OCENA TRWAŁOŚCI ZMĘCZENIOWEJ POMOSTU ORTOTROPOWEGO MOSTU GROTA-ROWECKIEGO W WARSZAWIE

Maciej KULPA *, Tomasz SIWOWSKI *
*) Politechnika Rzeszowska

Streszczenie

Pęknięcia zmęczeniowe to najczęściej występujące uszkodzenia pomostów ortotropowych w mostach stalowych. Z tego względu szacowanie trwałości zmęczeniowej jest jedną z najważniejszych procedur przy ocenie stanu technicznego mostów z takimi pomostami. W artykule przedstawiono etapy procedury oceny trwałości zmęczeniowej konstrukcji stalowych, opartej na Eurokodach. Procedura opiera sie na metodach klasyfikacyjnej oraz bezwarunkowej żywotności w konwencji naprężeń nominalnych. Zastosowanie tej procedury do wstępnej oceny trwałości zmęczeniowej pomostu ortotropowego Mostu Grota-Roweckiego w Warszawie jest przedmiotem pracy. Wykorzystując numeryczny model pomostu określono miejsca w jego konstrukcji najbardziej zagrożone wystąpieniem pęknięć zmęczeniowych, wykazując jednocześnie duże prawdopodobieństwo wyczerpania trwałości eksploatacyjnej pomostu. Przykład oceny może być łatwo zaadoptowany do każdego rodzaju stalowego pomostu obiektu mostowego.

Słowa kluczowe: trwałość zmęczeniowa, pomost ortotropowy, Eurokody

1. WPROWADZENIE

Stalowe pomosty ortotropowe składają się z blachy stalowej, użebrowanej w obu wzajemnie prostopadłych kierunkach za pomocą żeber podłużnych i poprzecznic, opartej na środnikach dźwigarów blachownicach lub skrzynkowych, i stanowiącej jednocześnie pas górny tych dźwigarów. Konstrukcja pomostów jest całkowicie spawana. Główną zaletą takich pomostów jest mały ciężar, duża nośność i rezerwa plastyczna, wysoka sztywność gięta i skrętna (w przypadku żeber zamkniętych), a także względy estetyczne [1]. Pomosty ortotropowe zaczęto szeroko stosować w mostownictwie od połowy lat 50-tych ubiegłego wieku. W 1965 r. wprowadzono nową generację pomostów z żebrami podłużnymi w postaci kształtowników trapezowych walcowanych na zimno, co pozwoliło znacząco zwiększyć rozstaw poprzecznic. Na początku lat 80-tych, ze względu na duży rozwój technologii budowy mostów betonowych, zastosowanie pomostów otrotropowych znacząco spadło. Dzisiaj pomosty ortotropowe są stosowane

głównie w mostach o dużych rozpiętościach przęseł oraz w mostach ruchomych [2].

Olbrzymi wzrost intensywności ruchu i ciężaru pojazdów na drogach europejskich w ciągu ostatnich 40 lat spowodował, że w wielu mostach z pomostami ortotropowymi wykryto liczne pęknięcia zmęczeniowe [3]. Inicjacja tych pęknięć miała miejsce w połączeniach spawanych, zwłaszcza w spoinach podłużnych żeber i blachy pomostu oraz w połączeniach żeber i poprzecznic. Pęknięcia te nie tylko naruszają integralność konstrukcji pomostu i znacząco zmniejszają jej sztywność oraz trwałość, lecz także zagrażają bezpieczeństwu użytkowania obiektu oraz zwiększają koszty jego utrzymania. Dlatego problem oceny nośności i trwałości zmęczeniowej pomostów ortotropowych jest obecnie przedmiotem licznych europejskich studiów i badań naukowych [4] [5], a także znalazł odzwierciedlenie w nowych normach europejskich do projektowania mostów stalowych [6]. W krajach, gdzie liczba mostów z pomostami ortotropowymi jest bardzo duża (np. Holandia), poszukuje się i bada różne metody naprawy i wzmacniania takich pomostów [7].

W Polsce liczba mostów drogowych z pomostami ortotropowymi jest stosunkowo niewielka. Konstrukcję tą zaczęto stosować w latach 70-tych ubiegłego wieku przy projektowaniu i budowie dużych mostów przez Wisłę (most w Kiezmarku, mosty warszawskie: Łazienkowski i Grota-Roweckiego). W kolejnych latach stosowano pomosty ortotropowe zarówno w budowie dużych mostów (most w Zakroczymiu), jak również w modernizacji starszych mostów (most drogowo-kolejowy przez Wisłę w Płocku). W pierwszej dekadzie XXI w. pomosty ortotropowe zastosowano m.in. w nowych mostach przez Wisłę w Krakowie (Most Kotlarski) i w Płocku (Most Solidarności).

Stan pomostów ortotropowych w polskich mostach drogowych wydaje się być znacząco lepszy, niż opisany powyżej. W pracy [8] podano wyniki przeglądów czterech dużych mostów drogowych z pomostami ortotropowymi, wybudowanych w okresie ostatnich 40 lat. Oprócz złego stanu zabezpieczenia antykorozyjnego, nie stwierdzono uszkodzeń strukturalnych i zmęczeniowych pomostów ortotropowych. Świadczy to z jednej strony o dobrym zaprojektowaniu i wykonaniu tych mostów, z drugiej jest jednak spowodowane znacząco mniejszą intensywnością ruchu i ciężarem pojazdów, korzystających z tych mostów. Jednakże stale wzrastająca intensywność i wielkość obciążeń polskich mostów drogowych może już wkrótce spowodować podobne problemy, jakich obecnie doświadcza administracja drogowa niektórych krajów Europy Zachodniej i USA. Dlatego problem oceny trwałości zmęczeniowej pomostów ortotropowych polskich mostów drogowych jest obecnie bardzo aktualny.

W pracy przedstawiono procedurę i wstępne wyniki oceny trwałości zmęczeniowej pomostu ortotropowego Mostu Grota-Roweckiego przez Wisłę w Warszawie. Ocena jest związana z koniecznością zapewnienia min. 25-letniej trwałości pomostu po wykonaniu jego aktualnie realizowanej modernizacji. Wykorzystano nową procedurę, opracowaną w ramach współpracy pomiędzy Centrum Badawczym Komisji Europejskiej (JRC) oraz Europejską Konwencją Konstrukcji Stalowych (ECCS) [9]. Procedura bazuje na regułach przyjętych w Eu-

rokodach i jest podstawą do tworzenia przyszłych norm europejskich w zakresie oceny nośności i prognozowania trwałości mostów.

2. METODYKA OCENY

Zalecenia europejskie [9] zwierają 4-fazową procedurę oceny trwałości zmęczeniowej istniejących konstrukcji stalowych, w tym mostów. W zaleceniach opisano m.in. wszystkie czynniki, które należy uwzględnić w ocenie zarówno po stronie wytrzymałości materiału, jak również po stronie obciążeń i oddziaływań, oraz podano możliwości uzyskania bardziej szczegółowych informacji o tych czynnikach. W większości przypadków ocena trwałości zmęczeniowej istniejącego mostu stalowego jest przeprowadzana po ocenie nośności doraźnej (normowej lub użytkowej) konstrukcji. Ocenę zmęczeniową przeprowadza się wówczas, gdy most przeszedł pozytywnie (w kontekście wymagań administratora) procedurę oceny nośności. Pełną procedurę oceny trwałości zmęczeniowej i przykład jej zastosowania opisano m.in. w pracy [10].

Celem fazy I oceny trwałości zmęczeniowej jest identyfikacja krytycznych elementów konstrukcji ze względu na wyczerpanie trwałości zmęczeniowej, przy pomocy możliwie najprostszej metody, zalecanej przez Eurokody. Po wykonaniu analizy istniejącej dokumentacji archiwalnej oraz wizualnego przeglądu konstrukcji wstępną ocenę trwałości zmęczeniowej poszczególnych elementów należy przeprowadzić stosując procedurę zawartą w Eurokodach dla oceny zmęczenia konstrukcji nowych, czyniąc w przypadku braku informacji i/lub informacji wątpliwych konserwatywne (bezpieczne) założenia. W ten sposób należy zidentyfikować elementy krytyczne ze względu na zmęczenie. Obliczenie takie jest proste i szybkie, i daje wystarczająco dobre oszacowanie poziomu bezpieczeństwa każdego elementu. Metoda bazuje na konwencjonalnych krzywych zmęczeniowych oraz klasyfikacji karbów, zawartych w Eurokodzie 3-1-9 [11] oraz na Modelu Obciążeń Zmęczeniowych FLM3 wg Eurokodu 1-2 [12].

Wstępną ocenę poziomu bezpieczeństwa zmęczeniowego elementu wykonuje się za pomocą wzoru (1):

$$\mu_{\mathrm{fat}} = \frac{\Delta\sigma_{\mathrm{C}}}{\gamma_{\mathrm{Ff}}\ \gamma_{\mathrm{Mf}}\ \Delta\sigma_{\mathrm{E,2}}} \tag{1}$$

gdzie:
μ_{fat} – poziom bezpieczeństwa zmęczeniowego;
$\Delta\sigma_C$ – wytrzymałość zmęczeniowa normatywna dla N_C=2 miliony cykli (tzw. kategoria zmęczeniowa elementu);
$\Delta\sigma_{E,2}$ - równoważny zakres zmienności naprężeń o stałej amplitudzie, odniesiony do 2 milionów cykli;
γ_{Mf} - częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla wytrzymałości zmęczeniowej $\Delta\sigma_C$;

γ_{Ff} - częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla równoważnego zakresu zmienności naprężeń o stałej amplitudzie $\Delta\sigma_{E,2}$.

Zasady przyjmowania wartości poszczególnych wielkości podaje Eurokod 3-1-9 [11]. Równoważny zakres zmienności naprężeń o stałej amplitudzie, odniesiony do 2 milionów cykli $\Delta\sigma_{E,2}$ oblicza się wg wzoru (2):

$$\gamma_{\mathrm{Ff}}\ \Delta\sigma_{\mathrm{E,2}} = \frac{\lambda_1 \times \lambda_2 \times \lambda_3 \times \lambda_4 \times \Delta\sigma(\gamma_{\mathrm{Ff}}, Q_{\mathrm{k}})}{\gamma_{\mathrm{Ff}}\ \gamma_{\mathrm{Mf}}\ \Delta\sigma_{\mathrm{E,2}}} \tag{2}$$

gdzie:
$\Delta\sigma_p(\gamma_{Ff}, Q_k)$ - zakres zmienności naprężeń od obciążeń zmęczeniowych wg Eurokodu 1-2 [12];
λ_i - współczynniki równoważności uszkodzeń, zależne od widm obciążeń określonych w odpowiednich częściach Eurokodu 3-2 [13];
Q_k - wartość obciążeń charakterystycznych w Modelu Obciążeń Zmęczeniowych FLM 3 wg Eurokodu 1-2 [12].

Stosując model numeryczny konstrukcji należy obliczyć siły wewnętrzne i/lub maksymalne i minimalne naprężenia, wynikające z obciążenia pojazdem wg modelu FLM3, a następnie zakresy tych naprężeń, tzn. ich różnice algebraiczne wg wzoru (3):

$$\Delta\sigma_{\mathrm{p}} = \left|\sigma_{\mathrm{p,max}} - \sigma_{\mathrm{p,min}}\right| \tag{3}$$

Współczynniki równoważności uszkodzeń λ_i dla mostów drogowych wyznacza się wg przepisów Eurokodu 3-2 [13]. W przypadku braku odpowiednich danych dotyczących λ_i wartości obliczeniowe zakresów naprężeń nominalnych można wyznaczyć stosując zasady podane w Załączniku A Eurokodu 3-1-9 [11].

Gdy obliczony wg powyższej procedury poziom bezpieczeństwa zmęczeniowego $\mu_{fat} \geq 1{,}0$ wówczas można przyjąć, że w elemencie (połączeniu) nie występuje zagrożenie zmęczeniem. Gdy $\mu_{fat} < 1{,}0$ wówczas należy przejść do fazy II i/lub III procedury oceny trwałości zmęczeniowej wg [9].

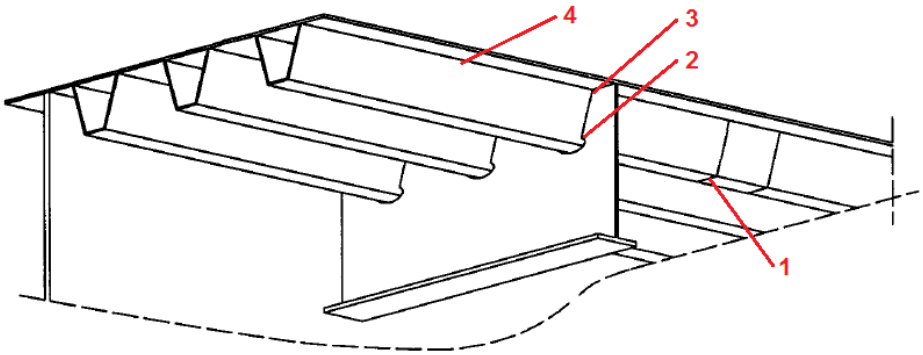
3. OCENA TRWAŁOŚCI ZMĘCZENIOWEJ POMOSTU

Pomost ortotropowy Mostu Grota-Roweckiego składa się z blachy jezdni, trapezowych żeber podłużnych oraz teowych żeber poprzecznych (rys.1).

Rys. 1. Widok ogólny pomostu ortotropowego

Grubość blachy jezdni jest zmienna i wynosi od 12 do 28 mm (w obszarach przypodporowych). Żebra podłużne wykonano jako elementy profilowane na zimno z blachy o grubości 8 mm. Rozstaw żeber podłużnych wynosi osiowo 600 mm, a ich wysokość 178 mm. Żebra podłużne są ciągłe i przechodzą przez otwory wycięte w środnikach poprzecznic. Poprzecznice są rozstawione co 2500 mm, a ich środniki mają wysokość 850 mm i grubość 12 mm. Pasy poprzecznic wykonano z blach o szerokości 400 mm i grubości 20 mm.

Analiza piśmiennictwa dotyczącego zmęczenia pomostów ortotropowych (m.in. [3], [4], [5], [9], [14]) oraz archiwalnej dokumentacji mostu, a także przegląd szczegółowy stanu technicznego konstrukcji pomostu [8] pozwoliły na identyfikację głównych karbów konstrukcyjnych pomostu (połączeń), w których należy wykonać ocenę trwałości zmeczeniowej. Karby te pokazano na rys.2 i opisano w tabeli 1.



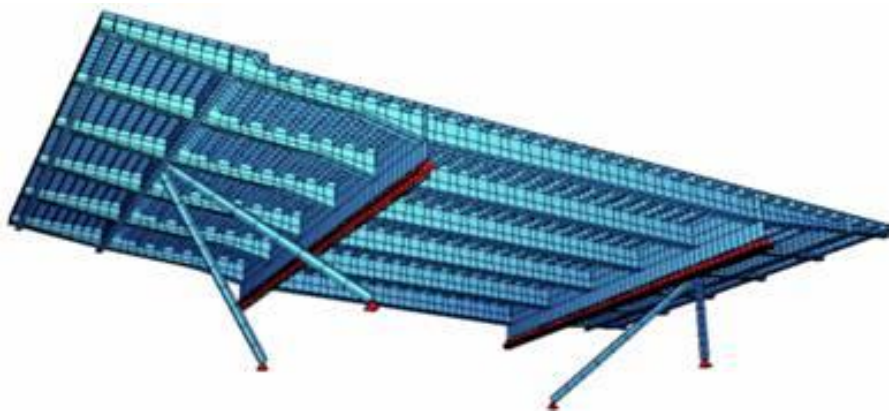
Rys. 2. Oceniane połączenia pomostu ortotropowego (opis w tabeli 1)

Tabela 1. Oceniane połączenia pomostu ortotropowego

Numer karbu wg rys.1	Opis karbu	Sprawdzany zakres naprężeń	Kategoria zmęczeniowa $\Delta\sigma_C$ wg [11]
1	Połączenie żebra na długości	Naprężenia w kierunku podłużnym w pasie dolnym żebra	71
2	Połączenie żebra ze środnikiem poprzecznicy (pas dolny żebra)	Naprężenia w kierunku podłużnym w pasie dolnym żebra	80
3	Połączenie żebra ze środnikiem poprzecznicy (blacha pomostu)	Naprężenia w kierunku podłużnym w środniku żebra	80
4	Połączenie żebra z blachą pomostu pomiędzy poprzecznicami	Naprężenia w kierunku poprzecznym w środniku żebra	50

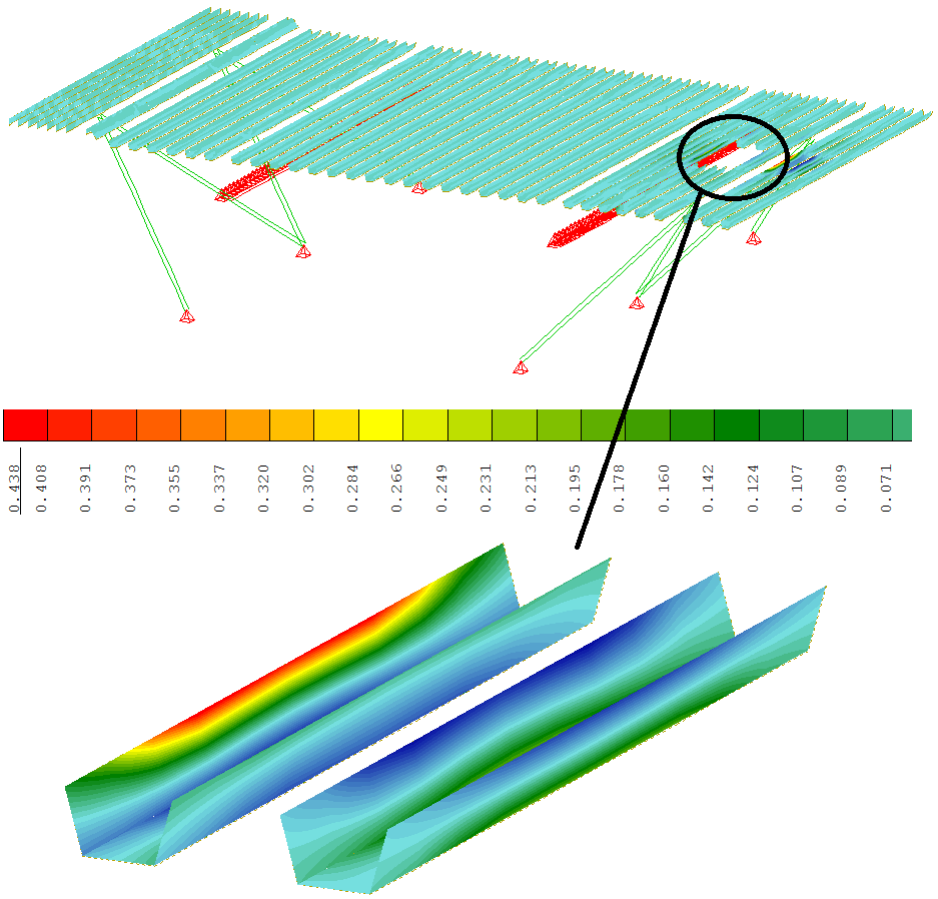
Obliczenia naprężeń w elementach pomostu wykonano za pomocą lokalnego modelu numerycznego wycinka konstrukcji, sporządzonego w programie *Sofistik*. Zamodelowano fragment ortotropowej płyty pomostu, obejmujący 5 przęseł podłużnicy o sumarycznej długości 13,0 m. W kierunku poprzecznym odwzorowano pełną szerokość pomostu w stanie po modernizacji. Model numeryczny jest klasy $e^1+e^2(p^3)$. Elementami powłokowymi odwzorowano blachę pomostu, żebra podłużne, poprzecznice oraz fragment środnika dźwigarów głównych. Zastrzały podpierające nowy wspornik pomostu ortotropowego zamodelowano jako elementy prętowe.

Analizę wyników dla karbów pomostu przeprowadzono dla dwóch charakterystycznych powierzchni blachy pomiędzy poprzecznicami: z podparciem zastrzałem i bez podparcia. Grubości poszczególnych blach elementów pomostu przyjęto zgodnie z dokumentacją archiwalną i rysunkami inwentaryzacyjnym. Z uwagi na rozróżnienie grubości blachy pomostu na długości do analizy zmęczeniowej grubość minimalną, tj. 12 mm. Warunki brzegowe w modelu numerycznym zadano odbierając węzłom leżącym w osi obu środników dźwigarów głównych translacyjne stopnie swobody w kierunku pionowym oraz dla jednego środnika w kierunku poprzecznym. Wizualizację fragmentu modelu numerycznego przedstawiono na rys.3.



Rys. 3. Model numeryczny fragmentu pomostu ortotropowego

Do analizy zakresu zmienności naprężeń w karbach konstrukcyjnych posłużono się Modelem Obciążenia Zmęczeniowego FLM3 wg normy [12]. Zamodelowano przejazd pojazdu FLM3 w kierunku podłużnym wzdłuż sześciu osi pasów umownych ze skokiem równym połowie rozstawu pomiędzy poprzecznicami, tj. 1,25 m. Pasy umowne zlokalizowano przy krawężnikach oraz w osiach jezdni na pomoście. Uwzględniono także statystyczny rozkład obciążenia w ramach pola kontaktu pojedynczego koła pojazdu. Następnie wyznaczono wartość zakresu zmienności odpowiednich sił wewnetrznych i/lub naprężeń od przejazdu pojazdu FLM3 wzdłuż danej osi przejazdu. Maksymalne i minimalne wartości sił/naprężeń pozwoliły na wyznaczenie zakresów zmienności naprężeń w poszczególnych karbach wg wzoru (3).



Rys. 4. Wynik obliczeń maksymalnego momentu zginającego żebra dla karbu nr 4

Przykładową procedurę obliczeń dla karbu nr 4 przedstawiono poniżej. Zakres zmienności podłużnego momentu zginającego w środniku żebra jest wartością bezwzględną z wartości maksymalnej, gdyż przejazd pojazdu nie wywołuje w żebrze momentów o różnych znakach. Wartość tą odczytano wprost z programu *Sofistik*: ΔM_w = 0,438 kNm/m (rys.4). Naprężenia w karbie nr 4 zostały wyznaczone wg wzoru z tabeli 8.8 normy [11]. Maksymalny zakres zmienności naprężeń obliczono dla 8 mm grubości blachy środnika wg równania (4):

$$\Delta\sigma_{\mathrm{p}} = \frac{\Delta M_{\mathrm{w}}}{W_{\mathrm{w}}} = \frac{0{,}438 \times 6}{0{,}8^2} = 40\,\mathrm{MPa} \tag{4}$$

Analogicznie wyznaczono zakresy zmienności sił/naprężeń od przejazdu pojazdu FLM3 dla karbów 1-3. Do wstępnej oceny poziomu bezpieczeństwa zmęczeniowego elementów pomostu przyjęto następujące wartości współczynników bezpieczeństwa:
γ_{Mf} = 1,35 - zalecane wg Eurokodu 3-1-9 [11], dla dużych konsekwencji zniszczenia obiektu;
γ_{Ff} = 1,0 - zalecane wg Eurokodu 3-2 [13].

Współczynniki równoważności uszkodzeń λ przyjeto wg normy [3] wg następujacych założeń:
λ_1=2,55 - współczynnik związany z długością linii wpływu; przyjęto wartość maksymalną wg normy [13];
λ_2=0,57 - z uwagi na geometrię żeber podłużnych i rozstaw tandemów osi w pojeździe FLM3 przyjęto, że każdy pojedynczy przejazd wywołuje dwie amplitudy naprężeń w elemencie; przy takim założeniu średni ciężar samochodu ciężarowego równa się połowie obciążenia FLM3, czyli 240 kN; liczbę amplitud w ciągu roku przyjęto jako podwójną liczbę samochodów N_{obs} = 2x5x10^6 jak dla dróg ze średnim udziałem potoku samochodów ciężarowych [12];
λ_3=0,90 - jak dla 60-letniego okresu eksploatacji, uwzględniając aktualny wiek konstrukcji mostu;
λ_4=1,00 - dla żeber podłużnych można pominąć wpływ obciążeń na sąsiednich pasach.

Tabela 2. Równoważne zakresy zmienności naprężeń o stałej amplitudzie $\Delta\sigma_{E,2}$

Numer karbu wg rys.1	$\Delta\sigma_p$	λ	$\Delta\sigma_{E,2}$
1	57,2	1,31	74,9
2	33,4	1,31	43,8
4	40,0	1,31	52,4

Równoważne zakresy zmienności naprężeń o stałej amplitudzie, odniesione do 2 milionów cykli $\Delta\sigma_{E,2}$ obliczono wg wzoru (2) i zestawiono dla poszczególnych karbow w tabeli 2. Karb nr 3 pominieto, gdyż wstępna analiza wykazała, że dla przedmiotowego przypadku naprężenia w poziomie pasa dolnego żebra przyjmują większe wartości. Ocenę zagrożenia zmeczeniowego przeprowadzono wg wzoru (1), a wynik tej oceny przedstawiono w tabeli 3.

Tabela 3. Końcowy wynik oceny trwałości zmeczeniowej pomostu

Numer karbu wg rys.1	Kategoria zmęczeniowa $\Delta\sigma_C$ wg normy [11]	μ_{fat}	Zagrożenie zmeczeniowe
1	71	0,70	TAK
2	80	1,35	NIE
4	50	0,71	TAK

Wstępna analiza zmęczeniowa wykazała, że w karbach nr 1 i 4 istnieje duże prawdopodobieństwo przekroczenia nośności zmęczeniowej (SGN) w planowanym okresie eksploatacji mostu (25 lat). Dla dokładniejszego sprawdzenia (wyeliminowania) tego zagrożenia należy przeprowadzić prace analityczne i badawcze, przewidziane w kolejnych fazach procedury oceny trwałości zmęczeniowej wg wytycznych europejskich [9].

4. KOLEJNE FAZY OCENY TRWAŁOŚCI ZMĘCZENIOWEJ

Zgodnie z zaleceniami wytycznych [9], gdy $\mu_{fat} < 1{,}0$ wówczas należy przejść do fazy II i/lub III procedury oceny trwałości zmęczeniowej. Faza II polega na szczegółowych obliczeniach i badaniach tych elementów, dla których faza I wykazała niewystarczający poziom bezpieczeństwa zmęczeniowego (tj. karb nr 1 i 4). Celem obliczeń analitycznych w tej fazie jest m.in. określenie tzw. bezwarunkowej żywotności zmęczeniowej, tj. przewidywanego okresu czasu do zniszczenia zmęczeniowego dla zadanego widma naprężeń. Obliczenie takie wykonuje się metodą liniowej kumulacji uszkodzeń Palmgrena – Minera wg wzorów (5):

$$D_{\mathrm{d}} = \sum \frac{n_{\mathrm{Ei}}}{N_{\mathrm{Ri}}} \leq 1 \qquad\qquad T_{\mathrm{S}} = \frac{1}{D_{\mathrm{d}}} \tag{5}$$

gdzie:
D_d – sumaryczne uszkodzenie zmęczeniowe w analizowanym okresie użytkowania;
n_{Ei} – liczba cykli związana z zakresem zmienności naprężeń $\gamma_{Ff}\Delta\sigma_i$, w i-tym paśmie widma obliczeniowego;
N_{Ri} – trwałość obliczeniowa (liczba cykli) uzyskana na podstawie krzywej obliczeniowej $\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$ dla zakresu zmienności $\gamma_{Ff}\Delta\sigma_i$;
T_s - bezwarunkowa żywotność zmęczeniowa wyrażona w latach.

Aby uzyskać wartość trwałości N_{Ri} dla każdego pasma widma, przyłożone zakresy zmienności naprężeń mnoży się przez γ_{Ff}, natomiast wartość wytrzymałości zmęczeniowej dzieli się przez γ_{Mf}. Trwałość zmęczeniowa elementu nie jest zagrożona, gdy $D_d \leq 1{,}0$.

Przed wykonaniem obliczeń w fazie II muszą zostać przeprowadzone analizy i/lub pomiary oraz badania, mające na celu co najmniej: aktualizację i uzupełnienie informacji dotyczących obciążeń oraz uzupełnienie informacji dotyczących niektórych cech materiału (karbów). Dane o obciążeniach obarczone są największą niepewnością, dlatego muszą być koniecznie zaktualizowane i uzupełnione. Zamiast stosowania prostych normowych modeli obciążeń (jak np. model FLM3 wg Eurokodu 1-2 [12], zastosowany w fazie I), należy zastosować rzeczywiste dane z pomiarów ruchu lub bardziej złożone modele obciążeń zmęczeniowych, uwzględniające zestawy standardowych samochodów ciężarowych, które łącznie wywołują efekty równoważne tym, jakie występują w typowym

ruchu na drogach (np. model FML4 wg Eurokodu 1-2 [12]). Należy jednak pamiętać, że wynik pomiaru w dowolnym punkcie (a także wynik obliczeń z wykorzystaniem złożonego modelu obciążeń) należy ekstrapolować zarówno w przeszłość, jak i w przyszłość. Pomocne w tym celu są wszelkie dane statystyczne z pomiarów ruchu, zbierane przez administrację drogową.

Wartości charakterystyczne wytrzymałości zmęczeniowych ustalane na bazie normowych krzywych S-N są często bardzo konserwatywne. Skutkuje to zazwyczaj przyjęciem niższych (bezpiecznych) kategorii zmęczeniowych w obliczeniach fazy I. W celu uzupełnienia informacji dotyczących wytrzymałości zmęczeniowej badanych karbów konieczne są szerokie studia literaturowe dla znalezienia niezbędnych, wiarygodnych danych. Natomiast w celu wyznaczenia rzeczywistych cech wytrzymałościowych zastosowanej stali jest konieczne zazwyczaj przeprowadzenie badań materiałowych na próbkach wyciętych z konstrukcji.

Uzupełnieniem obliczeniowej części fazy II są ilościowe badania nieniszczące (NDT), podejmowane w celu identyfikacji możliwych rys zmęczeniowych w elementach krytycznych, wyznaczonych w fazie II. W przypadku wykrycia takich rys w konstrukcji ocenę trwałości zmęczeniowej należy wykonać wg zaleceń jak dla fazy III, pomijając analizy obliczeniowe przewidziane w fazie II.

Wg zaleceń [9] w przypadku możliwych poważnych konsekwencji, związanych z ryzykiem niebezpieczeństwa i/lub generowania nadmiernych kosztów, spowodowanych wykazaną w fazie II wyczerpaną trwałością zmęczeniową mostu, konieczne jest powołanie zespołu ekspertów wraz ze specjalistycznym laboratorium badawczym, którzy przeprowadzą analizy przewidziane w fazie III. Faza ta obejmuje działania z wykorzystaniem specjalistycznych narzędzi, a jej celem jest pomoc w podjęciu właściwej decyzji, dotyczącej dalszej eksploatacji mostu. Narzędzia te to przede wszystkim: (a) metody mechaniki pękania w ocenie bezwarunkowej żywotności zmęczeniowej, (b) metody probabilistyczne w ocenie wpływu zmienności podstawowych parametrów na trwałość zmęczeniową, oraz (c) jakościowe badania NDT.

5. PODSUMOWANIE

Wstępne analizy obliczeniowe wykonane w celu oceny trwałości zmęczeniowej pomostu ortotropowego Mostu Grota-Roweckiego przez Wisłę w Warszawie wykazały, że w kilku jego elementach istnieje duże prawdopodobieństwo wyczerpania trwałości zmęczeniowej, co świadczy o prawie zerowej żywotności zmęczeniowej pomostu. Elementami tymi są głównie połączenie żeber podłużnych w środku pomiędzy poprzecznicami oraz połączenie żeber podłużnych z blachą pomostu. Potencjalne pęknięcia zmęczeniowe w żebrach i blasze pomostu mogą doprowadzić do konieczności wprowadzenia ograniczeń w przejezdności mostu.

Wyniki przedstawionej oceny są obarczone pewnym błędem, którego przyczyny leżą zarówno po stronie bezpiecznej, jak również po stronie niebezpiecznej dla konstrukcji. Te przyczyny są następujące:

- przyjęty do obliczeń zakresów naprężeń w elementach pomostu Model Obciążeń Zmęczeniowych FLM3 wg normy [12] może odbiegać od rzeczywistych pojazdów, poruszających się po moście;
- zastosowany model obliczeniowy MES konstrukcji pomostu nie został zweryfikowany w badaniach;
- nie uwzględniono rzeczywistego stanu technicznego konstrukcji, w tym zwłaszcza korozji elementów pomostu;
- przyjęta metoda klasyfikacyjna oceny zmęczeniowej, oparta na normowych krzywych zmęczeniowych jest stosunkowo prosta, lecz ma wiele ograniczeń;
- deterministyczny charakter analizy nie pozwala na uwzględnienie zmienności parametrów wpływających na trwałość zmęczeniową pomostu oraz na oszacowanie prawdopodobieństwa wystąpienia awarii mostu.

Prace mające na celu zmniejszenie błędu oszacowania trwałości zmęczeniowej przez likwidację części w/w przyczyn są przedmiotem II i III fazy oceny trwałości zmęczeniowej wg zaleceń [9]. W ramach tej fazy planowane są następujące działania:

- badania pomostu pod próbnym obciążeniem w celu walidacji modelu MES konstrukcji pomostu;
- dokładniejsze wyznaczenie kategorii zmęczeniowej dla wybranych połączeń spawanych pomostu ortotropowego na podstawie badań zmęczeniowych;
- uwzględnienie rzeczywistego stanu technicznego konstrukcji, w tym np. korozji;
- jakościowe badania NDT konstrukcji pomostu (np. metodą emisji akustycznej);
- szczegółowe obliczenie trwałości zmęczeniowej pomostu metodami mechaniki pękania, w celu wyznaczenia potencjalnych miejsc inicjacji pęknięć, ich wielkości, szybkości propagacji oraz wymaganej częstotliwości przeglądów pomostu ze względu na zagrożenie zmęczeniem wraz z wyborem adekwatnej metody kontroli;
- wyznaczenie prawdopodobieństwa wystąpienia pęknięć zmęczeniowych oraz niezawodności konstrukcji, uwzględniających zmienność podstawowych parametrów, stosowanych do oceny trwałości zmęczeniowej.

Prace analityczne i badawcze, będące przedmiotem faz II i III procedury wg wytycznych [9] są obecnie w fazie realizacji. Po wykonaniu w/w prac zostaną podjęte ostateczne decyzje o wprowadzeniu adekwatnych i skutecznych działań w ramach fazy IV, prowadzących do zwiększenia trwałości zmęczeniowej oraz podniesienie poziomu bezpieczeństwa Mostu Grota-Roweckiego przez Wisłę w Warszawie.

Jeżeli wyniki działań przewidzianych w fazach od I do III nie potwierdzą możliwości pozostawienia mostu w użytkowaniu ze standardowym bieżącym utrzymaniem oraz systemem przeglądów, konieczne jest wprowadzenie prac zabezpieczających i/lub naprawczych. W ramach tych prac, stanowiących fazę

IV działań wg zaleceń [9], mogą być konieczne: wprowadzenie stałego monitoringu, dalsza redukcja ciężaru i liczby pojazdów poruszających się po moście, naprawa elementów pękniętych i/lub wzmocnienie pomostu.

LITERATURA

1. Czudek H., Pietraszek T.: *Stalowe pomosty użebrowane. Obliczanie i konstrukcja*, Warszawa, Arkady 1978.
2. Troitsky M.S.: *Orthotropic bridges - theory and design*, Cleveland, The James F. Lincoln Arc Welding Foundation 1987.
3. Wolchuk R.: *Lessons from Weld Cracks in Orthotropic Decks on Three European Bridges*, Journal of Structural Engineering ASCE, **116**, 1, 1990, 75–84.
4. Maljaars J., van Dooren F., Kolstein H.: *Fatigue assessment for deck plates in orthotropic bridge decks*, Steel Construction **5**, 2, (2012), 93-100.
5. Battista R.C., Pfeil M.S., Carvalho E.M.L.: *Fatigue life estimates for a slender orthotropic steel deck*, Journal of Constructional Steel Research, **64**, 1, 2008, 134–140.
6. Siwowski T.: *Procedura oceny zmęczenia pomostów metalowych w obiektach mostowych*, Drogi i Mosty, **11**, 1, 2012, 5-31.
7. De Jong F.B.P.: *Renovation techniques for fatigue cracked orthotropic steel bridge decks*, delft, Delft University of Technology, 2007.
8. Zobel H., Karwowski W., Mossakowski P., Wróbel M.: *Pomosty ortotropowe niektórych mostów drogowych po wieloletniej eksploatacji*, Inżynieria i Budownictwo, **65**, 6 (2009) 306-311.
9. JRC Scientific and Technical Report No. 43401. *Assessment of existing steel structures: recommendations for estimation of remaining fatigue life*, Luxembourg, European Commission, 2008.
10. Siwowski T., Kulpa M., Zimierowicz A.: *Ocena trwałości zmęczeniowej mostu kratownicowego przez Wisłę w Sandomierzu*, Wrocław, Monografia „Trwałość obiektów mostowych”, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, 2012, 239-252.
11. PN-EN 1993-1-9:2007. Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-9: Zmęczenie.
12. PN-EN 1991-2:2007. Eurokod 1: Oddziaływanie na konstrukcje. Część 2: Obciążenia ruchome mostów.
13. PN-EN 1993-2:2007. Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 2: Mosty.
14. Kolstein M. H.: *Fatigue classification of welded joints in orthotropic steel bridge decks*, Delft, Delft University of Technology, 2007.

FATIGUE LIFE ASSESSMENT OF ORTHOTROPIC DECK

OF THE GROT-ROWECKI BRIDGE IN WARSAW

Summary

In case of orthotropic bridge decks fatigue cracks are the most often damages suffering a bridge. Therefore a fatigue assessment procedure seems to be one of the most important in durability evaluation of existing orthotropic bridge decks. The reliable fatigue assessment can be decisive for estimated service life of a bridge. The main steps of the fatigue assessment procedure according to European recommendations based on Eurocodes have been described in the paper. This procedure is based on classification and safe life design method coupled with nominal stress convention. The procedure application for initial fatigue assessment of an orthotropic deck of steel road bridge in Warsaw has been presented. On the basis of the European fatigue assessment recommendations and FEM calculations the factors determining the fatigue life of the bridge have been established and evaluated. This example can be easily used for such kind of assessment for an arbitrary existing steel bridge with an orthotropic deck.