

## WPLYW ROZWIĄZAŃ KONSTRUKCYJNYCH NA SZTYWNOŚĆ PRZESEŁ PREFABRYKOWANYCH<sup>1</sup>

Radosław OLESZEK\*, Wojciech RADOMSKI\*\*

\* Instytut Dróg i Mostów Politechniki Warszawskiej

\*\* Katedra Geotechniki i Budowli Inżynierskich Politechniki Łódzkiej

Początki krajowej prefabrykacji w mostownictwie sięgają lat 50-tych XX wieku. Okres intensywnej budowy przeseł prefabrykowanych przypada na lata 70-te i 80-te XX w. Część z nich nie przetrwała próby czasu. Niektóre rozwiązania udoskonalono i są stosowane do dziś, a w ostatnich 15-tu latach opracowano nowe systemy prefabrykacji. W niektórych współczesnych rozwiązaniach wyeliminowano najsłabsze ogniwa przeseł prefabrykowanych wznoszonych w II połowie XX w.

W ustrojach z belek prefabrykowanych istotny jest sposób wykonstruowania przęsła zapewniający jego sztywność poprzeczną. Dąży się do uzyskania jak najbardziej równomiernego rozdziału obciążenia na belki główne. Sztywność poprzeczna zależy nie tylko od geometrii przęsła i przyjętych cech wytrzymałościowych materiałów i czasami wynika z konkretnych rozwiązań szczegółów konstrukcyjnych.

W pracy przeanalizowano wpływ wybranych rozwiązań konstrukcyjnych i geometrycznych wiaduktów drogowych z belek prefabrykowanych pod kątem rozdziału obciążenia na dźwigary główne. Omówiono konsekwencje ich zastosowania w aspekcie projektowania i trwałości ustrojów.

Słowa kluczowe: belki prefabrykowane, sztywność przeseł, modelowanie mostów, rozdział poprzeczny obciążenia.

### 1. WPROWADZENIE

Część z systemów prefabrykacji z końca XX wieku nie przetrwała próby czasu [1, 9]. Niektóre rozwiązania okazały się użyteczne i w nieco zmodyfikowanej formie funkcjonują do dziś [14]. Na początku XXI wieku wdrożono nowe systemy prefabrykacji [2, 3, 11, 13]. Na podstawie dotychczasowych doświadczeń z eksploatacji obiektów prefabrykowanych, można stwierdzić, że istotny jest sposób ukształtowania przekroju w aspekcie sztywności poprzecznej przęsła.

Sztywność poprzeczna przeseł z belek prefabrykowanych, a ściślej relacje sztywności podłużnej  $EJ_x$  i poprzecznej  $EJ_y$ , decyduje o dystrybucji obciążeń na

---

<sup>1</sup> DOI 10.21008/j.1897-4007.2017.24.18

poszczególne dźwigary (belki) główne. Wpływa na występujące w nich momenty zginające, siły poprzeczne i ugięcia oraz reakcje. W mostach betonowych, z uwagi na relatywnie krępe przekroje belek głównych, występuje również niewielki wpływ sztywności skrętnej dźwigarów na rozdział poprzeczny obciążenia. Sztywności te zależą od przyjętej geometrii przęsła (rozstaw dźwigarów, grubość płyty pomostu) i szczegółowych rozwiązań konstrukcyjnych (zamki, żelbetowe, liczba i sztywność poprzecznic lub ich brak).

W pracy przeanalizowano wpływ wybranych rozwiązań konstrukcyjnych i geometrycznych wiaduktów drogowych z belek prefabrykowanych, warunkujących sztywność podłużną i poprzeczną przęseł pod kątem rozdziału obciążenia na dźwigary główne. Omówiono konsekwencje zastosowania wybranych rozwiązań w kontekście projektowania i trwałości ustrojów.

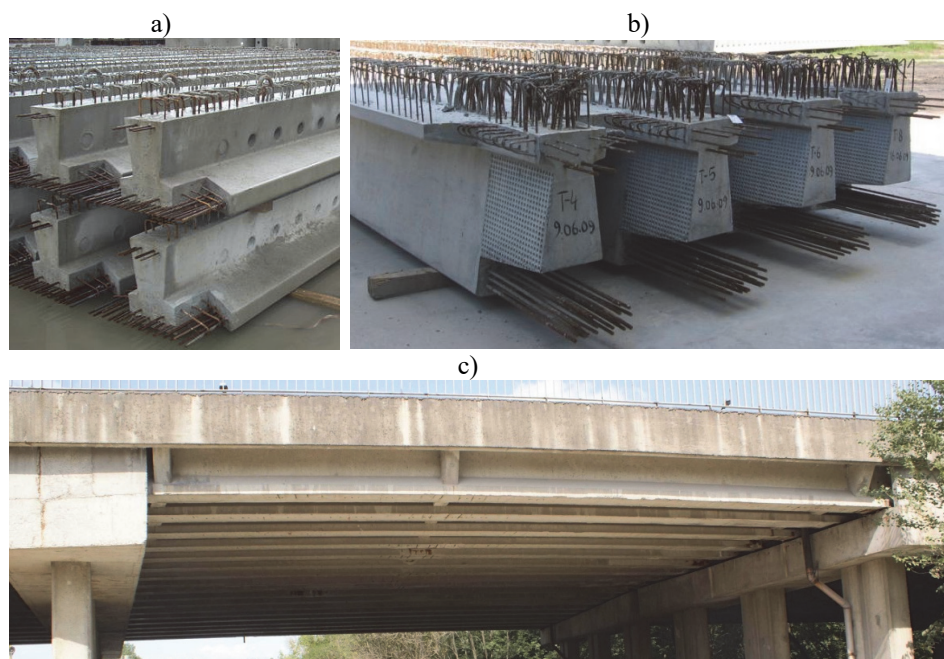
## 2. ROZWIĄZANIA KONSTRUKCYJNE PRZĘSEŁ

W tabeli 1 zestawiono popularne systemy prefabrykacji stosowane pod koniec XX wieku i współcześnie wraz z krótką charakterystyką.

Tabela 1. Charakterystyka wybranych systemów prefabrykacji

L.p.	System	Opracowanie systemu	Rozpiętość przęsła [m]	Wysokość belki [cm]	Beton	Schematy statyczne
1	Belki „Płońsk”	Transprojekt Warszawa 1970 i 1975 r., Transprojekt Kraków 1987 r.	15÷24	84÷110	B45 B50	wolnopodparte, uciągłone pozornie, ciągłe
2	Belki Kujan	Transprojekt Gdańsk 1993, 2005 r.	9÷18	48÷75	B35 B40	wolnopodparte, ciągłe, ramowe
3	Kujan NG	Transprojekt Warszawa 2004 r.	12÷18	55÷75	B50	wolnopodparte, ciągłe, ramowe
4	Belki typu T	Mosty-Łódź, 2002, 2005, 2010 r.	12÷30	60÷110	B45 B60	wolnopodparte, ciągłe, ramowe, integralne
5	Belki typu GT	GTI Warszawa, 2010 r.	18÷31	105÷125	B60	wolnopodparte, ciągłe
6	Belki typu IG	Ergon, Mszczonów, 2009	9÷42	60÷180	B60 B75	wolnopodparte

W latach 70-tych i 80-tych na masową skalę budowano wiadukty drogowe z belek typu „Płońsk” (rys. 1c) [12]. Prefabrykaty w kształcie litery T z poszerzoną dolną częścią środka łączone były za pomocą zamków (styków) żelbetowych o szerokościach 30÷50 cm. Jako stężenia belek stosowano w początkowej fazie prefabrykowane trójkątne poprzecznicę, spawane do marek zakotwionych w prefabrykat, a później również prostokątne belki monolityczne, ze zbrojeniem przepięcionym przez otwory w środkach. Projekty przęseł z belek „Płońsk” były w trakcie stosowania systematycznie modernizowane.



Rys. 1. Przykładowe systemy prefabrykacji: a) belki typu Kujan NG, b) prefabrykaty typu T („Paterówki”), c) wiadukt z belek „Płońsk” (fot. W. Trochymiak)

Belki prefabrykowane typu „Płońsk” w pierwszej wersji z 1970 roku miały długość 15m (BP-15) i 18m (BP-18), a w roku 1987 opracowano wariant zmodernizowany o długościach 21 i 24m. Wykonywano je z betonu marki  $R_w=450 \text{ kG/cm}^2$  ( $\sim\text{C35/45}$ ) lub  $R_w=500 \text{ kG/cm}^2$  ( $\sim\text{C40/50}$ ). Półki górne belek połączone były monolitycznymi zamkami żelbetowymi szerokości 30 cm z betonu marki  $R_w=300 \text{ kG/cm}^2$  ( $\sim\text{C25/30}$ ). Na półkach belek, w celu zniwelowania niejednakowych przeciwstrzałek, stosowano warstwę wyrównawczo-spadkową z betonu zbrojonego grubości  $4\div 12 \text{ cm}$  marki „300” ( $\sim\text{C25/30}$ ).

W niniejszym opracowaniu do obliczeń przyjęto przęsło wolnopodparte o rozpiętości  $L = 18,0\text{m}$  o szerokości  $13,70\text{m}$  (rys. 2a) z belek typu „Płońsk” BP-18 o wysokości  $0,94\text{m}$ . Stężenie poprzeczne belek stanowią dwie poprzeczce podporowe i jedna przęsłowa wylewane na budowie z betonu marki  $R_w=300 \text{ kG/cm}^2$  ( $\sim\text{C25/30}$ ), o wymiarach  $b\times h=0,25\text{m}\times 0,78\text{m}$ . Poprzecznice podporowe są odsunięte od osi łożysk o  $77,5 \text{ cm}$ .

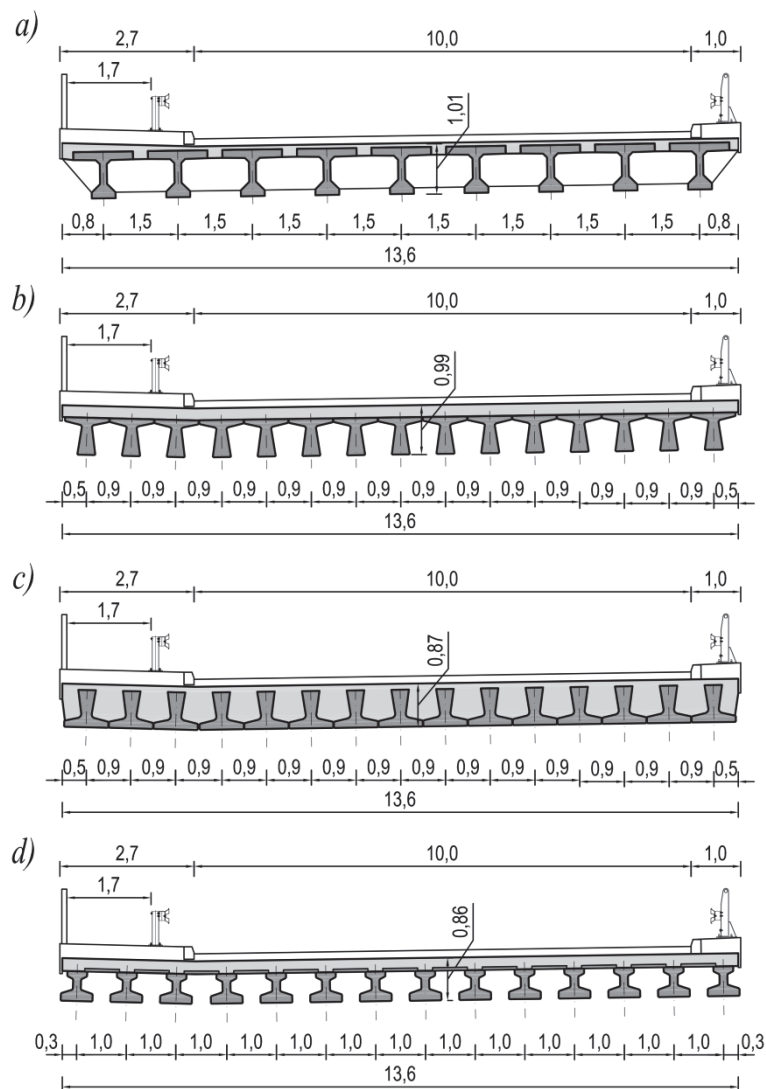
Najpopularniejszy system prefabrykacji, stosowany współcześnie, stanowią belki typu T, popularnie nazywane „Paterówkami” [3, 11]. Są one zespolone z żelbetową płytą monolityczną z betonu B35 grubości  $24\div 26 \text{ cm}$ , zapewniającą sztywność poprzeczną. Umożliwiają budowę przęseł w standardowym zakresie rozpiętości  $12\div 21 \text{ m}$  (belki typu T12, T15, T18, T21) oraz w obiektach hiperstatycznych o rozpiętościach przęseł  $24\div 30 \text{ m}$  (belki typu T24 i T27). Wysokość

belek wynosi 60÷110 cm. Zakończenia (czoła) belek wykonano z zastosowaniem do układów ciągłych, ramowych i swobodnie podpartych. Sprężenie belek stanowią liny  $\Phi 15,5$  mm (odmiana I) o trasach prostoliniowych, zapewniające tzw. sprężenie ograniczone (SO,  $\sigma_b < R_{btk0.05}$ ). Liczba cięgien w belce swobodnie podpartej wynosi 11÷26, w zależności od typu (długości) belki. Część cięgien może być pozbawiona przyczepności na końcowych odcinkach, co umożliwia racjonalne wytrzymałościowo wykorzystanie belek w ustrojach wolnopodpartych i ciągłych. Analizie poddano przeszło wolnopodparte o rozpiętości  $L_t = 18$  m i szerokości 13,7 m z belek T-18 (rys. 2b).

Często stosowanym systemem były i są nadal prefabrykaty typu Kujan (odwrócone T), których prototyp opracowano w 1957 roku, a masowa produkcja rozpoczęła się w latach 60-tych XX wieku [1]. Idea polega na ułożeniu belek obok siebie, montażu zbrojenia poprzecznego przeplecionego przez specjalne otwory w środnikach belek, strzemion i prętów podłużnych, a następnie uzupełnieniu przestrzeni międzybelkowych betonem monolitycznym. Uzyskuje się wówczas przeszła zespolone typu beton-beton, o cechach zbliżonych do płyt monolitycznych, określanymi czasami jako „pseudopłyty” [6].

Początkowo budowano przeszła wolnopodparte o rozpiętościach 8, 9, 10, 12, 15, 18 m (belka typu „Kujan”). Współcześnie stosuje się rozpiętości z zakresu 9÷18 m w ustrojach wolnopodpartych, z możliwością wydłużenia przeszła do 21 m w schematach ciągłych. Początkowo prefabrykaty Kujan sprężano kablami (10÷12 drutów  $\Phi 5$  mm) ze stali  $R_{vk} = 1650$  MPa. Od 1971 roku stosuje się technologię strunobetonu (liny 7 $\Phi 2,5$  lub 7 $\Phi 5$  mm). Stosowano 9÷42 cięgien w zależności od długości belki. Betony prefabrykatów były marki  $R_w = 400$  (klasa pośrednia pomiędzy C30/37 a C35/45) i  $R_w = 500$  kG/cm<sup>2</sup> (~C40/50).

W 2004 roku opracowano zmodyfikowaną wersję prefabrykatów Kujan NG („nowej generacji”) z betonu B45 (~C35/45) o wysokościach 55, 65, 75 cm dla przeszła 12, 15 i 18 m, dostosowaną do uciąglenia [14]. Zwiększono szerokość dolnych półek do 89 cm. Rozstawy belek wynoszą 90 cm. Przyjęto sprężenie ograniczone (SO,  $\sigma_b < R_{btk0.05}$ ) za pomocą splotów  $\Phi 15,5$  mm o  $R_{vk} = 1471$  MPa, przy liczbie cięgien 18 (Kujan NG 12), 22 (Kujan NG 15) i 26 (Kujan NG 18). Beton uzupełniający (monolityczny) jest klasy B35 (~C30/37). Można je stosować w układach wolnopodpartych (rozwiązanie katalogowe), belkach ciągłych i ramach (po adaptacji). Do obliczeń porównawczych przyjęto przeszła wolnopodparte z belek Kujan NG 18 o rozpiętości teoretycznej  $L_t = 18,0$  m i szerokości 13,70 m (rys. 2c).



Rys. 2. Przekroje przęseł analizowane pod kątem sztywności i rozdziału poprzecznego obciążeń: a) belki typu „Płońsk” BP-18, b) wiadukt drogowy z prefabrykatów typu T-18, c) przęsło pseudopłytkowe z belek Kujan NG 18, d) układ płytowo-belkowy z prefabrykatów Ergon IG600 L=18m

Popularne systemy prefabrykacji umożliwiają budowę przęseł wolnopodpartych o rozpiętościach  $L \leq 27\text{m}$  i ciągłych przy  $L \leq 30\text{m}$ . Uzyskanie nietypowych rozpiętości dochodzących do 42m, umożliwiają dwuteowe belki strunobetonowe IG z betonu B60, opracowane w 2009 roku przez firmę Ergon [13]. W systemie belek Ergon IG wprowadzono trzy odmiany prefabrykatów IG600 dla rozpięto-

ści 9, 12, 15 i 18m, IG1400 przy  $L = 20, 22, 24, 26$ m oraz IG1800 przy  $L=28, 32, 36, 42$ m. Belki przystosowano wyłącznie do układów wolnopodpartych dla klasy nośności A według [15]. Dopuszczalny kąt skosu przęseł wynosi  $\alpha = 60^\circ \div 120^\circ$ . Sprężenie stanowią sploty  $\Phi 15,2$ mm odmiany I i  $R_{yk}=1800$  MPa. Sztywność poprzeczna przęseł zapewniona jest przez płytę monolityczną z betonu B40 grubości 20cm zespoloną z belkami, wylewaną na deskowaniu traconym typu "Filigran" grubości 6cm. Tylko w przypadku belek IG1800 ( $L = 28 \div 42$ m) przewidziano jedną poprzecznicę przęsłową w środku rozpiętości o przekroju  $b \times h = 50 \times 150$ cm. W strefach podporowych belek, na odcinkach o długości  $2,3 \div 2,4$ m, następuje zmiana przekroju z dwuteowego na prostokątny, a końce prefabrykatów połączone są z monolitycznymi poprzecznicami podporowymi. Do obliczeń przyjęto przęsło z belek IG600  $L=18$ m. Uwzględniono tylko katalogowy rozstaw belek dla przęseł 18,0m, równy 1,0m (rozstawy prefabrykatów IG600  $1,0 \div 2,20$ m zależą od rozpiętości teoretycznej [13]).

Porównanie sztywności przeprowadzono w przypadku jednakowych rozpiętości ustrojów wolnopodpartych  $L = 18,0$ m i szerokości 13,7m. Wszystkie rozpatrywane typy przęseł zespolonych (rys. 2) z belek prefabrykowanych charakteryzuje zbliżona wysokość konstrukcyjna w zakresie  $H = 0,86 \div 1,01$ m (różnice do  $\sim 17\%$ ).

### 3. OBLICZENIA STATYCZNE

#### 3.1. Modele numeryczne przęseł

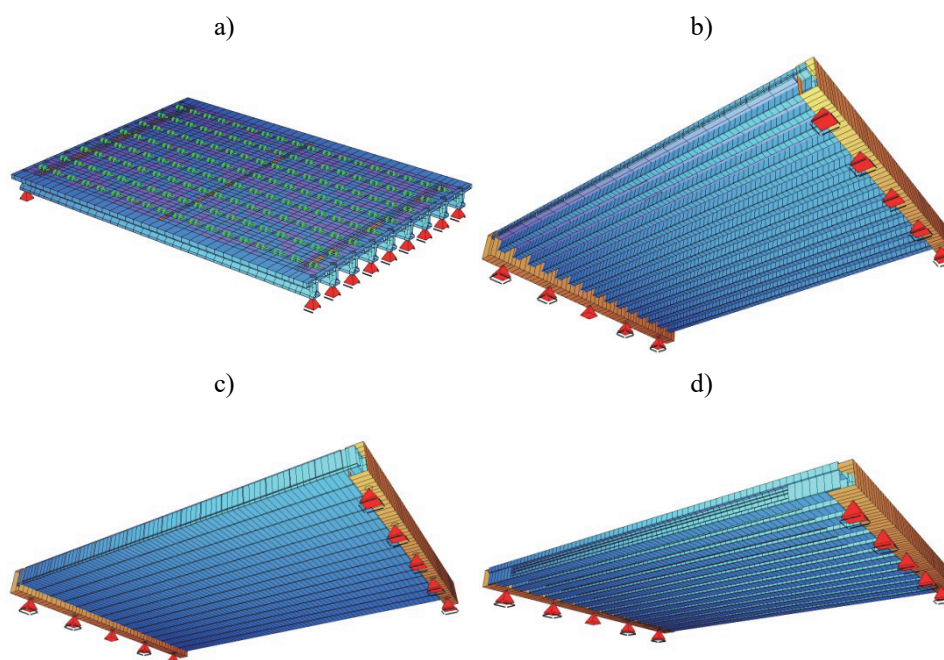
Modele numeryczne przęseł prefabrykowanych wykonano w środowisku MES SOFiSTiK v. 23 (rys. 3) [4, 5, 7, 8]. Ustroje odwzorowano w module do modelowania geometrycznego SOFiMESH. Dane materiałowe wprowadzono w module AQUA, a obciążenia w podprogramach SOFILOAD.

Ze względu na sprężenie belek prefabrykowanych przemieszczenia  $u_z$  obliczono zakładając niezarysowane betonowe przekroje brutto (faza I). Przyjęto następujące moduły sprężystości betonu: w wiadukcie z belek Płońsk  $E_b = 37,5$  GPa (belki) i  $E_b = 30$  GPa (beton płyty, zamków i poprzecznic), w konstrukcji z belek T-18 i Kujan NG 18  $E_b = 39$  GPa (belki) i  $E_b = 34,6$  GPa (płyta nadbetonu, poprzecznice podporowe), w ustroju z prefabrykatów IG600/18  $E_b = 41$  GPa (belka),  $E_b = 36,4$  GPa (płyta nadbetonu, poprzecznice podporowe).

**Model 1** (belki Płońsk BP-18) stanowi ruszt belkowy o węzłach sztywnych w miejscu połączenia pasm poprzecznych z belkami podłużnymi oraz z dodatkowymi przegubami (więzami) sprężystymi (podatnymi) zlokalizowanymi na prętach poprzecznych w miejscu zamków żelbetowych, pomiędzy półkami belek "Płońsk" (rys. 3a). Efekt zarysowania zamków odzwierciedlono w modelu przez wprowadzenie więzu obrotowego (przegubu sprężystego) ze zredukowaną sztywnością rotacyjną (dotyczącą kąta obrotu przegubu)  $k_\varphi = 13879$  kNm/rad oraz sztywnością przemieszczeniową (translacyjną)  $k_\Delta =$

= 34133 kN/m, w miejscu występowania zamka żelbetowego (przyjęto rysę  $w_k = 0,2\text{mm}$ ). Uwzględniono rzeczywiste usytuowanie łożysk (poniżej dolnej półki belek), tj. mimośród względem środków ciężkości przekrojów.

**Model 2** (prefabrykaty T-18) wykonano w postaci rusztu belkowego o węzłach sztywnych (rys. 3b). Przekroje belek strunobetonowych i płyty nadbetonu przyjęto jako niezarysowane. Belki podłużne przyjęto o przekrojach zespolonych, złożonych z prefabrykatu T-18 i płyty nadbetonu grubości 24cm. Belki poprzeczne rusztu modelowano za pomocą jednostkowych pasm płytowych  $b \times h = 1,0 \times 0,24\text{m}$ . Uwzględniono rzeczywiste usytuowanie łożysk.



Rys. 3. Odwzorowania numeryczne przyjęte do obliczeń: a) **Model 1** - przęsło z belek „Płońsk” BP-18, b) **Model 2** - ustrój z prefabrykatów T-18, c) **Model 3** – pseudopłyta z belek Kujan NG 18, d) **Model 4** – przęsło z belek Ergon IG600/18

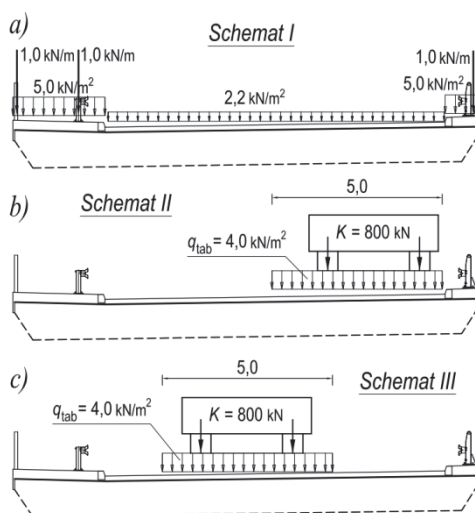
**Model 3** (belki Kujan NG 18) stanowi ruszt belkowy o węzłach sztywnych (rys. 3c). Przekroje belek podłużnych przyjęto jako zespolone, złożone z prefabrykatu wraz z przypadającą częścią betonu monolitycznego, wypełniającego przestrzeń międzybelkowe. Pasma poprzeczne rusztu to pręty prostokątne o zredukowanej wysokości  $b \times h = 1,0 \times 0,75\text{m}$ .

**Model 4** (prefabrykaty Ergon IG600  $L = 18\text{m}$ ) wykonano w postaci rusztu belkowego o węzłach sztywnych, tj. klasy  $e^1$ ,  $p^3$  (rys. 3d). Belki podłużne to przekroje zespolone z prefabrykatów IG600 i płyty nadbetonu grubości 26cm.

Uwzględniono mimośród usytuowania łożysk w stosunku do środków ciężkości przekrojów zespolonych i pogrubienie przekroju w strefach przypodporowych.

### 3.2. Rozpatrywane obciążenia

W pracy uwzględniono trzy rodzaje obciążeń (rys. 4): *Schemat I* – obciążenie ciężarem wyposażenia (nawierzchnia, bariery i balustrady, zabudowa chodnikowa), *Schemat II* – ustawienie niesymetryczne obciążenia ruchomego (jednostronne przeciążenie przęsła), *Schemat III* – ustawienie w przybliżeniu symetryczne obciążenia ruchomego (na środku szerokości przęsła). Wykorzystano charakterystyczne wartości obciążeń bez współczynników dynamicznych.



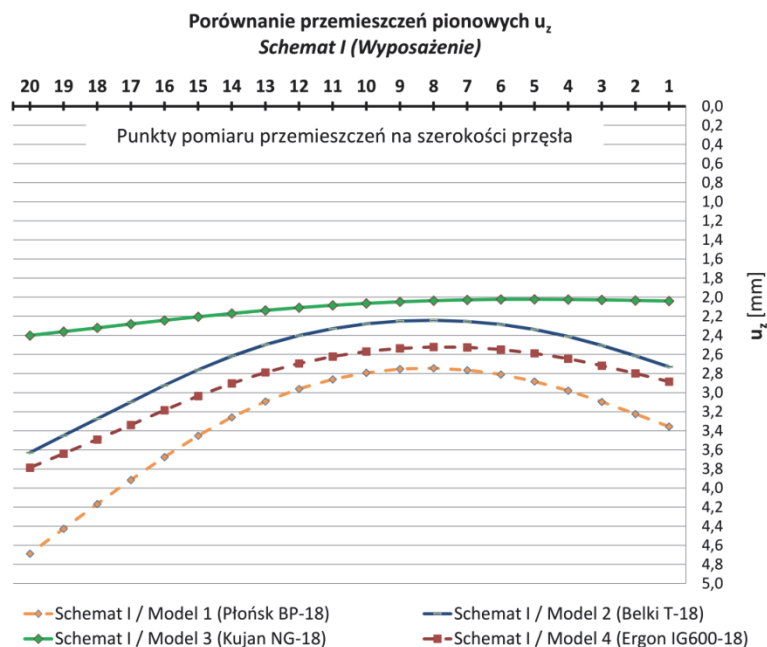
Rys. 4. Rozpatrywane schematy obciążeń: a) ciężar wyposażenia (*Schemat I*), b) jednostronne przeciążenie przęsła (*Schemat II*), c) ustawienie symetryczne (*Schemat III*)

Model obciążenia ruchomego (rys. 4b, c) przyjęto zgodnie z normą PN-S-10030:1985 [15] w postaci ciągnika K-800 oraz pasma obciążenia powierzchniowego taborem samochodowym  $q_{\text{tab}} = 4,0 \text{ kN/m}^2$  o szerokości 5,0 m (klasa A).

## 4. WYBRANE WYNIKI OBLICZEŃ

Na rysunkach 5÷7 przedstawiono porównanie maksymalnych ugięć i deformacji poprzecznej rozpatrywanych przęseł zespolonych z belek prefabrykowanych. Dwadzieścia punktów „pomiaru” przemieszczeń  $u_z$  rozmieszczono symetrycznie na całej szerokości przęsła ( $B = 13,7 \text{ m}$ ), w rozstawach  $0,72 \text{ m}$ .

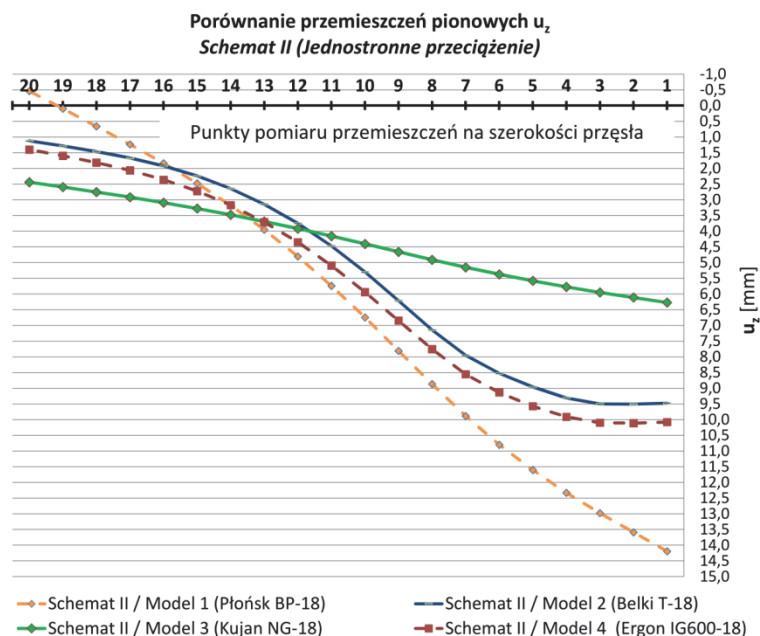




Rys. 5. Porównanie maksymalnych przemieszczeń i deformacji poprzecznej rozpatrywanych typów przęseł w przypadku ciężaru wyposażenia (*Schemat I*)

Na podstawie obliczonego rozkładu ugięć pod badanymi punktami na szerokości przęsła (rys. 5÷7), widać podobieństwo pracy ustrojów z belek Płońsk BP-18, prefabrykatów typu T-18 i IG600/18 do płyty ortotropowej, a nie do układu rusztowego z dużą liczbą sztywnych poprzecznic [4÷8]. Największe różnice ugięć wywołanych ciężarem wyposażenia na szerokości przęsła występują w ustroju z belek Płońsk. Ugięcie minimalne wynosi około 59% ugięcia maksymalnego. Relatywnie mniejsze ugięcia i nieco bardziej równomierne występują w przęsle z belek IG600, gdzie  $u_{zmin} \approx 0,67u_{zmax}$ . W ustroju z belek T-18 ugięcia są jeszcze mniejsze przy  $u_{zmin} \approx 0,62u_{zmax}$ . Najbardziej wyrównany i zarazem najbardziej korzystny rozkład ugięć występuje w przęsle z belek Kujan NG18. Ugięcia ekstremalne przyjmują zbliżone wartości ( $u_{zmin} \approx 0,83u_{zmax}$ ).

W przypadku jednostronnego przeciążenia w *Schemacie II* (rys.6), w którym sztywność poprzeczna przęsła odgrywa największą rolę w rozdziale obciążeń na dźwigary, najmniej korzystnie zachowuje się ustrój z belek Płońsk BP-18. Profil deformacji poprzecznej przęsła przypomina linię wpływu rozdziału obciążenia według metody sztywnej poprzecznic.

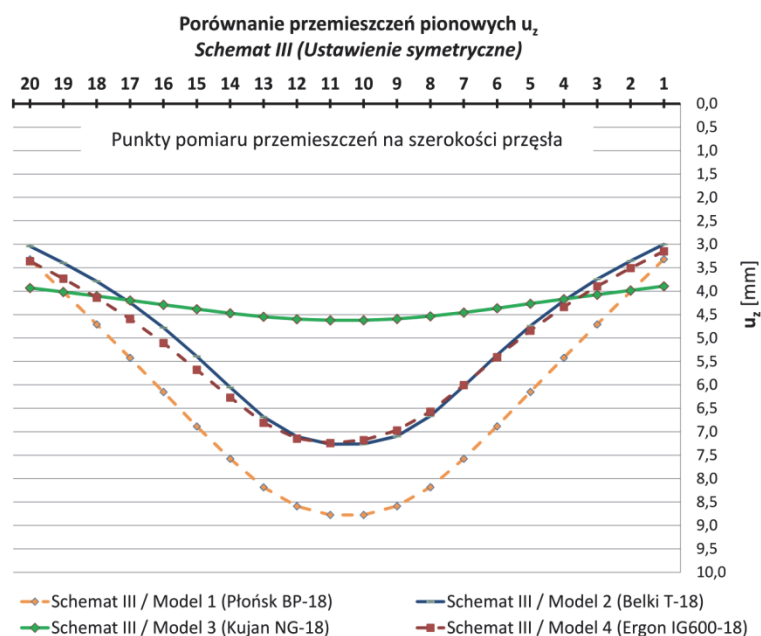


Rys. 6. Porównanie maksymalnych ugięć i deformacji poprzecznej rozpatrywanych typów przęseł w przypadku jednostronnego przeciążenia przęsła (*Schemat II*)

W przęśle z belek Płońsk maksymalne ugięcie od obciążenia ruchomego jest największe ( $u_{zmax} = 14,3$  mm) i osiąga wartość około  $L/1200$ , przy ugięciach  $L/800$  uznawanych za dopuszczalne w mostowych ustrojach sprężonych. Ugięcie maksymalne jest około 14-krotnie większe od wartości bezwzględnej ugięcia minimalnego. Analizując rys. 6, należy stwierdzić, że deformacja przęsła z belek Płońsk świadczy o znacznym przeciążeniu dźwigarów skrajnych. Zmiana znaku ugięć przy belce skrajnej krawędzi nieobciążonej (punkt 20) i znaczne "nachylenie" linii ugięć świadczy o niewielkim wpływie sztywności skrętnej dźwigarów głównych na rozdział obciążenia oraz relatywnie małej sztywności poprzecznej (wpływ zamków żelbetowych). Profil deformacji poprzecznej przęsła z belek Płońsk przy jednostronnym przeciążeniu ma mniejsze krzywizny niż analogiczne profile ustrojów z belek T-18 i IG600/18. Świadczy to o korzystnym wpływie stosunkowo wiotkiej pojedynczej poprzeczniczy przęsłowej  $b \times h = 0,25 \times 0,75$  na globalną sztywność poprzeczną przęsła, mimo zastosowania quasi-przegubowych styków pomiędzy półkami prefabrykatów "Płońsk".

Przy jednostronnym przeciążeniu podobnie zachowują się ustroje z belek T-18 i Ergon IG600/18. Linie deformacji poprzecznej przęseł są prawie identyczne, przy czym w konstrukcji z belek IG600 odpowiadające ugięcia są o około 5% większe. Maksymalne ugięcia nie przekraczają 10,2 mm co odpowiada w przybliżeniu  $L/1700$ . Zbliżony kształt linii ugięć wynika z podobnych sztyw-

ności prefabrykatów i ich niewielkich rozstawów ( $0,9 \div 1,0$ m). Przy jednostronnym przeciążeniu (*Schemat II*) proporcja ugięć minimalnych i maksymalnych nie jest zbyt korzystna ( $u_{zmin} \approx 0,15 u_{zmax}$ ) i świadczy o dość dużym zróżnicowaniu obciążenia belek przy tym ustawieniu pojazdów. Zmiana znaku krzywizny (wypukłości) deformacji świadczy o dużej dysproporcji sztywności poprzecznej i podłużnej przęsła ( $EJ_y/EJ_x$ ). Wynika to z braku poprzecznic przęsłowych oraz stosunku  $B/L = 0,76$  (szerokie przęsło o rzucie prawie kwadratowym). Elementem stężającym są tu płyty pomostu grubości  $24 \div 26$  cm. Przęsła płytowo-belkowe z belek T-18 i IG600/18 przy jednostronnym przeciążeniu zachowują się niezbyt korzystnie. W przypadku symetrycznego ustawienia obciążenia K-800+q (*Schemat III*) przęsła z belek T-18 i IG600 zachowują się prawie identycznie (rys. 7), przy ugięciu maksymalnym na poziomie 7,3mm.



Rys. 7. Porównanie maksymalnych przemieszczeń i deformacji poprzecznej rozpatrywanych typów przęseł w przypadku symetrycznego ustawienia obciążenia ruchomego w postaci  $K-800 + q$  (*Schemat III*)

Najbardziej równomierny rozkład przemieszczeń pionowych  $u_z$  na szerokości przęsła występuje w ustroju z belek Kujan NG 18, przy każdym schemacie obciążenia. W przypadku jednostronnego przeciążenia przęsła (*Schemat II*) widoczne jest podobieństwo profilu deformacji do linii poprzecznego rozdziału obciążenia według sztywnej poprzecznic z uwzględnieniem sztywności skrętnej belek. W *Schemacie I* (wyposażenie) i *II* (jednostronne przeciążenie) profil

deformacji poprzecznej jest prawie prostoliniowy, co świadczy o zbliżonym wyężeniu belek. Przy takim ustawieniu przęsła pseudopłytkowe zachowuje się praktycznie jak sztywny nieodkształcalny przekrój obciążony mimośrodowo. Maksymalne ugięcia wywołane ciągnikiem K-800 i pasmem obciążenia taborem samochodowym są na poziomie  $u_{zmax} = 6,3$  mm (*Schemat II*) i  $u_{zmax} = 4,6$  mm (*Schemat III*) oraz nie przekraczają połowy ugięć przęsła z belek Płońsk. Maksymalne ugięcia ustroju z belek Kujan NG są mniejsze od  $L/2800$ . Przy jednostronnym przeciążeniu  $u_{zmin} \approx 0,40u_{zmax}$ , co w porównaniu do pozostałych typów przęsła przy tym schemacie obciążenia jest wartością najkorzystniejszą.

## 5. KOMENTARZ DO OBLICZEŃ

Porównywanie przemieszczeń na szerokości przęsła mostowych obciążonych w sposób skoncentrowany i profilu ich deformacji poprzecznej nie stanowi celu samego w sobie. Umożliwia jednak jakościową i ilościową ocenę przyjętego rozwiązania konstrukcyjno-geometrycznego i wyciągnięcie wniosków w kilku aspektach:

- rozdziału poprzecznego obciążeń na dźwigary główne z wytypowaniem belek najbardziej obciążonych,
- zróżnicowania obciążenia belek związanego z proporcją sztywności podłużnej i poprzecznej przęsła oraz wskaźnikami techniczno-ekonomicznymi zużycia materiałów konstrukcyjnych na  $m^2$  rzutu pomostu,
- wpływu sztywności skrętnej dźwigarów głównych na rozdział poprzeczny obciążenia (zmiana znaku linii deformacji poprzecznej),
- skuteczności zastosowanych elementów stężających (np. poprzecznie przęsłowych, grubości płyty pomostu), umożliwiających włączenie do współpracy jak największej liczby dźwigarów.

Bardziej równomierny ("płaski") rozkład ugięć na szerokości przęsła świadczy o włączeniu do współpracy przy obciążeniu skoncentrowanym większej liczby belek podłużnych. Wyrównanie obciążenia belek prowadzi do rozwiązań bardziej ekonomicznych, gdyż w praktyce projektowej wymiarowaniu podlegają belki najbardziej obciążone (zwykle skrajne). Wpływa również na trwałość obiektów, ze względu na to, że najszybszej degradacji ulegają przeciążone belki przęsła (inicjacja lub propagacja rys). Umożliwia zmniejszenie maksymalnych ugięć wywołanych obciążeniem ruchomym, co jest istotne w przypadku konstrukcji z betonu sprężonego, na które w normach PN nałożono ostrzejsze wymagania dotyczące ugięć dopuszczalnych ( $f_{dop} \leq L/800$ ).

Parametry techniczno-ekonomiczne przęsła na tle wartości ugięć charakteryzujących sztywność poprzeczną przęsła zestawiono w tabeli 2.

Tabela 2. Zestawienie wskaźników techniczno-ekonomicznych zużycia materiałów konstrukcyjnych na m<sup>2</sup> rzutu pomostu i parametrów rozdziału obciążenia

System prefabrykacji		Płońsk BP-18	Belki T-18	Kujan NG 18	IG600/18
Klasa obciążenia według PN [15]		~C	A	A	A
Zużycie betonu [m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> ]		0,39	0,61	0,89	0,59
Zużycie stali sprężającej [kg/m <sup>2</sup> ]		15,4	17,4	33,1	42,2
Zużycie stali zbrojeniowej [kg/m <sup>2</sup> ]		50,2	76,2	110,9	b.d.
Maksymalne ugięcie u <sub>zmax</sub> [mm]	<i>Schemat I</i>	4,687	3,629	2,402	3,786
	<i>Schemat II</i>	14,194	9,510	6,271	10,081
	<i>Schemat III</i>	8,774	7,266	4,622	7,240
Minimalne ugięcie u <sub>zmin</sub> [mm]	<i>Schemat I</i>	2,744	2,242	2,022	2,521
	<i>Schemat II</i>	-0,461	1,125	2,439	1,403
	<i>Schemat III</i>	3,319	3,000	3,895	3,149
Wskaźnik skuteczności stężenia η(u <sub>z</sub> )	<i>Schemat I</i>	0,415	0,382	0,158	0,334
	<i>Schemat II</i>	<b>1,032</b>	0,882	0,611	0,861
	<i>Schemat III</i>	0,622	0,587	<b>0,157</b>	0,565
Element zapewniający sztywność poprzeczną przęsła		plyta pomostu, zamki żelbetowe, poprzecznia przęsłowa	plyta pomostu gr. 24 cm	dźwigar płytowy gr. 75cm	plyta pomostu gr. 26 cm
Trwałość obiektu		niska	dobra	bardzo dobra	nieznana

Do oceny skuteczności stężenia poprzecznego wprowadzono wskaźnik będący funkcją wartości ekstremalnych ugięć na szerokości przęsła:

$$\eta(u_z) = \frac{\Delta u_z}{u_{z \max}} = \frac{u_{z \max} - u_{z \min}}{u_{z \max}}, \quad (5.1)$$

w którym: u<sub>zmax</sub>, u<sub>zmin</sub> – maksymalne i minimalne ugięcie punktu na szerokości przęsła przy tym samym schemacie obciążenia.

Największa sztywność poprzeczna przęsła występuje przy η(u<sub>z</sub>) → 0 (wyrównanie ugięć) najmniejsza natomiast, gdy η(u<sub>z</sub>) → 1. Zmiana znaku linii ugięcia poprzecznego następuje przy η(u<sub>z</sub>) > 1.

Przy konstruowaniu przęseł prefabrykowanych i ocenie ich sztywności poprzecznej na etapie obliczeń projektowych (MES) należy mieć na względzie możliwość spełnienia założeń projektowych w warunkach budowy. Nie mniej istotna jest trwałość przyjętych rozwiązań szczegółów podczas długoterminowej eksploatacji. W przypadku systemu prefabrykatów Płońsk niejednokrotnie odnotowywano zmniejszanie się sztywności poprzecznej przęseł (wykruszanie nadbetonu, rysy i pęknięcia styków monolitycznych) w czasie eksploatacji, co prowa-

dziło do przeciążenia belek i ich szybszą degradację. Ustroje uznawane za mało ekonomiczne na etapie budowy (por. tabela 2), ze względu na wysokie wskaźniki zużycia materiałów (np. belki Kujan), są zazwyczaj najtrwalsze.

Zadawalające wyniki można uzyskać stosując system prefabrykatów typu T. Jak dotąd największą trwałością charakteryzuje się system prefabrykacji Kujan. Belki Ergon są stosunkowo nowym rozwiązaniem, którego ocena będzie możliwa dopiero po kilkunastu latach eksploatacji. Autorzy obawiają się, że słabym punktem tego systemu może okazać się połączenie węzłowe belki prefabrykowanej i płyty pomostu wylewanej na mokro na deskowaniu traconym typu „Fili-gran” grubości 6cm (koncentracja sił ścinających w zespoleniu i momentów zginających w płycie, zagadnienie kontaktu trzech betonów, skurcz i rozwarstwienie betonu, zarysowania i pęknięcia, wpływy cyklicznych obciążeń ruchomych, zmęczenie).

## 6. PODSUMOWANIE

Sztywność poprzeczna przęseł z prefabrykatów uwarunkowana jest przyjętymi rozwiązaniami konstrukcyjnymi (styki monolityczne) i geometrycznymi (grubość płyty pomostu, liczba i rozstaw belek, sztywność skrętna belek, liczba poprzecznic przęsłowych lub ich brak). Współcześnie, głównie z względów ekonomicznych oraz w celu ułatwienia i przyspieszenia wykonawstwa obserwuje się stosowanie rozwiązań podobnych do tych z lat 70-tych XX wieku (belki GT i Ergon IG).

W szerokich przęsłach wielobelkowych z prefabrykatów typu „Płońsk”, o stosunkowo cenniejszej płycie pomostu, słabo stężonych poprzecznie sztywność poprzeczna wpływa na dystrybucję obciążeń na dźwigary główne. W przypadku systemu prefabrykacji belek „Płońsk” wadliwe styki i zamki monolityczne, mała liczba i wiotkie poprzecznice lub ich brak, niedokładności wykonawstwa, duży stopień prefabrykacji spowodowały szybszą degradację obiektów wybudowanych w tej technologii. Większość została już zastąpiona nowymi ustrojami. Przeszacowanie sztywności poprzecznej przęseł podczas obliczeń na etapie projektu może spowodować przeciążenie dźwigarów od rzeczywistych obciążeń występujących po oddaniu obiektu do eksploatacji, na skutek błędnej oceny sił wewnętrznych powstających w kierunku poprzecznym i podłużnym przęsła. Może przyczynić się do szybszej degradacji belek głównych, płyt pomostowych lub poprzecznic. Wynika ona z zarysowania elementów sprężonych lub propagacji rys, pojawienie się rys (pęknięć) przelotowych w zamkach żelbetowych płyty pomostu lub na styku monolitycznych poprzecznic i prefabrykatów (typowe usterki przęseł z belek Płońsk).

W przypadku ustrojów z belek prefabrykowanych w znacznych rozstawach bez poprzecznic przęsłowych, rolę elementu zapewniającego współpracę belek i dystrybucję obciążeń o charakterze skoncentrowanym przejmują w całości

plyta pomostu. Oprócz obciążenia lokalnego płyty podczas wymiarowania należy uwzględnić dodatkowe siły wewnętrzne wygenerowane w płycie pracującej jako element stężący. Bardziej wnikliwej analizie powinny być poddane w szczególności miejsca (styki) połączeń płyty z belkami. Potwierdzeniem słuszności przyjętych rozwiązań mogą być jednak wyłącznie doświadczenia wynikające z długotrwałej eksploatacji.

Rozwiązaniem najkorzystniejszym z punktu widzenia sztywności poprzecznej i trwałości jak dotąd okazały się prefabrykaty typu Kujan i Kujan NG, w których przestrzenie międzybelkowe uzupełnione są betonem monolitycznym. Ustroje z belek Kujan nie są jednak zbyt ekonomiczne.

Rozsądnym kompromisem wydają się być przęsła z belek typu T, usytuowanych w niewielkich rozstawach i stężonych stosunkowo grubą płytą pomostu (w porównaniu do rozwiązań z ubiegłego wieku) o znacznej powierzchni kontaktu górnej półki prefabrykatu z betonem płyty monolitycznej.

Wprowadzając nowe systemy prefabrykacji należy mieć na względzie oszczędności wynikające nie tylko z kosztów budowy, ale również koszty długotrwałej eksploatacji i ewentualnych remontów. Pod względem ceny wykonawstwa najmniej korzystne są przęsła o przekrojach zbliżonych do płyt. Wieloletnia krajowa praktyka wykazała jednak, że takie rozwiązania charakteryzują się największą trwałością. Pamiętać o tym powinni zwłaszcza Inwestorzy.

## LITERATURA

- [1] Cieśla J., Biskup M., Gałat A., Skawiński M., *Prefabrykowane belki mostowe z betonu sprężonego w Polsce – historia – stan obecny*, Konferencja Naukowo-Techniczna Konstrukcje sprężone, Kraków, 2012.
- [2] Bors M., *Belki mostowe dużych rozpiętości*, Elamed, Mosty 5/2016.
- [3] Doboszyński W., Głowacki G., Kozłowski R., *Prefabrykowane belki mostowe typu T-10 lat dobrych doświadczeń*, Seminarium Wrocławskie Dni Mostowe, DWE, 2010.
- [4] Kmita J., Bień J., Machelski Cz., *Komputerowe wspomaganie projektowania mostów*, Warszawa, WKŁ, 1989.
- [4] Machelski Cz., *Obliczanie mostów z betonowych belek prefabrykowanych*, Wrocław, DWE, 2006.
- [6] Machelski Cz., *Parametry rozdziału poprzecznego obciążeń w mostach*, Roads and Bridges – Drogi i Mosty 13 (2014).
- [7] O'Brien E. J., Keogh L. D., *Bridge deck analysis*, E and FN Spon, London, 1999.
- [8] Rombach G.A.: *Finite element design of concrete structures*, Thomas Telford Publishing, London, 2004.
- [9] Rybak M., *Prefabrykowane wiadukty typu „Płońsk”*, Drogownictwo nr 9/1984.
- [10] Katalog „Typowe mosty drogowe. Przęsła prefabrykowane z belek strunobetonowych typu Płońsk”, CBSiPSMiL Transprojekt, Warszawa, 1970.
- [11] Katalog „Prefabrykowane belki strunobetonowe typu T”, Mosty Łódź S.A., Łódź, 2002, 2005, 2010.

- [12] Katalog „Typowe mosty drogowe – przęsła prefabrykowane bezpoprzecznicowe z belek strunobetonowych typu Płońsk”, CBSiPDiL, Warszawa 1970.
- [13] Katalog belek mostowych typu Ergon, Ergon, Mszczonów 2009.
- [14] Katalog „Mosty drogowe. Zespólone mosty płytowe z belek strunobetonowych”, Transprojekt Warszawa, 2004.
- [15] PN-S-10030:1985. Obiekty mostowe - obciążenia.

## **EFFECT OF STRUCTURAL SOLUTIONS ON STIFFNESS OF PRECAST CONCRETE BRIDGE SUPERSTRUCTURE**

### **Summary**

Structural solutions of precast concrete bridge superstructures are of prime meaning for their high transversal stiffness required for such type of structures. The proper structural solutions should allow as possible for uniform distribution of the loads on the main girders. The paper includes analysis of the influence of some chosen structural and geometrical solutions of the concrete bridge superstructure with precast girders on transversal load distribution. The above solutions are discussed taking into account design and durability aspects.