostowych. Prowadził na bieżąco analizy porównawcze zestawiając powstające projekty obciążeń Eurokodowych z normą [19], we wszystkich istotnych aspektach wpływających na szacowanie nośności mostów. Zasadniczym elementem wszystkich porównań były, i są obecnie [2], [3], [15], [16], wartości ciężarów modeli pojazdów, a w konsekwencji klas obciążeń mostowych. Przez ponad 20 lat stosowania normy [19] przywykliśmy do klas obciążeń od E do A. Trzeba też podkreślić, że ta klasyfikacja ma wiele zalet w sensie technicznym i administracyjnym. Nowe obciążenia Eurokodowe wprowadzają istotną zmianę, cytując Rybaka [5] mamy: „Z przeprowadzonych analiz wynika, że skutki wywołane przez obciążenie obecnej klasy A według PN odpowiadają w przybliżeniu skutkom obciążenia według modelu nr 1 Eurokodu. Z obciążeń według klas D i E należałoby zrezygnować, gdyż nie mają odpowiedników w obciążeniach Eurokodu”. Tak jest, znikają nam przy projektowaniu nowych mostów odpowiedniki klas obciążeń D i F, a ponadto klasa obciążeń C i B. Jednakże takie mosty istnieją i ich nośność nie może być klasyfikowana jako „poza klasyfikacją”. Zatem, do czasu wzmocnienia lub wymiany tych obiektów, w tak czy inaczej zakamuflowanej formie, norma [19] w zakresie klas obciążeń będzie funkcjonować. Zaletą klasyfikowania od E do A było przypisanie klasom maksymalnych dopuszczalnych do ruchu ciężarów rzeczywistych pojazdów. Było to jasne przełożenie modelu φ , K , q na potrzeby administracji drogowej, z którego wynikało oznaczanie ograniczenia ruchu ciężkich pojazdów. Te zalety klasyfikacji z normy [19], jak się wydaje, powinny być przeniesione na pojazd LM1, przy czym należy mieć na uwadze zarówno Polskę jak i inne kraje UE.

W kontekście niniejszych rozważań należy przywołać niedawną publikację Janusza Rymszy [16], w której autor w sposób szczegółowy analizuje efekty oddziaływań obciążeń φ , K , q , zestawiając je z efektami od LM1. Wnioski są bardzo szczegółowe, a zastosowane miary porównań przyjęto z dokładnością do 1%, przy czym w analizach zastosowano metodę Courbona¹, która jest procedurą uproszczoną,

¹ Metoda Courbona znana w Polsce jako metoda sztywnej poprzecznicy; Courbon J. – *Calcul des ponts à poutres multiples solidarisées par des entretoises*, Annales des Ponts et Chaussées, mémoires et documents relatifs à l'art des constructions au service de l'ingénieur, 1940, vol. 17. pp. 293-322.

charakteryzowaną przez błąd względem metod bardziej dokładnych o minimum 5%. Trzeba jednak stwierdzić, pomijając wprowadzoną dokładność, że wnioski są trafne i wskazują możliwość transponowania obciążeń φ , K , q , na LM1. Ponadto należy uwzględnić ogólność rozważań w [16], gdzie przeanalizowano swobodnie podparte ustroje mostów płytowych i wielodźwigarowych o różnych rozpiętościach, aż do granicznej wartości $L_t = 90,0$ m. Rymsza rozpatruje wartości charakterystyczne obciążeń oraz obliczeniowe wg stanu granicznego EQU.

Uogólniając skrótowo rozbudowane wnioski sformułowane w [16] można uznać, że w przypadkach mostów średnich tj. o $L_t \approx 30,0$ m obciążenia LM1 powodują mniejsze wyężenia niż klasa obciążeń A. Przy dłuższych mostach jest odwrotnie.

Zmiana norm projektowania zawsze wywoływała dyskusje [14], także obecnie wprowadzenie Euronorm spowodowało debatę we wszystkich krajach członkowskich UE obejmującą oceny zbieżności lub rozbieżności dawnych norm narodowych w porównaniu z Eurokodami; [1].

Porównanie wstępne

Rozpocznijmy od zgrubnego oszacowania różnicy między obciążeniem φ , K , q dla klasy obciążeń A wg [19] – oznaczanych roboczo przez PN – oraz LM1 wg [18] – oznaczanych przez EN. W obu przypadkach pominięto obciążenia chodników. Oszacowanie polega na sprowadzeniu mostu do belki. Uwzględnia się charakterystyczne obciążenia równomierne w obszarze jezdni do wypadkowej gęstości liniowej w osi podłużnej mostu oraz w przypadku dystrybucji sił skupionych do wypadkowej umiejscowionej w środku mostu.

Szerokość jezdni przyjęto równą 6,0 m oraz współczynniki dostosowawcze $\alpha_{qr} = \alpha_{qi} = 1,0$. Mamy zatem następujące ciężary:

$$\begin{aligned} q_{(k)}^{PN} &= 4,0 \cdot 6,0 = 24,0 \text{ kN/m}, \\ q_{(k)}^{EN} &= (9,0 + 2,5) \cdot 3,0 = 34,5 \text{ kN/m}, \\ K_{(k)}^{PN} &= 8 \cdot 100 = 800 \text{ kN}, \quad \varphi K_{(k)}^{PN} = (1,35 - 0,005 \cdot L) \cdot 800 \text{ kN}, \\ Q_{(k)}^{EN} &= 600 + 400 = 1000 \text{ kN}. \end{aligned} \quad (2)$$

Stosując elementarne wzory na moment zginający wprowadzamy liniowe funkcje zmienności względem argumentów, którymi są obciążenia q oraz Q lub K . Stąd stwierdzamy, że proporcja momentów od tych obciążeń ma wartość stałą i wynosi odpowiednio:

$$\frac{M(q_{(k)}^{EN})}{M(q_{(k)}^{PN})} = \frac{34,5}{24,0} \approx 1,44 \quad \text{oraz} \quad (3)$$

$$\frac{M(Q_{(k)}^{EN})}{M(K_{(k)}^{PN})} = \frac{1000}{800} = 1,25, \quad \frac{M(Q_{(k)}^{EN})}{M(\varphi K_{(k)}^{PN})} = \frac{1,25}{\varphi}. \quad (4)$$

Odpowiednie zestawienie w stanie granicznym nośności (ULS) jest o tyle kłopotliwe, że w [18] należy sprawdzić 4 kombinacje w ULS, są to: EQU, STR, GEO, FAT. Wybieramy arbitralnie kombinację podstawową, [18], wzór (6.10), w której $\gamma_{cr} = 1,35$, a współczynniki kombinacji obciążeń $\psi = 1$, uznając że ta kombinacja generuje w konstrukcji swobodnie podpartej maksymalne momenty zginające. Tym razem otrzymujemy następujące wartości:

$$q_{(k)}^{PN} = 1,5 \cdot 24,0 = 36,0 \text{ kN/m},$$

$$q_{(k)}^{EN} = 1,35 \cdot 34,5 = 46,575 \text{ kN/m}, \quad (5)$$

$$K_{(k)}^{PN} = 1,5 \cdot 800 = 1200 \text{ kN}, \quad \varphi K_{(k)}^{PN} = (1,35 - 0,005 \cdot L) \cdot 1200 \text{ kN},$$

$$Q_{(k)}^{EN} = 1,35 \cdot 1000 = 1350 \text{ kN}.$$

a odpowiadające im proporcje momentów zginających przyjmują wartości:

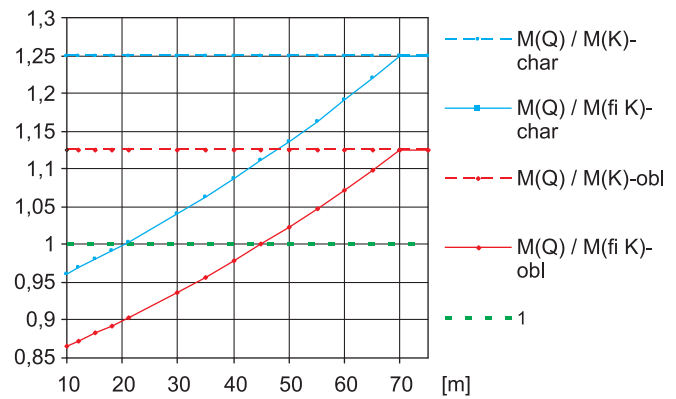
$$\frac{M(q_{(d)}^{EN})}{M(q_{(d)}^{PN})} = 1,44 \cdot \frac{1,35}{1,5} \approx 1,3 \quad \text{oraz} \quad (6)$$

$$\frac{M(Q_{(d)}^{EN})}{M(\varphi K_{(d)}^{PN})} = 1,25 \cdot \frac{1,35}{1,5} \cdot \frac{1}{\varphi} = \frac{1,125}{\varphi} \quad (7)$$

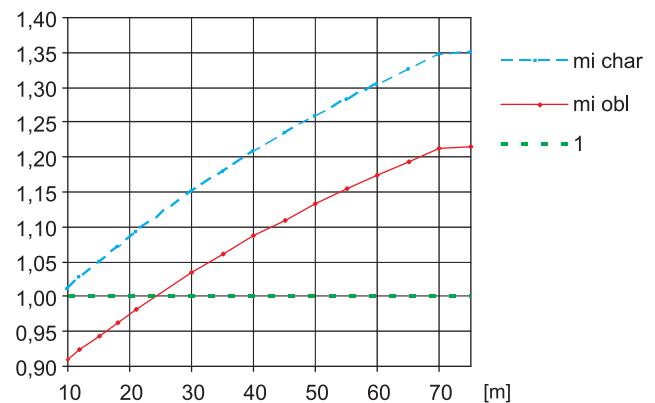
Przejdźmy teraz do uwzględnienia współczynnika dynamicznego zgodnie z normą [19]. Tu od razu napotykamy trudność, która istniała przez cały czas obowiązywania normy, a wynikała ona z braku dostatecznej precyzji definiowania obciążeń w stanie granicznym użyteczności (SGU). Chodzi mianowicie o to, czy w SGU stosować obciążenie $\varphi \cdot K$ czy też tylko K ? Nie mamy, jak pokazuje praktyka, dość wyraźnej wskazówki. W normie [19] zapisano: *Obciążenie K należy stosować ze współczynnikiem dynamicznym wg 6.3.2.*, przy czym w punkcie 6.3.2. znajdujemy odpowiednią regułę matematyczną z opisem oraz specyfikację elementów i stanów, dla których współczynnik może być pominięty. Nie rozróżnia się przytem stanów granicznych. W *Komentarzu do normy PN-85/S-10030* [14], czytamy dodatkowo o tendencji traktowania współczynnika dynamicznego jako dodatkowego współczynnika bezpieczeństwa. Ale, jeśli będziemy czytać popularny i przeznaczony również dla studentów podręcznik *Podstawy projektowania budowli mostowych* [4], to tam na str. 380 napisano: *współczynnika dynamicznego nie stosuje się również przy sprawdzaniu stanów granicznych użyteczności: ugięć, rozwarości rys.* Dodatkowo przy opisie stosowania ciągnika K pominięto zacytowany powyżej fragment mówiący o konieczności stosowania K ze współczynnikiem φ . Autorzy podręcznika [4] są uznanymi specjalistami mostowymi, o dużej praktyce diagnozowania i projektowania obiektów mostowych, w konsekwencji prosta pomyłka jest wykluczona. Mieli zatem przesłanki, aby taką interpretację przejścia $\varphi K_{(k)} \rightarrow K_{(k)}$ umieścić w podręczniku. Z drugiej strony autorom niniejszego artykułu zdarzyło się obserwować rozwarcie rysy także podczas przejazdu ciężkiego pojazdu przez most, na pewno o działaniu dynamicznym, a zatem dopuszczalna jest interpretacja $\varphi K_{(k)}$. Dodatkowo ta ostatnia jest zgodna z [19].

Powyższa uwaga pokazuje jak ważne jest jasne i jednoznaczne sformułowanie treści norm, po to by proste podstawowe stany nie były przedmiotem akademickich dociekań, a służyły jako sprawne narzędzie w projektowaniu. Dodajmy, że norma [19] jest zredagowana o wiele lepiej niż Eurokod.

Uwzględnienie współczynnika dynamicznego φ zmienia funkcję proporcji momentów od ciągników Q i K ze stałej na zależność hiperboliczną. W interesującym nas przedziale monotoniczność jest bliska liniowej. Porównanie momentów zginających przy wartości współczynnika dynamicznego zmieniającego się od 10 m do 70 m przedstawiono na rysunku 1.



Rys. 1. Porównanie momentów od Q_i i φK



Rys. 2. Porównanie momentów sumarycznych od Q_i , q_i i φK , q

Nawet po tak uproszczonej analizie można wyciągnąć wnioski jakościowe dotyczące momentów sumarycznych tj. od obciążeń równomiernych q i skupionych K lub Q . Wprowadźmy następujące miary:

$$\mu_{(k)} = \sqrt{\frac{M(Q_{(k)}^{EN}) + M(q_{(k)}^{EN})}{M(\varphi K_{(k)}^{PN}) + M(q_{(k)}^{PN})}} \quad \text{oraz} \quad \mu_{(d)} = \sqrt{\frac{M(Q_{(d)}^{EN}) + M(q_{(d)}^{EN})}{M(\varphi K_{(d)}^{PN}) + M(q_{(d)}^{PN})}} \quad (8)$$

Obraz zmienności powyższych miar ilustrują tabela 1 i wykres zamieszczony na rysunku 2.

Tabela 1. Wartości momentów zginających i ich proporcje

Lp.	L [m]	M_q [kNm]	M_K [kNm]	φ	$M_{\varphi K}$ [kNm]	M_q [kNm]	M_Q [kNm]	$\mu_{(k)}$	$\mu_{(d)}$
1	10	300,0	2000,0	1,30	2600,0	431,3	2500,0	1,01	0,91
2	15	675,0	3000,0	1,28	3825,0	970,3	3750,0	1,05	0,94
3	21	1323,0	4200,0	1,25	5229,0	1901,8	5250,0	1,09	0,98
4	30	2700,0	6000,0	1,20	7200,0	3881,3	7500,0	1,15	1,03
5	40	4800,0	8000,0	1,15	9200,0	6900,0	10000,0	1,21	1,09
6	50	7500,0	10000,0	1,10	11000,0	10781,3	12500,0	1,26	1,13
7	60	10800,0	12000,0	1,05	12600,0	15525,0	15000,0	1,30	1,17
8	70	14700,0	14000,0	1,00	14000,0	21131,3	17500,0	1,35	1,21
9	75	16875,0	15000,0	1,00	15000,0	24257,8	18750,0	1,35	1,21

Analizując przebiegi krzywych na wykresach można wyciągnąć podobne wnioski jak w pracy [16]. W zakresie obciążeń charakterystycznych przy porównaniuciągników punktem równości jest rozpiętość ~20 m, w przypadku sumarycznych wartości adekwatna rozpiętość znajduje się poniżej 10 m. Przypadku obciążeń o wartościach obliczeniowych równość efektów-momentów zginających odciągników to długość mostu ~45 m, a przy porównaniu momentów sumarycznych od obciążeń jezdni jest to ~25 m.

Analiza uściślona

Przejdźmy teraz do wyznaczenia proporcji momentów uzyskanych metodą uściśloną, tj. przy zastosowaniu modelowania numerycznego konstrukcji. Do tego celu wykorzystano standardowe oprogramowanie Robot² stosując czterowęzłowe elementy płytowe. Robot jest w powszechnym użyciu w biurach projektowych i odpowiada obecnie przeciętnemu, a więc typowemu, sposobowi analizy konstrukcji budowlanych, także mostowych.

Pomija się ciężary własne ustroju nośnego mostów z tej prostej przyczyny, że o ile do rozpiętości ~20 m z powodzeniem stosowany jest żelbet, to powyżej tej rozpiętości ekonomiczne są rozwiązania z konstrukcjami sprężonymi. Wtedy szacowanie ciężarów ustroju nośnego może być różne od orientacyjnych wzorów wiążących proporcje h/L . Pomija się także duże rozpiętości, ograniczając rozważania do maksimum 45 m, a to z tej przyczyny, że przy dużych rozpiętościach ciężary stałe są dominującym obciążeniem i w konsekwencji ciężary użytkowe spełniają rolę drugoplanową, a celem rozważań są jednak obciążenia użytkowe.

Konsekwentnie, w dalszym ciągu stosujemy kombinację podstawową [18], (6.10), która w rachunkach, przy pominięciu: obciążenia tłumem pieszych, ciężarów stałych i „innych oddziaływań”, ulega redukcji do grupy obciążeń gr1a, [3], wg wzoru³:

$$E_d^{ULS} = \left(\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} \right) + (\gamma_P P) + (\gamma_{Q,1} Q_{k,1}) + \left(\sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right) \rightarrow \gamma_{Q,1} Q_{k,1} = \gamma_{Q,1} (\alpha_{Qi} TS + \alpha_{qi} UDL). \quad (9)$$

W stanie granicznym użyteczności (SLS) wykorzystano kombinację charakterystyczną [18], wzór (6.14b):

$$E_d^{SLS} = \left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \right) + (P) + (Q_{k,1}) + \left(\sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right) \rightarrow \alpha_{Qi} TS + \alpha_{qi} UDL \quad (10)$$

Mimo że w prowadzonym zadaniu z założenia pominięto rzeczywiste wymiary ustroju nośnego, to istnieje możliwość wyznaczenia proporcji między ugięciami wg PN a EN. Pamiętając, że można stosować przybliżony wzór, szacujący maksymalne ugięcie od strony bezpiecznej, wg relacji:

² Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2011 Multilingual 32bit (wersja edukacyjna)

³ Ten sam efekt otrzymujemy, gdy rozpatrywana jest zredukowana wg powyższego opisu, kombinacja STR wg [18], wzór (6.10b).

$$u \approx \frac{5}{48} \frac{M_{(k)}(L_t)^2}{EJ}, \quad (11)$$

i poszukując proporcji ugięć tej samej konstrukcji sprowadzamy zagadnienie do stosunku wartości maksymalnych momentów zginających:

$$\frac{u_{EN}}{u_{PN}} = \frac{M_{(k)EN}}{M_{(k)PN}}, \quad (12)$$

a to spełnia kryteria prowadzonych tu rozważań.

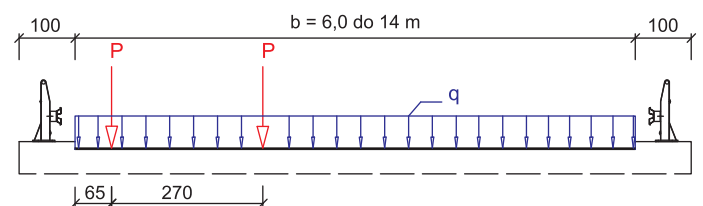
Wobec znacznego zróżnicowania parametrów transportowych na polskich mostach należy dodatkowo zaweznać analizę do sytuacji miarodajnych. Przyjęto, że argumentami prowadzonego zadania są:

- rozpiętość ustroju nośnego – $L_t \in \{9,0; 15,0; 21,0; 36,0; 45,0\}$ m,
- szerokość jezdni – $b \in \{6,0; 14,0\}$ m,
- wartości współczynników dostosowawczych $\alpha_{Qi} \in \{0,8; 1,0; 1,2\}$ oraz $\alpha_{qi} = 1,0$.

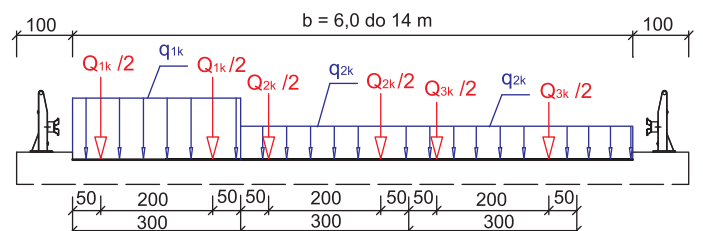
Włączenie wartości współczynnika dostosowawczego $\alpha_{Qi} = 1,2$ jest przejawem myślenia w kontekście zrównoważonego budownictwa i choć dziś jest to wariant właściwie fikcyjny, to przyszłość będzie związana ze wzrostem obciążeń drogowych. Obciążenia wg [19] w SGN uwzględniają wartości częściowych współczynników bezpieczeństwa podanych w [19].

Porównanie efektów spowodowanych obciążeniami przeprowadzono przez zestawienie wartości maksymalnych momentów zginających w obszarach największych wyteżeń. Zastosowano model płytowy ustroju nośnego. Obciążenia skupione wprowadzono bez rozkładu na gęstości powierzchniowe w obszarach kontaktów, a obciążenia równomierne w sposób zwyczajny. Pominięto obciążenia spowodowane ruchem pieszych.

Na rysunkach 3 i 4 zaznaczono schematycznie modele ciężarów pojazdów wg [18] i [19] w przekroju poprzecznym mostu.



Rys. 3. Obciążenie wg PN-85/S-10030 (klasa obciążeń A: $P_{(k)} = 100$ kN, $q_{(k)} = 4$ kN/m², klasa B: $P_{(k)} = 75$ kN, $q_{(k)} = 3$ kN/m²)



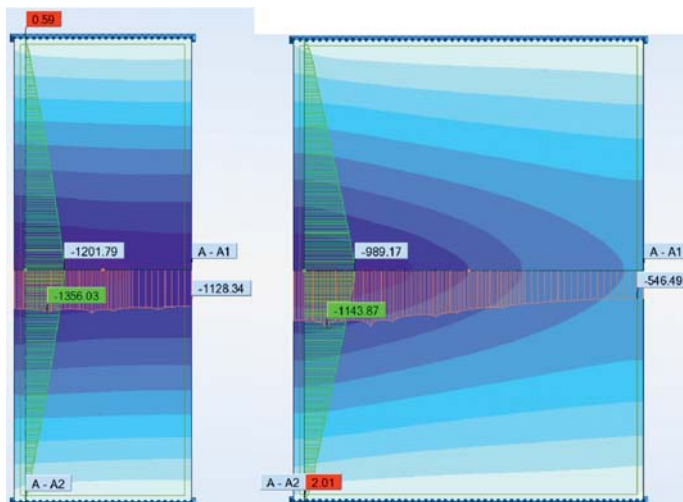
Rys. 4. Obciążenie wg PN-EN 1991-2 ($Q_{1k} = 600$ kN, $Q_{2k} = 400$ kN, $Q_{3k} = 200$ kN, $q_{1k} = 9$ kN/m², $q_{2k} = 2,5$ kN/m²)

W przypadku rozpiętości 9 m zastosowano model samochodu jako dwie osie, stąd na rysunku 4 w miejsce $Q_{ik}/2$ wystąpiło $Q_{ik}/4$.

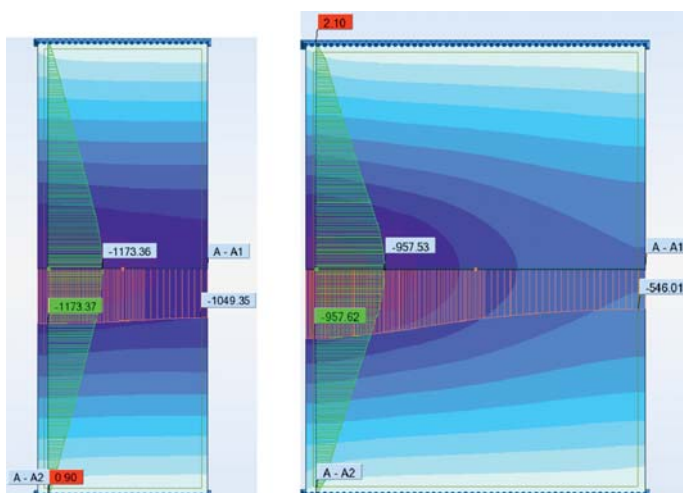
W rezultacie przeprowadzonych obliczeń uzyskano obrazy dystrybucji przęsłowych momentów zginających, przy czym z racji oczywistych ograniczeń zamieszczamy jako przykładowe mapy tylko w przypadku $L_t = 21$ m.

Na rysunkach 5 i 6 obserwujemy efekty dokładności analiz numerycznych w postaci niewielkich różnic wyświetlanych rzędnych lub residualnych wartości w miejscach podparcia przegubowego. Na rysunku 6 występują zaburzenia gładkości wykresu, będące numerycznym rezultatem osobliwości przyłożenia sił skupionych. Widoczne piki mają postać impulsu Diraca, tj. taką że przy kolejnym zagęszczaniu lokalnym siatki wartości w tych punktach będą rosły przy jednoczesnym zawężaniu szerokości podstawy. Zaburzenia myślowo pomijamy.

Odnotujmy od razu na wstępie fakt, że w przypadku mostu o szerokości $B = 8$ m zmienność momentu zginającego



Rys. 5. Rozkłady przęsłowych momentów zginających obliczeniowych [kNm] wg PN-85/S-10030 w przypadkach szerokości ustroju nośnego odpowiednio: $B = 6$ m i $B = 16$ m



Rys. 6. Rozkłady przęsłowych momentów zginających obliczeniowych [kNm] wg PN-EN 1991-2 w przypadkach szerokości ustroju nośnego odpowiednio: $B = 6$ m i $B = 16$ m

w przekroju poprzecznym jest niewielka, a w przypadku LM1 z dobrą dokładnością jest to funkcja w zasadzie stała, można zatem bez przeszkód takie przypadki analizować jako belki. Natomiast w moście szerokim, $B = 16$ m, omawiana zmienność dystrybucji jest zbliżona do liniowej, a w konsekwencji można tu z powodzeniem stosować metodę Courbona, dotyczy to w szczególności przypadku LM1.

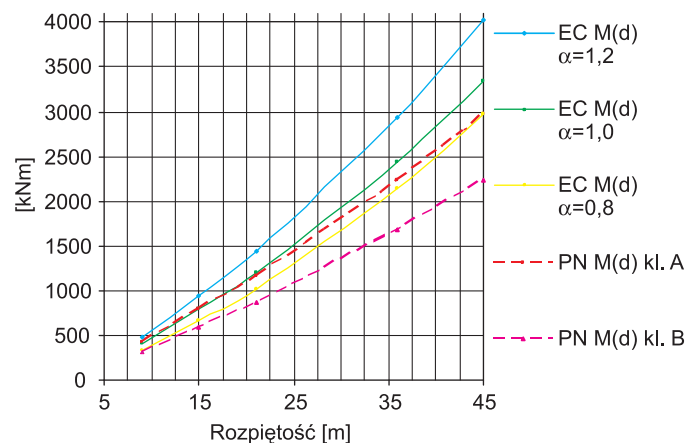
Pełne wyniki analiz zamieszczono na rysunkach 7–10, przy czym porównania obejmują dwa aspekty:

- stany graniczne: nośności i użyteczności oraz
- dwie szerokości ustrojów nośnych.

Liniami przerywanymi oznaczono rezultaty dotyczące normy [19] – skrót PN, linie ciągłe dotyczą normy [18] – EN.

Po przestudiowaniu wykresów stwierdzono, że:

- obciążenie LM1 z mnożnikiem $\alpha_Q = 1,2$ odbiega znacząco od obciążeń normowych [19] we wszystkich rozpatrywanych aspektach,
- momenty obliczeniowe i charakterystyczne w przypadku klasy B są wyraźnie mniejsze od tych od obciążenia LM1 przy różnych klasach,
- na rysunku 7, gdzie rozpatrywane są efekty obliczeniowe przy $B = 8$ m, w przedziale rozpiętości od 9 do 25 m klasa obciążenia A odpowiada LM1 ze współczynnikiem dostosowawczym $\alpha_Q = 1,0$; w przedziale rozpiętości od 25 do 40 m obciążenie wg klasy A powoduje efekty większe niż LM1, $\alpha_Q = 0,8$, powyżej 40 m następuje zrównanie klasy A z LM1, $\alpha_Q = 0,8$;

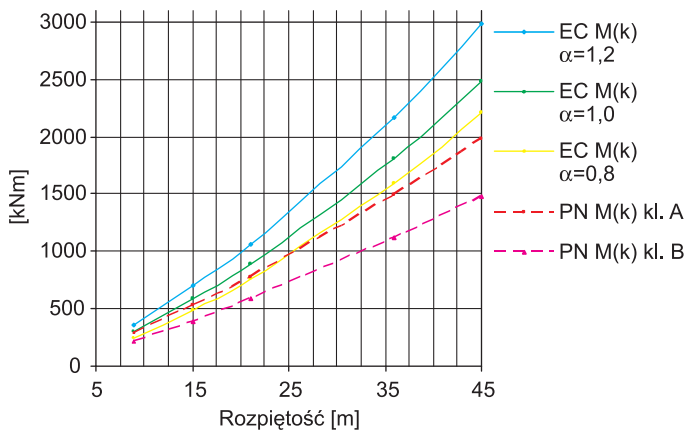


Rys. 7. Porównanie momentów $M_{(d)}$: $B = 8$ m wg PN i EN

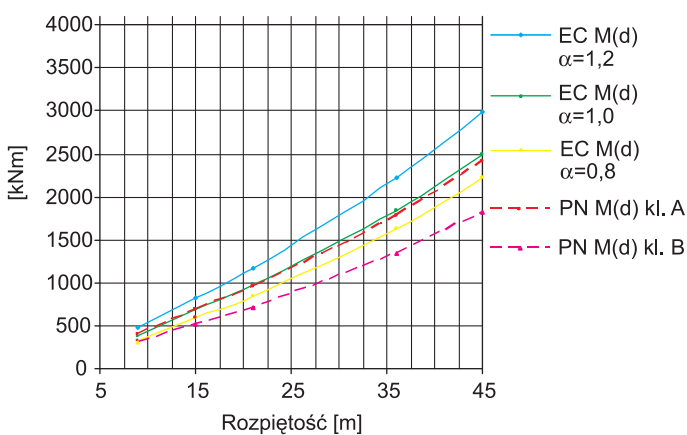
- na rysunku 8, przy obciążeniach charakterystycznych i $B = 8$ m, klasa obciążeń A powoduje w przedziale rozpiętości od 9 do 25 m momenty nieznacznie większe lub równe LM1, $\alpha_Q = 0,8$, powyżej odciętej 25 m momenty od klasy A są mniejsze.

W przypadku mostów szerokich, $B = 16$ m, wnioski są prostsze:

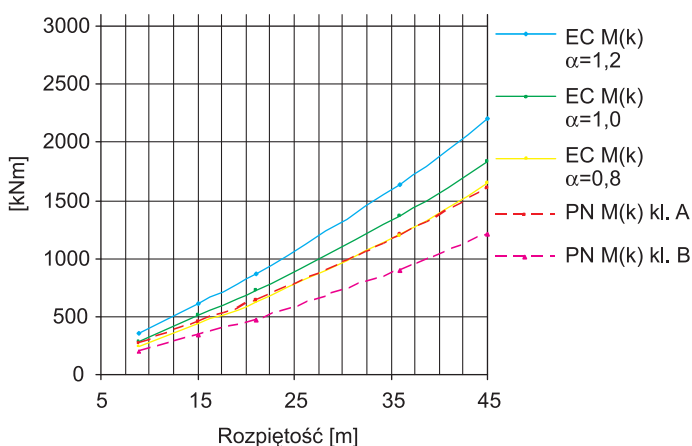
- rysunek 9 – efekty obliczeniowe wg klasy obciążeń A są zbieżne z efektami od LM1, $\alpha_Q = 1,0$, przy czym zbieżność ma cechę relacji \leq ,
- efekty charakterystyczne od klasy A są zbieżne do LM1, $\alpha_Q = 0,8$ (rys. 10), przy czym w przedziale od 9 do 15 m zbieżność jest od góry, a powyżej od dołu.



Rys. 8. Porównanie momentów $M_{(k)}$: $B = 8$ m wg PN i EN



Rys. 9. Porównanie momentów $M_{(d)}$: $B = 16$ m od PN i EN



Rys. 10. Porównanie momentów $M_{(k)}$: $B = 16$ m od PN i EN

Wprowadźmy dodatkowo, także za pomocą wykresów procentowe oszacowanie proporcji momentów obliczeniowych wyznaczonych wg [18] do uzyskanych wg [19]; (rys. 11).

Z wykresów wynika, że na pewno klasa A wg [19] przewyższa klasę LM1, $\alpha_Q = 0,8$ w całym rozpatrywanym zakresie, tak samo jak to, że klasa B nie odpowiada LM1, $\alpha_Q = 0,8$ z niedoborem od 8 do 23 %.

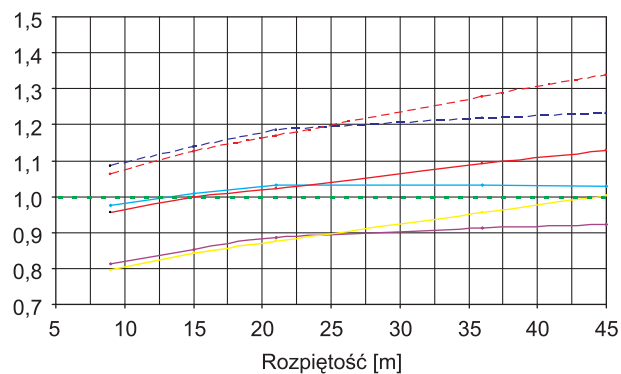
W przypadku mostów o szerokości $B = 8$ m do rozpiętości ~ 15 m, klasa A odpowiada LM1, $\alpha_Q = 1,0$ z zapasem maksimum 5%.

Podobnie jest w przypadku mostu o szerokości $B = 16$ m, ale w tym przypadku rozpiętość graniczna to ~ 12 m i zapas w granicach 2–3%. Natomiast niedobór nośności przy rozpiętościach powyżej 12 m jest niewielki i wynosi $\sim 3\%$.

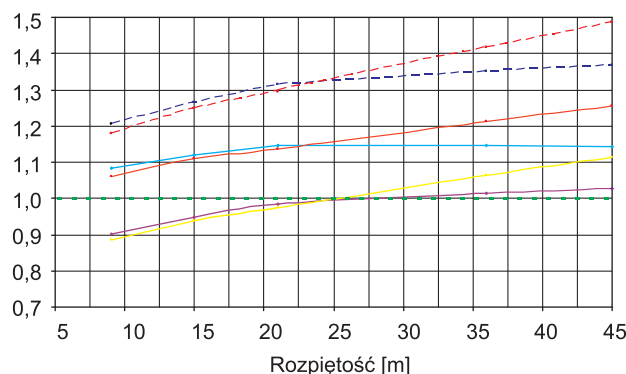
Na rysunku 12 na podstawie wzoru (12) oszacowano proporcje ugięć. Każda z zaprezentowanych krzywych wyrażających zestawienie LM1, $\alpha_Q = 1,0$ do klasy obciążeń A oraz LM1, $\alpha_Q = 0,8$ do klasy B mają wartości powyżej jedności, a to oznacza, że w rozpatrywanych wariantach ugięcia wyznaczone wg wzoru (11) i wg normy [19] są mniejsze od odpowiednich ugięć spowodowanych obciążeniem LM1, przy czym najmniejszy niedobór wynosi od 6 do 8%.

Przy $B = 8$ m, podstawowa proporcja tj. $u_{EN;\alpha_Q=1}/u_{PN;kl.A}$ zmienia się niemal liniowo od 1,06 do 1,25. W przypadku $B = 16$ m, na odcinku odciętej od 9 do 21 m zmienność jest liniowa od 1,09 do 1,15, by w pozostałym obszarze dziedziny przejść w przybliżeniu w funkcję stałą.

Drugi z zaprezentowanych wariantów tj. $u_{EN;\alpha_Q=0,8}/u_{PN;kl.B}$ co do przebiegu zmienności jest bardzo zbliżony z tą jednak róż-



Rys. 11. Proporcja momentów zginających obliczeniowych ($M_{(d) EC}$) / ($M_{(d) PN}$) odpowiednio wg [18] i [19]



Rys. 12. Oszacowanie proporcji ugięć ($M_{(k) EC}$) / ($M_{(k) PN}$) wg [18] do ugięć wg [19]

nią, że wartości funkcji są znacznie większe i zmieniają się od 1,18 do 1,49.

Wynika stąd ogólny wniosek, że analizując ugięcia rezultaty wg [19] i klasy A tylko w przedziale rozpiętości do 15 m są, z dokładnością do 10%, zbliżone od dołu do ugięć wg [18].

Ostatnie dwie linie, wg legendy, dotyczą porównania klasy A z LM1, $\alpha_Q = 0,8$. Jak widać z rysunku 12 stan SLS jest o wiele ostrzejszy niż ULS i w konsekwencji klasa A spełnia kryteria bezpieczeństwa do rozpiętości ~25 m zarówno przy szerokości $B = 8$ m jak i przy $B = 16$ m, przy czym zapas w przypadku rozpiętości równej 9 m wynosi 10–12%.

Podsumowanie

Z porównania obliczeniowych momentów zginających wynika, że dawna klasa obciążeń A mieści się, w zależności od rozpiętości mostu, między LM1 przy $\alpha_Q = 1$ a LM1 przy $\alpha_Q = 0,8$. Zbieżność obu typów obciążeń tj. A i LM1, $\alpha_Q = 1$ w przypadku mostów o szerokości $B = 8$ m występuje między 20 a 25 m. Ta sytuacja jest o tyle szczęśliwa, że statystyczna długość mostu w Polsce oscyluje w granicach 20 m. Mamy zatem stan, w którym większość mostów zaprojektowanych na klasę A odpowiada także podstawowemu obciążeniu LM1, $\alpha_Q = 1$.

Porównanie zmienności momentów zginających charakterystycznych prowadzi do wniosku, że klasa A dla mostów do 25 m rozpiętości odpowiada LM1, $\alpha_Q = 0,8$, powyżej tej odciętej dominuje LM1, $\alpha_Q = 0,8$. 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. Tu spełnienie reguł granicznych może nastęrczać trudności.

Podstawowe pytanie to: czy należy, w miarę dokładnie, tworzyć system przeliczania dawnych klas obciążeń na nowe? Zdaniem autorów niniejszego artykułu – nie należy, a to przynajmniej z dwóch powodów:

1. W praktyce projektowania przebudowy istniejącego mostu ze wzmocnieniem zawsze dokonuje się przeliczenia nośności obiektu wg aktualnych przepisów normowych.

2. W powszechnym użyciu jest tzw. *Instrukcja do określania nośności użytkowej drogowych obiektów mostowych* [16]. Jest to dokument, który wywołał „drugi obieg” polegający na równoległym klasyfikowaniu mostów w sposób skrócony. Podstawą zawartych tam treści jest założenie o rozpatrywaniu pojazdów, które z dobrym przybliżeniem odpowiadają pojazdom rzeczywistym, jednakże nie odpowiadały obciążeniom z normy [19]. Pomimo tej niespójności zaczęto kojarzyć występujące w [16] obciążenie S42 z możliwością dopuszczenia do ruchu pojazdów o masie 42 t. Takie zapisy zaczęły się pojawiać w *Książkach obiektów mostowych*. Obiekt o takiej charakterystyce, mały most w miejscowości Hostynne, w ciągu drogi krajowej był przedmiotem zamówienia na projekt przebudowy ze wzmocnieniem. W specyfikacji zamówienia podano, że most należy sprawdzić stosując normę [19] i instrukcję [16]. Pomijając złożoność logiczną postawionego zadania, nadarzyła się okazja porównania obu przepisów wyznaczania nośności. Zgodnie z podejrzeniami instrukcja [16] prowadziła do istotnie mniejszych nośności niż norma [19].

Praktyka definiowania ruchu drogowego na mostach polega na wprowadzaniu równoważnych statystycznie modeli

obciążeniom rzeczywistym. W zakresie postawionych kryteriów mogą powstawać różne modele. Te z którymi mieliśmy i mamy do czynienia odbiegają od rzeczywistych pojazdów na mostach. Tak mieliśmy w [21], [19] i tak jest w [18]. Z jednej strony zaproponowane modele prowadzą do uproszczeń, ale gdyby np. trzeba było wyznaczyć odpowiedź dynamiczną mostu na obciążenie rzeczywiste, to stajemy przed dylematem co to jest obciążenie rzeczywiste?

Bibliografia

- [1] Iles D. C., *Composite highway bridge design: Worked Examples in accordance with Eurocodes and the UK National Annexes*, The Steel Construction Institute, Silwood Park Ascot, Berkshire, 2011
- [2] Jankowiak I., Siekierski W., *Obciążenia stałe i obciążenia taborem drogowym wg PN-EN*, Współczesne metody budowy, wzmocnienia i przebudowy mostów, XX seminarium Poznań-Rosnówko, 01-02.06.2010
- [3] Karlikowski J., Madaj A., *Ogólne zasady ustalania oddziaływania na mosty wg PN-EN 1990:2004*, Współczesne metody budowy, wzmocnienia i przebudowy mostów, XX seminarium Poznań-Rosnówko, 01-02.06.2010
- [4] Madaj A., Wołowicki W., *Podstawy projektowania budowli mostowych*, WKŁ Warszawa 2003, 2009
- [5] Rybak M., *Porównanie skutków normowych obciążeń ruchomych mostów drogowych wg PN-85/S-10030 (schemat $\phi K+q$) i ENV 1991.3 rozdział 4 (model nr 1 Eurokodu)*, Prace Instytutu Badawczego Dróg i Mostów, nr 1–2, Warszawa 1998, s. 123-175
- [6] Rybak M., *Relacje wzajemne momentów zginających obciążeń ruchomych wg modelu nr 1 Eurokodu 1.3 i klasy najwyższej PN-85/S-10030 i DIN 1072*, Współczesne metody wzmocnienia i przebudowy mostów, VIII seminarium, Poznań 9-10.06.1998, s. 184-190
- [7] Rybak M., *Ruchome obciążenia normowe w niektórych państwach przed Eurokodami*, Współczesne metody wzmocnienia i przebudowy mostów, IX seminarium, Poznań 8-9.06.1999, s. 181-185
- [8] Rybak M., *Mity i prawda o normowych obciążeniach ruchem dróg i mostów*, Drogownictwo, nr 9, Warszawa 2000, s. 273-279
- [9] Rybak M.: *Przydatność klasy A wg PN-85/S-10030 do nowych zadań obronnych*, Współczesne metody wzmocnienia i przebudowy mostów, X seminarium, Poznań 6-7.06.2000, s. 216-225
- [10] Rybak M., *Jednoczesność skutków obciążeń zmiennych według EN 1990*, Współczesne metody wzmocnienia i przebudowy mostów, XI seminarium, Poznań 26-27.06.2001, s. 143-151
- [11] Rybak M., *Skutki jednoczesnych stałych działań obciążających i odciążających według EN 1990*, Współczesne metody wzmocnienia i przebudowy mostów, XI seminarium, Poznań 26-27.06.2001, s. 152-162
- [12] Rybak M., *Perypetie językowe przyswajania Eurokodów*, Współczesne metody wzmocnienia i przebudowy mostów, XIII seminarium, Poznań 17-18.06.2003, s. 230-240
- [13] Rybak M., *Kilka uwag do Eurokodów*, Współczesne metody wzmocnienia i przebudowy mostów, XIII seminarium, Poznań 17-18.06.2003, s. 241-248
- [14] Rybak M., *Obciążenia mostów. Komentarz do normy PN-85S-10030*, WKiŁ, 1989, ISBN 83-206-0806-6
- [1] Rymśza J.: *Analiza porównawcza obciążenia obiektów mostowych według normy polskiej i prenormy europejskiej*, Współczesne metody wzmocnienia i przebudowy mostów, X seminarium, Poznań 6-7.06.2000, s. 226-231
- [15] Rymśza J., *Analiza nośności normowej drogowych obiektów mostowych, wyznaczonej według z PN-85/S-10030 i PN-EN 1991-2*, Współczesne metody budowy, wzmocnienia i przebudowy mostów, XX seminarium Poznań-Rosnówko, 01-02.06.2010
- [16] Rymśza J. i zespół z IBDiM, *Instrukcja do określania nośności użytkowej drogowych obiektów mostowych*, Załącznik do Zarządzenia Nr 17 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 1 czerwca 2004 roku
- [17] PN-EN 1991-20. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 2: Obciążenia ruchome Mostów
- [18] PN-85/S-10030 Obiekty mostowe. Obciążenia
- [19] PN-EN 1990/A2. Eurokod. Podstawy projektowania konstrukcji
- [20] PN- 66/B-02015. Mosty, wiadukty i przepusty. Obciążenia i oddziaływanie ■