

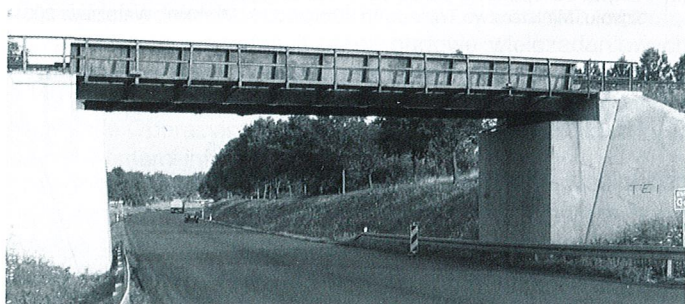
Ocena bezpieczeństwa wiaduktu kolejowego uszkodzonego wskutek uderzeń pojazdów ponadgabarytowych

Projektowanie i wykonanie przęseł mostów kolejowych jest obwarowane szeregiem przepisów i restrykcji wynikających z problematyki wytrzymałości zmęczeniowej konstrukcji stalowych. Szczególnie istotne są tu konstrukcje jezdni lub małe przęsła swobodnie podparte. Powodem jest mały ciężar własny i duża amplituda naprężeń cyklicznych. W kontekście zjawisk zmęczeniowych nawet drobne uszkodzenia pasów rozciąganych w przęsłach obiektów kolejowych grożą poważnym uszkodzeniem, awarią lub nawet katastrofą.

Uszkodzenia przęseł wiaduktów wskutek uderzeń pojazdów są zjawiskiem powszechnie spotykanym. Często przyczyną jest zaniżona skrajnia drogową pod obiektem i ignorowanie jej oznakowania przez użytkowników dróg. W wielu przypadkach jednak, pomimo przepisowej skrajni, dochodzi do uszkodzeń przęseł w wyniku uderzeń pojazdów ponadgabarytowych. Najbardziej narażoną częścią konstrukcji jest obszar środka rozpiętości dźwigara w strefie naprężeń rozciągających. Uszkodzenia te często pozostają niezauważone przez służby kolejowe, ponieważ sprawcy nieświadomi zagrożenia i z obawy przed karą uciekają z miejsca zdarzenia. W przypadku splotu niekorzystnych zdarzeń, z pozoru niegroźnie wyglądająca awaria przęsła może wywołać poważną katastrofę komunikacyjną.

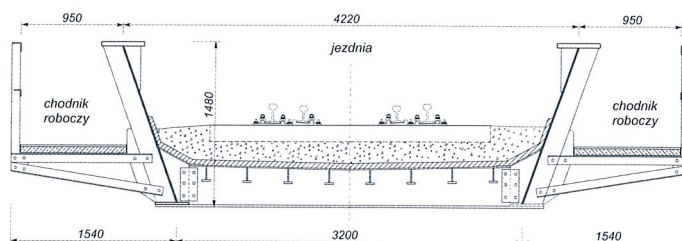
W ciągu linii kolejowej Olsztyn – Bogaczewo, nad drogą krajową nr 7 Warszawa – Gdańsk w Pasłęku, znajduje się mały wiadukt kolejowy (rys. 1). Ustrój nośny przęsła stanowią dźwigary blachownicowe, współpracujące z ortotropową płytą jezdni. Dźwigary są odchylone pod kątem 20° od pionu. Dźwigar składa się ze środnika o przekroju 1500×12 mm, pasa górnego 400×30 w strefie przypodporowej i 400×40 w strefie przęsłowej oraz pasa dolnego 310×20 na całej długości przęsła. Skrajnia ruchu drogowego pod mostem wynosi 4,80 m.

Konstrukcją jezdni jest płyta ortotropowa z poprzecznymi teowymi rozstawionymi co 1,37 m oraz blacha pomocnicza, wzmocniona podłużnymi żebrami teowymi. Nawierzchnię na wiadukcie stanowią szyny S-49 wraz z odbojnicami, ułożone na podkładach drewnianych typu II/B i podsypce. Podsypkę ułożono na warstwie betonu ochronnego grubości 4 cm, ułożonego na izolacji z papy asfaltowej. Tor na obiekcie jest usytuowany w łuku poziomym o promieniu $R = 960$ m, na krzywej przejściowej i w przechyłce. Po zewnętrznych stronach dźwiga-



Rys. 1. Widok wiaduktu od strony Warszawy

rów głównych wykonano chodniki robocze z kątowników $80 \times 80 \times 8$ oraz prefabrykowanych płyt żelbetonowych grubości 6 cm. Konstrukcja przęsła opiera się na masywnych przyczółkach betonowych, posadowionych bezpośrednio. Maksymalna prędkość eksploatacyjna według projektu wynosi 100 km/h. Przekrój poprzeczny wiaduktu pokazano na rys. 2.



Rys. 2. Przekrój poprzeczny wiaduktu

Podstawowe parametry geometryczne i materiałowe konstrukcji przęsła są następujące:

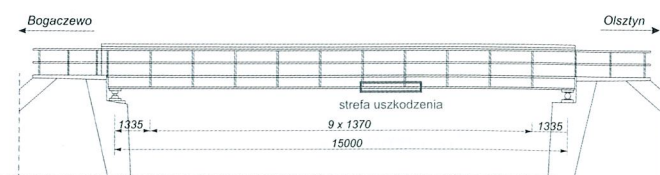
- materiał konstrukcyjny dźwigarów i jezdni – stal St3M,
- materiał konstrukcyjny elementów chodnika – stal St3SX,
- rozpiętość przęsła $L_t = 15,00$ m,
- szerokość całkowita $B_c = 6,28$ m,
- szerokość użytkowa chodników roboczych $B_{ch} = 2 \times 0,75$ m,
- spadek poprzeczny jezdni dwustronny 2%.

Inwentaryzacja uszkodzeń

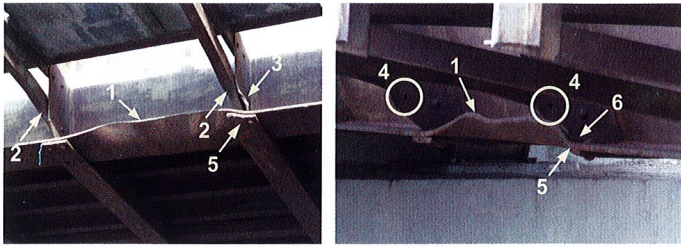
Wizja lokalna na wiadukcie ujawniła znaczne miejscowe deformacje plastyczne i uszkodzenia konstrukcji przęsła, powstałe w wyniku uderzeń pojazdów ponadgabarytowych. W przypadku dźwigara od strony Warszawy stwierdzono:

- lokalną deformację pasa dolnego dźwigara głównego i poprzecznic,
- lokalną deformację żebra zewnętrznego dźwigara głównego,
- wygięcie krzyżulców dwóch wsporników chodnikowych,
- zniszczenie połączenia dwóch krzyżulców wsporników chodnikowych z przęsłem (ścięcie nitów),
- zniszczenie połączenia żebra z pasem dolnym dźwigara (ścięcie spoiny).

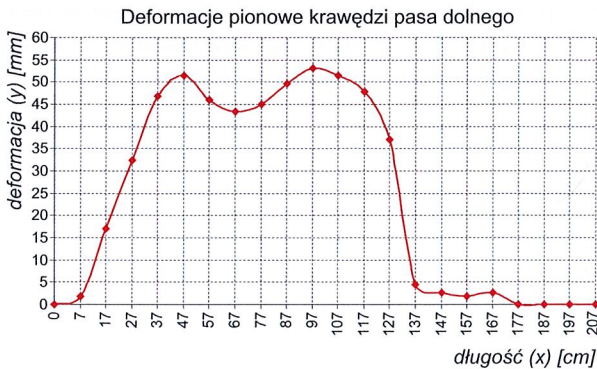
Lokalizację oraz stwierdzone uszkodzenia dźwigara od strony Warszawy pokazano na rys. 3 i 4, a pomierzone deformacje pionowe zewnętrznej krawędzi pasa dolnego w strefie uszkodzenia – na rys. 5.



Rys. 3. Schemat przęsła z zaznaczeniem strefy uszkodzenia dźwigara od strony Warszawy



Rys. 4. Uszkodzenia dźwigara od strony Warszawy: 1 – zdeformowany pas, 2 – wygięte krzyżulce wsporników chodnikowych, 3 – zdeformowane żebro dźwigara, 4 – ścięte nity łączące krzyżulce wsporników chodnikowych z przęsłem, 5 – deformacja pasa dolnego poprzecznicy, 6 – ścięta spoina łącząca żebro z pasem dolnym dźwigara



Rys. 5. Pomierzone deformacje pionowe krawędzi pasa dolnego dźwigara od strony Warszawy

W przypadku dźwigara od strony Gdańska stwierdzono:

- lokalną deformację pasa dolnego dźwigara głównego i poprzecznicy,
- lokalną deformację żebra zewnętrznego dźwigara głównego,
- zniszczenie połączenia pasa dolnego poprzecznicy z dźwigarem głównym (ścięty nit),
- zniszczenie połączenia żebra z pasem dolnym dźwigara (ścięcie spoiny).

Lokalizację oraz stwierdzone uszkodzenia dźwigara od strony Gdańska pokazano na rys. 6 i 7, a pomierzone deformacje pionowe zewnętrznej krawędzi pasa dolnego dźwigara od strony Gdańska w strefie uszkodzenia – na rys. 8.

Analiza nośności przęsła z uwzględnieniem istniejących deformacji

Analizę nośności wykonano metodą elementów skończonych (MES) przy wykorzystaniu programu SOFiSTiK [1]. Uwzględniono charakterystyki materiału według projektu wiaduktu [2] odpowiadające stali St3M:

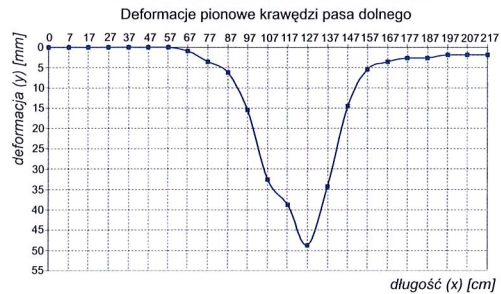
- ciężar objętościowy $\rho_s = 78,5 \text{ kN/m}^3$,
- współczynnik sprężystości podłużnej (moduł Younga) $E = 205\,000 \text{ MPa}$,



Rys. 6. Schemat przęsła z zaznaczeniem strefy uszkodzenia dźwigara od strony Gdańska



Rys. 7. Uszkodzenia dźwigara od strony Gdańska: 1 – deformacja pasa dolnego dźwigara głównego, 2 – deformacja pasa dolnego poprzecznicy, 3 – zniszczone połączenie spawane żebra z pasem dolnym dźwigara, 4 – ścięty nit połączenia pasa poprzecznicy z dźwigarem



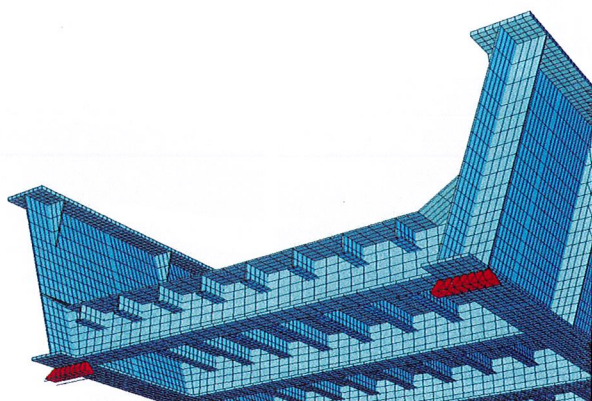
Rys. 8. Pomierzone deformacje pionowe krawędzi pasa dolnego dźwigara od strony Gdańska

- współczynnik sprężystości poprzecznej $G = 80\,000 \text{ MPa}$,
- współczynnik Poissona $\nu = 0,3$,
- charakterystyczna, gwarantowana granica plastyczności $R = 225 \text{ MPa}$,
- wytrzymałość na rozciąganie $R_m = 375 \text{ MPa}$,
- wytrzymałość obliczeniowa $R = 195 \text{ MPa}$.

Projektant wykonał obliczenia nośności, przyjmując założenie o pełnej współpracy blachy koryta jezdni z dźwigarem głównym w przenoszeniu obciążeń.

Aby zweryfikować to założenie, wykonano przestrzenny belkowo-powłokowy model przęsła. Parametry geometryczne i materiałowe przyjęto zgodnie z projektem wiaduktu. Dźwigary główne, poprzecznice, żebra pionowe, blachę poszycia oraz średniki żebrow podłużnych płyty pomostowej modelowano cztero- i trójwęzłowymi elementami powłokowymi. Elementami belkowymi modelowano pasy żebrow podłużnych płyty pomostowej. Warunki brzegowe (podpory) przyjęto jako liniowe na szerokości pasa dolnego, zgodnie z założeniem układu swobodnie podpartego. W modelu numerycznym pominięto elementy chodników roboczych. Ciężar chodników uwzględniono w postaci liniowego obciążenia, przyłożonego do pasów dolnych dźwigarów w osi średników. Ciężar własny elementów

konstrukcyjnych przęśla uwzględniono bezpośrednio w modelu numerycznym, natomiast ciężar nawierzchni przyjęto jako obciążenie powierzchniowe na całej długości przęśla. Obciążenie użytkowe przyjęto zgodnie z PN-S-10030:1985 dla klasy $k+1$. Model numeryczny fragmentu przypodporowego przęśla wiaduktu przedstawiono na rys. 9.



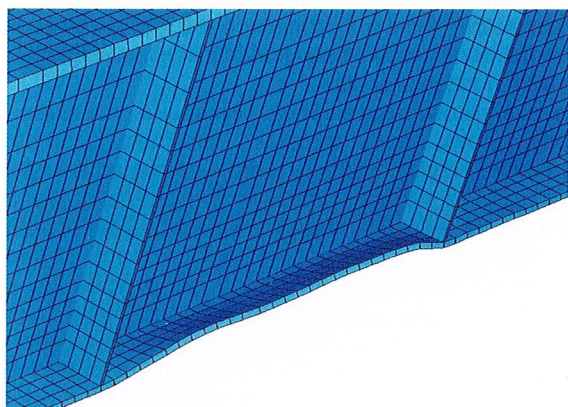
Rys. 9. Model obliczeniowy – szczegół przypodporowy (SOFiSTiK)

Ogółem układ zdyskretyzowano na 42 168 elementów, w tym 42 000 elementów powłokowych klasy C^0 i 168 elementów belkowych.

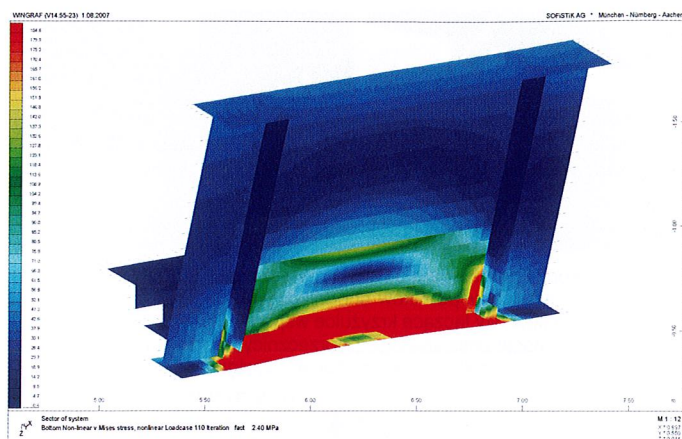
Wyznaczono obwiednie naprężeń od obciążeń charakterystycznych i obliczeniowych we wszystkich modelowanych elementach konstrukcji w przypadku układu bez deformacji. Nośność oceniono według hipotezy HMM. Reprezentatywne wartości charakterystyczne naprężeń w elementach dźwigara głównego wyniosły $\sigma_{max} = 133,4$ MPa i $\sigma_{min} = -135$ MPa, a wartości obliczeniowe $\sigma_{max} = 201,7$ MPa i $\sigma_{min} = -205,4$ MPa. Ekstremalne wartości obliczeniowe naprężeń normalnych w elementach poprzecznic wyniosły 115,7 MPa, natomiast maksymalne naprężenia zastępcze (HMM) w płycie pomostowej 165,2 MPa. Zestawienie wyników analiz w odniesieniu do poszczególnych elementów konstrukcyjnych podano w [3].

Przeprowadzone obliczenia pozwalają na zakwalifikowanie przęśla do klasy obciążeń $k+1$ według PN-S-10030:1985 (zlokalizowano miejsca przekroczenia naprężeń granicznych w pasie górnym dźwigara głównego o około 4% i pasie dolnym o około 3%).

Wykorzystując wcześniejsze doświadczenia [4, 5], przeprowadzono również nieliniową sprężysto-plastyczną analizę MES, symulującą efekt zdeformowania pasa. Obciążenie przykładowo do pasa dolnego do momentu uzyskania rzeczywistych deformacji pasa. Deformacje wprowadzone w obszarze uszkodzenia dźwigara od strony Warszawy zilustrowano na rys. 10, a otrzymany zakres stref plastycznych – na rys. 11. Analiza po-



Rys. 10. Deformacje pasa dolnego dźwigara od strony Warszawy wprowadzone do modelu numerycznego



Rys. 11. Zakres stref plastycznych w obszarze uszkodzenia pasa (strefę uplastycznienia oznaczono intensywnym kolorem czerwonym)

twierdziła zdolność do przenoszenia obciążeń przez przęśło i określiła zakres uplastycznienia pasa dolnego.

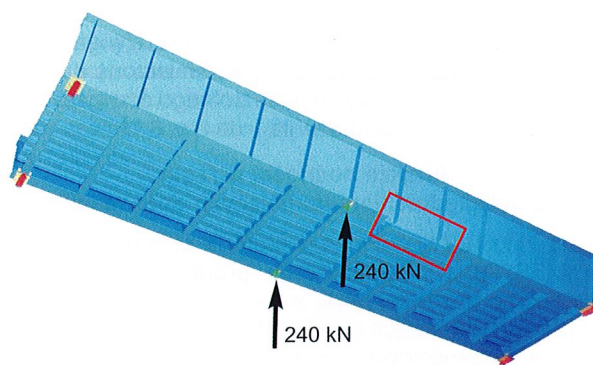
Działania naprawcze

W wyniku analiz stwierdzono, że pomimo znacznych plastycznych deformacji pasów nośność doraźna przęśla nie jest zagrożona. Istnieje jednak uzasadniona obawa o wytrzymałość zmęczeniową. Tak dużych deformacji pasów oraz towarzyszących im uszkodzeń pozostałych elementów nie można było więc pozostawić bez naprawy.

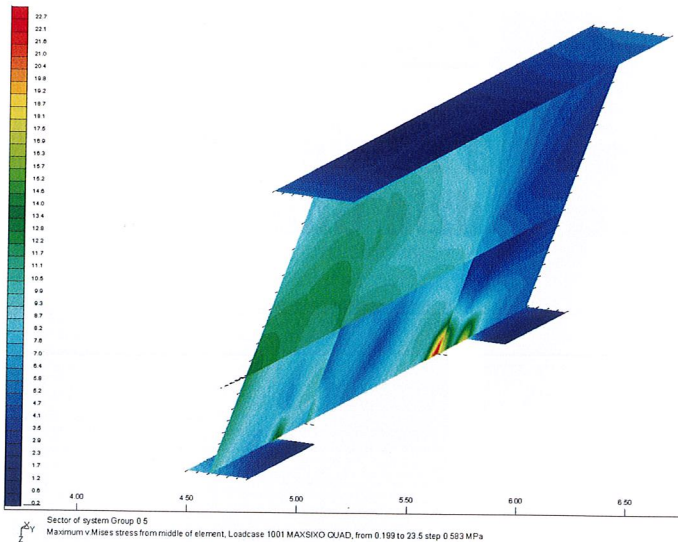
Zaproponowano rozwiązanie, w którym główne działania naprawcze polegały na wymianie uszkodzonych elementów pasów dźwigarów [6] i wymianie uszkodzonych elementów chodników roboczych, naprawie styków pasów dolnych poprzecznic (styki sprężone) oraz wstawianiu nowych blach pasów dolnych dźwigarów w miejsce uprzednio wyciętych fragmentów zdeformowanych. Przed przystąpieniem do naprawy zalecono odciążyć konstrukcję w strefie uszkodzeń i tym samym zredukować w niej naprężenia. W wyniku analiz wybrano wariant polegający na aktywnym podparciu konstrukcji w przęśle (rys. 12). Po wprowadzeniu siły 2×240 kN (rys. 13) uzyskano skuteczne odciążenie stref uszkodzonych, a także umożliwiono utrzymanie ruchu wahadłowego pojazdów pod obiektem, z zachowaniem odpowiednich środków bezpieczeństwa. Rozkład naprężeń w strefie uszkodzenia po wycięciu fragmentu pasa zilustrowano na rys. 14.



Rys. 12. Schemat wyparcia przęśla podczas naprawy



Rys. 13. Model MES do symulacji procesu naprawy – widok ogólny; zaznaczono fragment wyciętego pasa



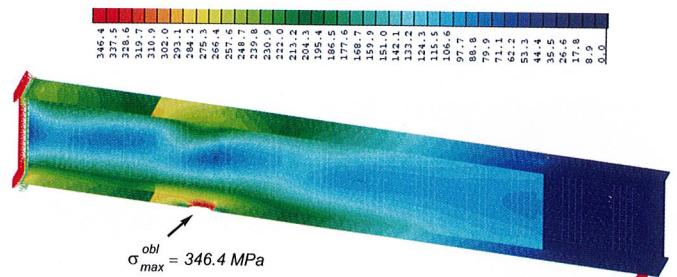
Rys. 14. Wyteżenie w rejonie wyciętego pasa z zastosowaniem aktywnej podpory tymczasowej pod obciążeniem ciężarem własnym (wartości charakterystyczne). Intensywnym czerwonym kolorem oznaczono wyteżenie ($G = 23$ MPa według hipotezy *HMH*)

Uogólnienie problemu dotyczące klasycznych przęseł kolejowych

Opisany wiadukt kolejowy ma specyficzną strukturę przęsła. Mała wysokość konstrukcyjna wraz z płytą ortotropową stwarza bardzo korzystne warunki pracy przęsła pod obciążeniem. Współpraca płyty ortotropowej z dźwigarem w przenoszeniu naprężeń rozciągających (por. rys. 2) pozwoliła na pracę konstrukcji pod obciążeniem eksploatacyjnym przy istotnie uszkodzonym pasie dolnym. Niestety, wiele wiaduktów stalowych nad drogami to klasyczne konstrukcje z jezdnią otwartą, charakteryzujące się praktycznie symetryczną pracą dźwigarów głównych. W takim wypadku uszkodzenie pasa rozciąganego może być przyczyną katastrofy komunikacyjnej. W celu zobrazowania problemu wykonano proste obliczenia symetrycznego dźwigara stalowego z wprowadzoną wstępnie imperfekcją pasa dolnego. W obliczeniach nie uwzględniono naprężeń pierwotnych powstałych w wyniku deformacji. Celem analizy było tylko zademonstrowanie jakościowe skutków wprowadzenia wygięcia w pasie (rys. 15). Przedstawiony na tym rysunku wynik pokazuje wyraźną koncentrację naprężeń w strefie imperfekcji, niedopuszczalną z punktu widzenia wytrzymałości zmęczeniowej.

Podsumowanie

Efektom prób przewozu ładunków znacznie przekraczających dozwolone gabaryty są częste kolizje z przęsłami wiaduktów usytuowanych nad drogami samochodowymi. Powoduje to ich degradację, a w skrajnych przypadkach może prowadzić do poważnego wypadku lub nawet katastrofy. Istotnym, niebezpiecznym elementem takich zdarzeń jest przeważnie chęć ukry-



Rys. 15. Symetryczny dźwigar blachownicowy o zmiennej grubości pasów z imperfekcją 50 mm w pasie dolnym. Pokazano wyteżenie według hipotezy *HMH* pod obciążeniem skupionym w środku rozpiętości. W modelu wykorzystano element powłokowy MES SOFISTIK, nieliniowość materiałową i geometryczną oraz symetrię dźwigara na długości

cia kolizji lub jej zbagatelizowanie przez sprawcę. Prowadzi to do sytuacji skrajnie niebezpiecznych, szczególnie w przypadku wiaduktów kolejowych. Nie ma wówczas praktycznie żadnej szansy na wyeliminowanie uszkodzonego przęsła z eksploatacji. Uszkodzenia opisywanego wiaduktu wykryto przypadkowo przy okazji oględzin sąsiedniego obiektu w Zielonce Pasłęckiej [7]. Na skutek zderzenia znacznej deformacji uległ tam środkik dźwigara oraz zostały zniszczone wsporniki chodnikowe. Wypadek ten został zauważony, ponieważ sprawca kolizji uszkodził swój ładunek (koparka) i nie mógł odjechać niezauważony. Podkreślić należy, że oba wiadukty nie ograniczają normowej skrajni drogowej i przeprowadzają ruch kolejowy nad drogą krajową nr 7, a więc jedną z głównych tras komunikacyjnych Polski.

Obecnie są prowadzone poważne przebudowy sieci drogowej. Istnieje więc realne zagrożenie uszkodzenia, a nawet katastrofy przęseł wiaduktów przez ponadnormatywne pojazdy przewożące sprzęt budowlany. W tym wypadku standardowe działania prewencyjne mogą okazać się nieskuteczne. Dlatego, zdaniem autorów, należy zastanowić się nad stosowaniem urządzeń do ciągłej obserwacji narażonych konstrukcji.

PIŚMIENICTWO I WYKORZYSTANE MATERIAŁY

- [1] SOFISTIK GmbH, Monachium. System analizy konstrukcji. www.sofistik.com.
- [2] Filipiuk S., Pietruszczyk, Szatkowski F.: Projekt wiaduktu kolejowego linii Olsztyn – Bogaczevo km kol. 74+970 nad drogą Warszawa – Gdańsk w Pasłęku.
- [3] Kozakiewicz A., Szafranski M., Żółtowski K.: Ekspertyza naukowo-techniczna dotycząca oceny nośności i sposobu naprawy wiaduktu kolejowego linii Olsztyn – Bogaczevo km 74+970 w Pasłęku, lipiec 2007.
- [4] Chróścielewski J., Żółtowski K., Kozakiewicz A., Malinowski M., Szafranski M.: Ocena wpływu „deformacji pierwotnych” środkików na nośność przęsła mostu przez rzekę Wisłę w Kiezmarku. Ekspertyza naukowo-badawcza, Politechnika Gdańska, 2003.
- [5] Siwowski T., Sobala D., Żółtowski K.: Ocena nośności uszkodzonego kratowniczowego dźwigara mostu kolejowego. XXII konferencja naukowo-techniczna „Awary budowlane”, Szczecin – Międzyzdroje 2006.
- [6] Kozakiewicz A., Szafranski M., Żółtowski K.: Projekt naprawy wiaduktu kolejowego linii Olsztyn – Bogaczevo km 74+970 w Pasłęku, grudzień 2008.
- [7] Kozakiewicz A., Szafranski M., Żółtowski K.: Ekspertyza naukowo-techniczna dotycząca oceny nośności i sposobu naprawy wiaduktu kolejowego linii Olsztyn – Bogaczevo km 70+305 w Zielonce Pasłęckiej, lipiec 2007.

NOWE PRZEPISY • NOWE PRZEPISY • NOWE PRZEPISY • NOWE PRZEPISY • NOWE PRZEPISY • NOWE PRZEPISY • NOWE PRZEPISY • NOWE PRZEPISY

Rozporządzenie ministra infrastruktury z dnia 10 grudnia 2010 r. zmieniające rozporządzenie w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie. DzU nr 239, poz. 1597.

Wprowadzono skorygowaną treść „Wykazu polskich norm powołanych w rozporządzeniu” (załącznik nr 1 do rozporządze-

nia z 12 kwietnia 2002 r.). W tym wykazie wymieniono m.in. dotychczasowe polskie normy projektowania i obliczania różnego rodzaju konstrukcji. Oznacza to, że te normy mogą być dalej podstawą projektowania. Wymieniono też Eurokody (podstawowy 1990 oraz od 1991 do 1999) dotyczące projektowania konstrukcji, zaznaczając (tak jak wcześniej), że *Polskie normy projektowania wprowadzające europejskie normy projekto-*

wania konstrukcji – Eurokody, zatwierdzone i opublikowane w języku polskim, mogą być stosowane do projektowania konstrukcji, jeżeli obejmują one wszystkie niezbędne aspekty związane z zaprojektowaniem tej konstrukcji (stanowią kompletny zestaw norm umożliwiający projektowanie). Projektowanie każdego rodzaju konstrukcji wymaga stosowania PN-EN 1990 i PN-EN 1991.

(p)