

Ocena zużycia technicznego wybranego stalowego mostu kolejowego

Ryszard CHMIELEWSKI¹, Paweł MUZOLF², Stanisław SANCEWICZ³

Streszczenie

W artykule przedstawiono ocenę stanu technicznego kolejowego stalowego obiektu mostowego. W tej ocenie dodatkowo uwzględniono również wpływ układu geometrycznego torów, w szczególności mimośrodowe położenie osi toru względem osi obiektu, na wyężenie pręseł oraz na zmniejszenie trwałości zmęczeniowej. Podkreślono, że wraz ze zmniejszeniem sztywności pręseł, ich skręcanie, a tym samym również siły boczne, ulegały zwiększeniu. Celowe byłoby wykorzystanie wniosków przedstawionych w niniejszym artykule, podczas przeglądów kolejowych obiektów mostowych, jako uzupełnienie procedury zawartej w Instrukcji Id-16.

Słowa kluczowe: ocena zużycia technicznego, degradacja, stalowy most kolejowy, utrzymanie mostów

1. Wstęp

Głównym celem działań określanych pojęciem utrzymania eksploatowanych kolejowych obiektów inżynierskich, których elementem składowym są mosty kolejowe, jest zapewnienie ich bezpiecznego użytkowania. Użytkowanie to powinno odbywać się bez wprowadzania ograniczeń w postaci zmniejszenia prędkości pojazdów szynowych, ich dopuszczalnych nacisków na oś czy też skrajni. Niniejszy artykuł jest poświęcony ocenie stopnia degradacji stalowych mostów kolejowych, służącej do określenia przydatności użytkowej obiektu. Przedstawiono metodykę prowadzenia tej oceny w sposób inżynierski na podstawie przeglądów kontrolnych kolejowych obiektów inżynierskich [6] i wytrzymałości zmęczeniowej oraz na podstawie wyników modelowania numerycznego konstrukcji.

Metodykę oceny mostu kolejowego przedstawiono na przykładzie wybranej konstrukcji w postaci stalowej blachownicy nitowanej, zlokalizowanej w km 192,231 toru nr 1 na linii 131 Chorzów Batory – Tczew [4]. Konstrukcję obiektu stanowiły dwa pręseła wybudowane w 1933 r. w układzie wolnopodpartym. Teoretyczna rozpiętość pręseł wynosiła $2 \times 14,50$ m, ich długość całkowita 14,90 m, zaś długość całkowita przeprawy 30,6 m. Pręseła opierały się na betonowych podporach masywnych, przyczółkach i filarze.

Fundamenty podpór pośrednich były posadzone na palach. Dźwigary główne pręseła były wykonane w postaci blachownicy nitowanej o przekroju dwuteownika. Środek wykonano z blachy o przekroju 1700×12 mm i połączono z blachami pasów o przekroju 295×12 mm za pomocą kątownika L $130 \times 130 \times 12$ mm. W pasach występuje zmienienna liczba blach nakładek o wymiarach 290×12 mm: w środku rozpiętości na górze są trzy nakładki, natomiast na dole dwie. Usztywnienie środka stanowią nitowane żebra z kątowników L $80 \times 80 \times 8$ mm w rozstawie, co 1,2 m. Dodatkowo w dwóch polach skrajnych występują usztywnienia w postaci kątowników skośnych. Stężenie konstrukcji w postaci litery X wykonano z kątowników L $80 \times 80 \times 8$ mm rozmieszczonych w odległościach co 2,4 m [4].

W ocenie zużycia technicznego obiektu uwzględniono zarówno wpływ szacowanej liczby cykli obciążeń, szacowaną trwałość obiektu, jak również wykonano obliczenia dla opracowanego modelu numerycznego konstrukcji w postaci przestrzennego modelu bryłowego konstrukcji pręsełowej. Rozważano również wpływ układu geometrycznego torów, w szczególności mimośrodowego położenia osi toru względem osi obiektu. W celu określenia korozyjnego osłabienia przekroju (rzeczywistego momentu bezwładności) dźwigarów głównych konstrukcji, dokonano pomiarów in-situ ugięcia konstrukcji pod obciążeniem ru-

¹ Ppłk dr inż.; Wojskowa Akademia Techniczna, Wydział Inżynierii Lądowej i Geodezji; e-mail: ryszard.chmielewski@wat.edu.pl.

² Por. mgr inż.; Wojskowa Akademia Techniczna, Wydział Inżynierii Lądowej i Geodezji.

³ Dr inż.; Wojskowa Akademia Techniczna, Wydział Inżynierii Lądowej i Geodezji.

chym. Do pomiaru przemieszczeń, jako obciążenie ruchome, wykorzystano przejeżdżający pociąg składający się z lokomotywy elektrycznej oraz wagonów do przewożenia cementu. Obliczenia wytrzymałości oraz analizę numeryczną przeprowadzono z wykorzystaniem współczynnika redukcyjnego wyznaczonego na podstawie otrzymanych pomiarów ugięć.

Obecnie przęsła obiektu są zdemontowane. Zasadniczą przyczyną rozbiórki był ich przedawaryjny stan techniczny [6], opisany w dalszej części artykułu.

Autorzy dziękują Dyrektorowi Zakładu Linii Kolejowych w Łodzi za wyrażenie zgody na wykorzystanie do niniejszego artykułu wyników przeglądu specjalnego obiektu.

2. Stan techniczny konstrukcji przęsłowej obiektu

W 2013 roku, w trakcie wykonywania przeglądu specjalnego, ogólny stan przęseł nitowanych określo-

no jako **przedawaryjny** [6], a zasadniczym uszkodzeniem będącym przyczyną takiej oceny było uszkodzenie dźwigarów w strefach podporowych. Miejscowe natężenie zjawisk korozji ogólnej konstrukcji oraz szczelinowej pomiędzy łączonymi elementami w miejscach występowania maksymalnych sił poprzecznych spowodowało zniszczenie kątowników łączących środnik dźwigara z pasem dolnym oraz słupków podporowych, co przedstawiono na rysunkach 1a-1d. W celu jednoznacznej identyfikacji położenia ocenianych elementów konstrukcji wprowadzono oznaczenia osi podpór: od nr I od strony stacji Otok, do nr IV od strony stacji Poddębice oraz strony lewej i prawej patrząc wzdłuż osi mostu w kierunku od stacji Otok do stacji Poddębice (por. rys. 3).

Przyczyną takiego stanu technicznego była intensywna korozja pasa dolnego oraz fakt, iż skrajny słupek nad podporą (w kierunku środka blachownicy) nie w pełni przejmował siłę pionową reakcji. Przekrój poprzeczny na ściskanie od reakcji podporowej równy jest sumie czterech pól przekroju kątownika

a)



b)



c)



d)



Rys. 1. Stan strefy podporowej: a) w osi nr I po stronie lewej przęsła, b) osi nr II po stronie lewej przęsła, c) w osi nr III po stronie lewej przęsła, d) w osi nr IV po stronie prawej przęsła [fot. R. Chmielewski]

L 130×130×12 mm oraz pola przekroju środnika pomiędzy skrajnymi słupkami o długości 40 cm – łącznie 162,8 cm². Ze względu na zniszczenia korozyjne kątowników słupków podporowych, przekrój przejmujący ściskanie był równy tylko powierzchni styku środnika pomiędzy środkami ciężkości skrajnych kątowników, czyli 39,3 cm². Zastosowane w 2009 roku dodatkowe podparcie w postaci podpór z podkładów staroużytecznych również okazało się nieskuteczne ze względu na jego osiadanie (rys. 2).

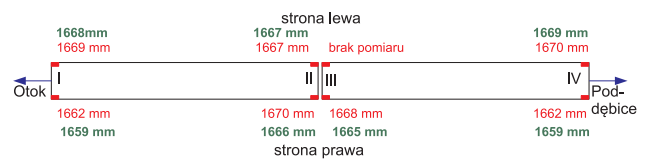


Rys. 2. Widoczna przerwa pomiędzy dźwigarem a dodatkowym podparciem [fot. R. Chmielewski]

W celu określenia rozwoju zniszczeń korozyjnych oraz postępu niszczenia strefy podporowej zmierzono deformację konstrukcji przez pomiary wysokości pomiędzy poziomymi powierzchniami górnego i dolnego kątownika pasowego [4]. Do pomiarów wykorzystano dalmierz laserowy o dokładności 0,1 mm. Wyniki pomiarów z 2013 roku na tle wyników uzyskanych w lipcu 2011 roku przedstawiono na rysunku 3.

Wysokość blach środnika dźwigara wynosiła 1700 mm. Po odjęciu dwóch grubości półek kątowników, zmierzone wysokości powinny wynosić

1676 mm. Uwzględniając, że górny kątownik nie uległ zniszczeniu, całkowite korozyjne zniszczenie styku półek kątownika może zmniejszyć wysokość słupków do 1664 mm, stąd wysokość skrajnych słupków przeprawy po prawej stronie obiektu wynosząca 1659 mm świadczy o procesie niszczenia również blach podparcia. W ciągu dwóch lat wysokość podporowa zmniejszyła się o około 3÷4 mm po stronie prawej oraz 1 mm po stronie lewej.

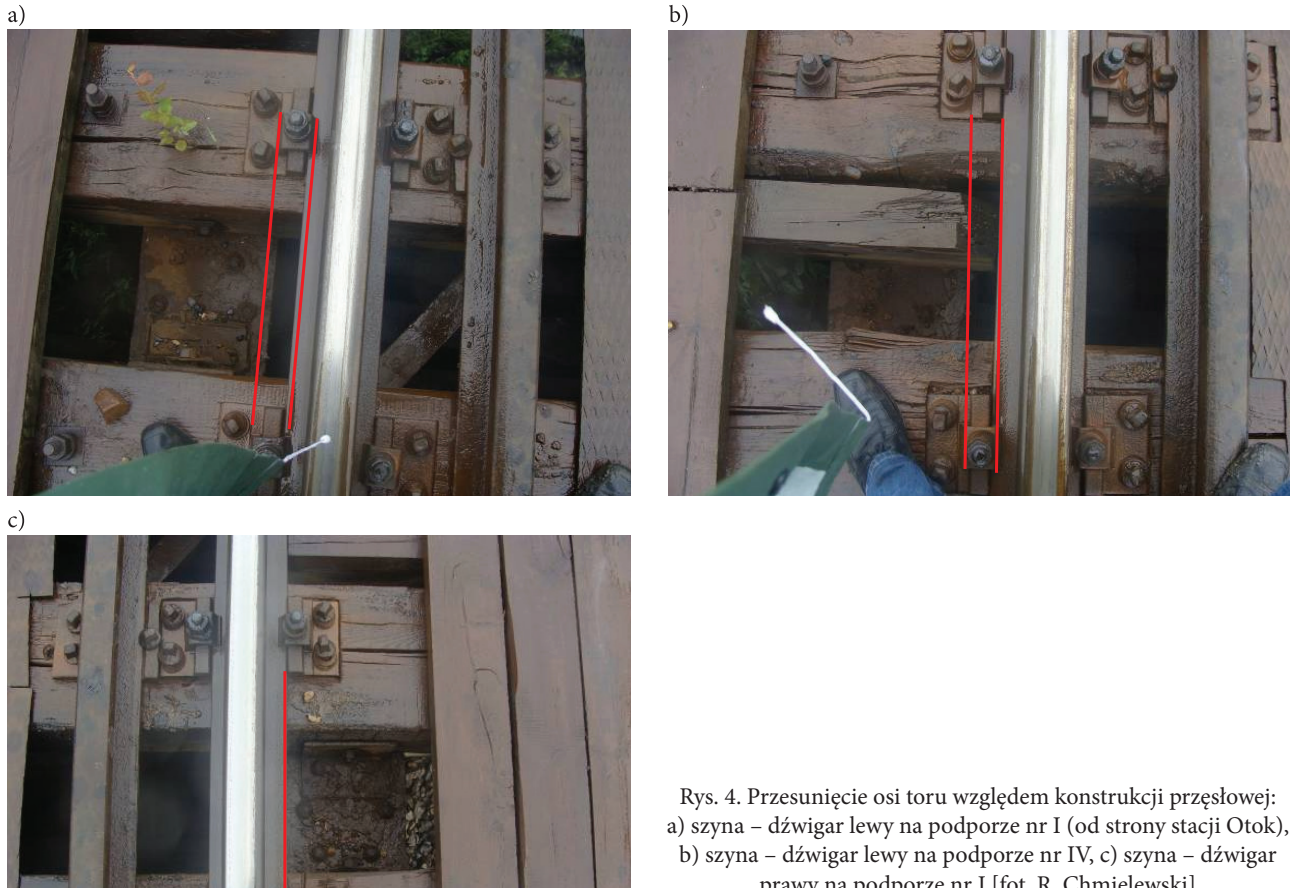


Rys. 3. Wyniki pomiarów wysokości słupków podporowych: kolor czerwony stan w lipcu 2011 roku, kolor zielony stan w lipcu 2013 roku [opracowanie własne]

Przyczyny takiego postępu degradacji stref podporowych należy dopatrywać się w niesymetrycznym ustawieniu osi toru względem osi mostu [1, 2, 4, 7]. Na rysunku 4 przedstawiono położenie szyn toru względem dźwigarów. Uwzględniając występujące przesunięcie osi toru, w obliczeniach należy uwzględnić dodatkowy współczynnik przeciążenia dźwigara, którego wyznaczona z proporcji wartość wynosi 1,04 [7].

Zmierzona odległość pomiędzy szyną i dźwigarem po stronie lewej nad podporą nr I wynosiła 7,5 cm, natomiast nad podporą nr IV wynosiła 5,5 cm. Zmierzono mimośrodowe położenie osi toru względem osi dźwigarów przekraczające wartości dopuszczalne, dodatkowo powoduje przeciążenie dźwigara po stronie prawej [3]. W celu sprawdzenia czy nie nastąpiła deformacja strefy podporowej zmierzono zarówno odległość pomiędzy dźwigarami, jak również przekątną pomiędzy nimi. O ile odległość pomiędzy górną i dolną częścią środnika była stała, to zmierzone przekątne różniły się. Zmierzona odległość pomiędzy dolną nakładką dźwigara prawego a górną nakładką dźwigara lewego wynosiła 2443 mm, natomiast przekątna pomiędzy dolną nakładką dźwigara lewego a górną nakładką dźwigara prawego wynosiła 2451 mm [4]. Różnica pomiędzy przekątnymi wynosiła 8 mm co świadczy o skręcaniu konstrukcji, a tym samym o powstaniu **zagrożenia bezpieczeństwa konstrukcji i jej użytkowników** przez możliwą utratę stateczności przęsła [7]. Pomiar przekątnych przy podporze nr II potwierdził geometryczną zmienność konstrukcji przęsłowej, przy czym różnica w przekątnych wynosiła 7 mm.

W celu określenia rzeczywistego momentu bezwładności dźwigarów głównych konstrukcji zmierzono ugięcie konstrukcji pod obciążeniem ruchomym. Do pomiarów wykorzystano czujniki zegarowe o dokładności odczytu 0,01 mm ustawione na statywach



Rys. 4. Przesunięcie osi toru względem konstrukcji przęsłowej:
 a) szyna – dźwigar lewy na podporze nr I (od strony stacji Otok),
 b) szyna – dźwigar lewy na podporze nr IV, c) szyna – dźwigar
 prawy na podporze nr I [fot. R. Chmielewski]

pod pasami dolnymi obydwu dźwigarów pod przęsłem od strony stacji Otok (rys. 5).



Rys. 5. Czujniki przemieszczeń ustawione pod przęsłem
 [fot. R. Chmielewski]

Jako obciążenie ruchome, do pomiaru przemieszczeń wykorzystano przejeżdżający pociąg składający się z lokomotywy elektrycznej EU07 o nacisku 205 kN na oś oraz pustych wagonów do przewożenia cementu [4]. Teoretyczna wartość strzałki ugięcia konstrukcji (bez

uwzględnienia występujących uszkodzeń korozyjnych) dla obciążenia ruchomego powinna wynosić:

$$f_{\text{ruchome}} = 12,4 \text{ mm},$$

natomiast zmierzona wartość ugięcia (średnia) wynosiła:

$$f_{\text{rzecz}} = 16,55 \text{ mm}.$$

Uwzględniając dodatkowe zwiększenie ugięcia przez oddziaływania dynamiczne, rzeczywiste ugięcie statyczne pod rozpatrywanym obciążeniem wynosi (uwzględniono współczynnik dynamiczny dla zmniejszonej do 30 km/h prędkości taboru równy 1,06):

$$f_{\text{pop}} = 15,61 \text{ mm}.$$

Ze względu na stałe parametry materiałowe oraz obciążenia, za zwiększenie ugięcia w stosunku do wartości teoretycznych odpowiada korozyjne osłabienie przekroju, a tym samym zmniejszenie momentu bezwładności. Na podstawie obliczonych wartości ugięć, rzeczywiste zmniejszenie geometrycznych parametrów wytrzymałości wynosi:

$$f_{\text{ruchome}} / f_{\text{pop}} = 0,795,$$

stąd w obliczeniach wytrzymałości należy uwzględnić taki współczynnik redukcyjny.

Kolejnym elementem obniżającym przydatność użytkową przęseł były duże zniszczenia korozyjne pasów górnych dźwigarów. Bezpośrednie oparcie drewnianych mostownic na pasach górnych przęsa spowodowało powstanie dużych, lokalnych ubytków korozyjnych: minimalna zmierzona grubość nakładki pasa górnego wynosiła 6,1 mm, co stanowi około 50% wartości początkowej (rys. 6).



Rys. 6. Przykład korozyjnego uszkodzenia pasa górnego dźwigara [fot. R. Chmielewski]

3. Stan nawierzchni na obiekcie

Nawierzchnia obiektu była wykonana z mostownic opartych bezpośrednio na pasach górnych belek podłużnych rusztu pomostu [4, 5, 9]. Mostownice drewniane o przekroju prostokątnym 27×30 cm były mocowane do pasów górnych dźwigarów śrubami

za pośrednictwem kątowników (tzw. szpałowników). Część mostownic była niemal całkowicie zmurszała, a w części mostownic stwierdzono wegetację roślin. Nawierzchnia kolejowa była wykonana jako klasyczna z szyn UIC 60 (60E1). W przytwierdzeniach typu K do mostownic, brakowało części śrub, część śrub zaś była poluzowana [9], rysunek 7.

W trakcie przeglądu obiektu stwierdzono dużą degradację części składowych nawierzchni, wynikającą ze znacznego zużycia bocznego główek szyn [1, 2, 3].

Na podstawie wykonanych w lipcu 2013 roku badań ugięć konstrukcji pod obciążeniami ruchomymi stwierdzono, że sztywność konstrukcji zmniejszyła się o ponad 20%. Dodatkowo pomierzona geometria przęseł potwierdzała ich nierównomierną deformację, wskutek której powstawały dodatkowe siły wewnętrzne [7]. Powstałe w stosunkowo krótkim czasie zużycie boczne szyn na trzech odcinkach nawierzchni kolejowej na obiekcie mogło świadczyć o występujących dużych przeciążeniach ze względu na skręcanie przęseł [4]. W artykule przedstawiono analizę współoddziaływania układu pojazd szynowy – nawierzchnia w trakcie przejazdu pociągu. Do opisu zjawiska posłużono się schematem obiektu (por. rys. 3), przyjmując osiowy rozstaw wózków taboru 10,5 m, co dalej jest określane jako osie obciążenia.

Pierwsze rozpatrywane położenie obciążenia obiektu to układ, w którym tabor wjeżdża na obiekt (schematy oddziaływania pomiędzy pojazdem szynowym i konstrukcją przęsłową przedstawiono w tablicy 1), a pierwszy wózek przemieszcza się w prawo ze względu na mimośrodowość osi toru i osi przęsa [4]. Przy takim układzie cały wagon działa w kierunku prawej strony obiektu. Obiekt mostowy w wyniku skręcania poddaje się takiemu oddziaływaniu, natomiast na wjeździe tylny wózek trze o prawą szynę, powodując przyspieszone zużycie boczne (rys. 8).



Rys. 7. Przykłady uszkodzeń nawierzchni: a) na obiekcie, b) na dojeździe [fot. R. Chmielewski]



Rys. 8. Zużycie boczne główki szyny na wjeździe na obiekt od strony stacji Otok: a) pomiar zużycia, b) widok z boku, widoczne opiłki świadczące o silnym tarcu [fot. R. Chmielewski]

Drugie rozpatrywane położenie obciążenia na obiekcie to układ, w którym pierwsza oś obciążenia przejeżdża nad podporą pośrednią [4]. Wjeżdżając na drugie przęsło, pierwszy wózek obciążenia powoduje przesunięcie przęsła w prawo, zgodnie z kierunkiem przesunięcia osi toru względem osi mostu. W tym samym czasie drugi wózek zjeżdża z pierwszego przęsła i w trakcie zjazdu oddziałuje na niego siła w lewo pochodząca od sprężystego oddziaływania przęsła. Na początkowym odcinku drugiego przęsła powstaje siła tarcia pomiędzy kołem a główką szyny, rysunek 9.



Rys. 9. Zużycie boczne główki szyny na początku drugiego przęsła od strony stacji Otok [fot. R. Chmielewski]

Trzecie rozpatrywane położenie obciążenia na obiekcie to układ, w którym pierwsza oś obciążenia

zjeżdża z obiektu [4]. W tym ustawieniu obciążenie w wyniku skręcania przęsła przemieszcza się w prawo. O ile sam obiekt przez skręcenie poddaje się takiemu oddziaływaniu, to na wjeździe na obiekt tylny wózek trze o prawą szynę powodując przyspieszone zużycie boczne (rys. 10).

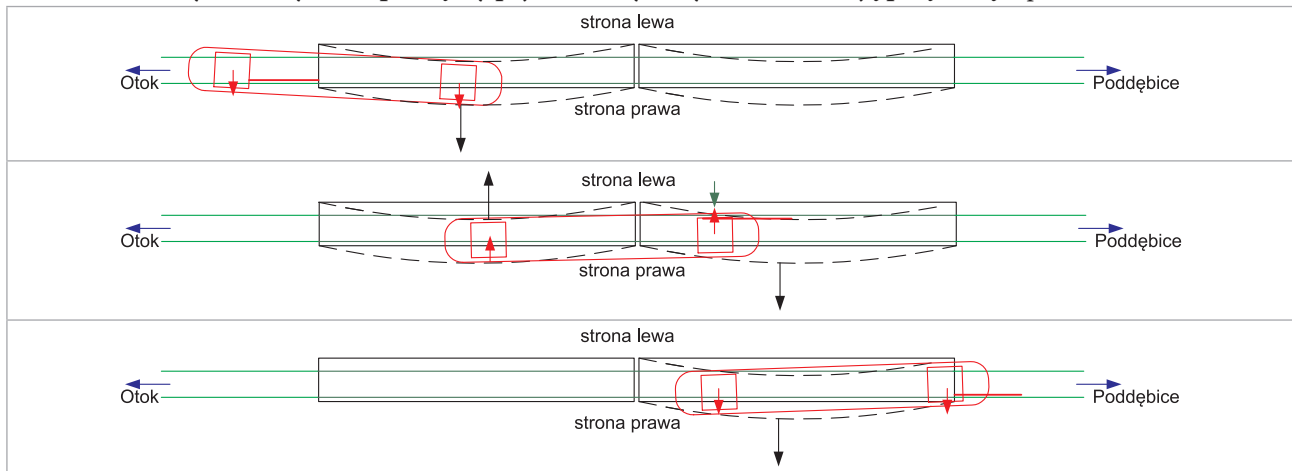


Rys. 10. Zużycie boczne główki szyny na końcu drugiego przęsła, od strony stacji Otok [fot. R. Chmielewski]

W tabelicy 1 przedstawiono schematy oddziaływania pomiędzy pojazdem szynowym i konstrukcją przęsłową. Kolor zielony przedstawia położenie szyn (jasnozielony na dojazdach), kolorem czerwonym poruszający się tabor (strzałki wskazują kierunek oddziaływania wózków na szyny), kolorem czarnym przedstawiono konstrukcję przęsłową (strzałki przedstawiają kierunek przemieszczania).

Tablica 1

Schematy oddziaływania pomiędzy pojazdem szynowym i konstrukcją przęsłową [opracowanie własne]



4. Ocena zużycia zmęczeniowego obiektu

W celu określenia zużycia zmęczeniowego obiektu przyjęto maksymalną wartość deformacji środnika, równą 1,0%. Uwzględniając wysokość kątowników, minimalna wysokość blachy środnika powinna wynosić:

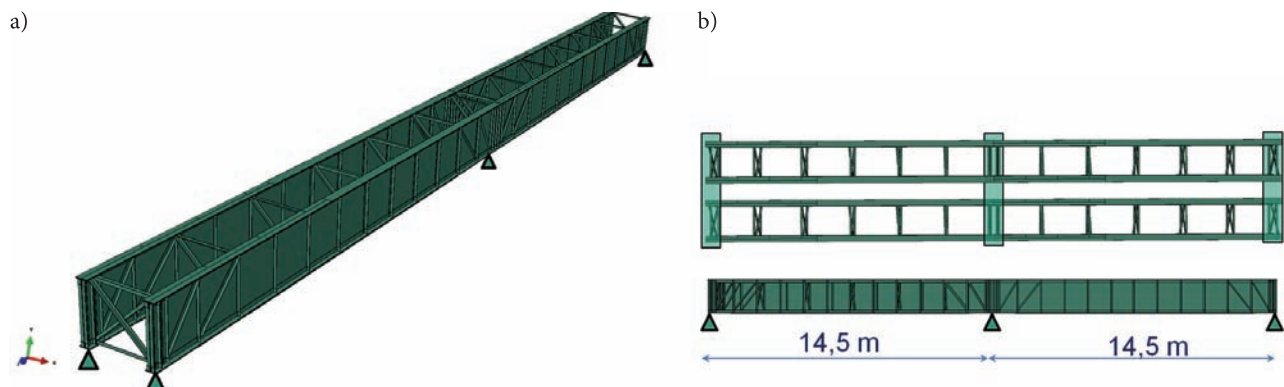
$$1700 \text{ mm} - 2 \times 12 \text{ mm} - 1700 \text{ mm} \times 0,01 = 1659 \text{ mm},$$

stąd średnia wartość deformacji w ciągu roku wynosiła 0,18 mm do 2011 roku. Pomierzone w 2013 roku deformacje, po przeciążonej stronie, zwiększyły się o 3÷4 mm. Tempo degradacji konstrukcji wzrosło ponad trzykrotnie, dodatkowo zauważyć należy, że deformacja osiągnęła zakładaną wartość krytyczną.

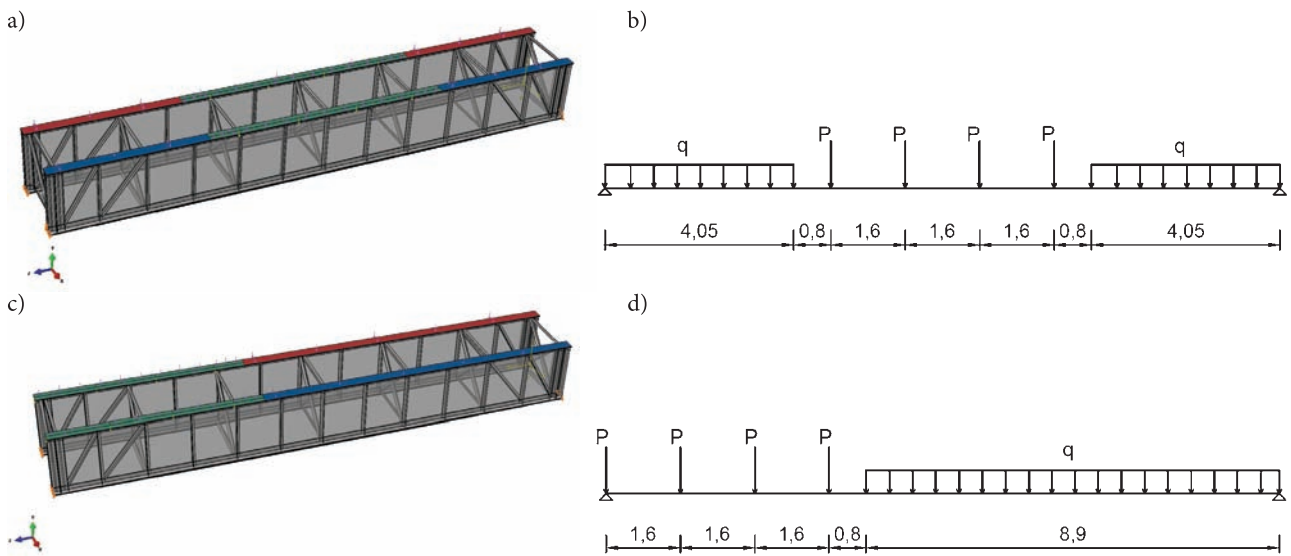
W celu sprawdzenia poprawności przyjętych założeń opracowano model numeryczny konstrukcji, który posłużył do określenia trwałych odkształceń pod dziesięcioma cyklami obciążeń pociągiem modelu LM 71 dla klasy $\alpha+2$. Symulacje numeryczne wykonano za pomocą oprogramowania ABAQUS, bazującego na Metodzie Elementów Skończonych.

W pierwszej kolejności dokonano weryfikacji numerycznej przęsła rozwiązując klasyczne liniowe zagadnienie statyczne metodą Implicit. W tym celu zbudowano model bryłowy przęsła o wymiarach elementów odpowiadających rzeczywistym wymiarom konstrukcji (rys. 11).

Następnie dokonano dyskretyzacji modelu na 145 924 ośmiowęzłowych elementów sześciennych typu C3D8R o wymiarze siatki 20 mm, którym przypisano właściwości materiałowe stali St37S dla modelu liniowo-sprężystego z utwardzeniem plastycznym. Przęsło obciążono zgodnie ze schematem obciążenia przęsła LM-71 według normy dla klasy $\alpha+2$ [8], w której obiekt był użytkowany, umieszczając siły skupione na środku przęsła oraz w drugim wariancie nad podporą (por. rys. 3). W obliczeniach uwzględniono występujące przesunięcie osi toru w stosunku do przęsła, przez zwiększenie wartości obciążeń nad prawym dźwigarem o współczynnik przeciążenia dźwigara wynoszący 1,04. Na rysunku 12 kolorem niebieskim oznaczono przęsło przeciążone, czerwonym zaś przęsło odciążone.

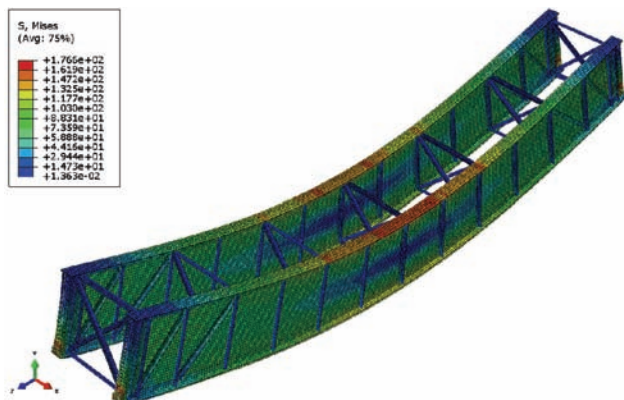


Rys. 11. Model konstrukcji przęsła: a) widok przestrzenny 3D, b) wymiary przęsła [opracowanie własne]

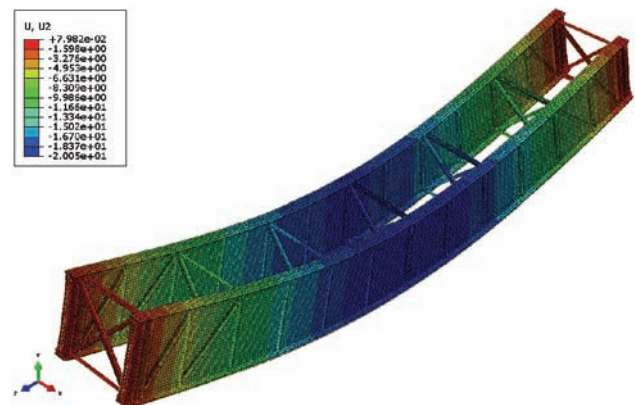


Rys. 12. Schemat obciążenia konstrukcji przęsłowej zastosowane w analizie: a) widok obciążenia siłami skupionymi na środku przęsła w programie [opracowanie własne], b) szkic obciążenia siłami skupionymi na środku przęsła [8], c) widok obciążenia siłami skupionymi nad podporą w programie [opracowanie własne], d) szkic obciążenia siłami skupionymi nad podporą [8]

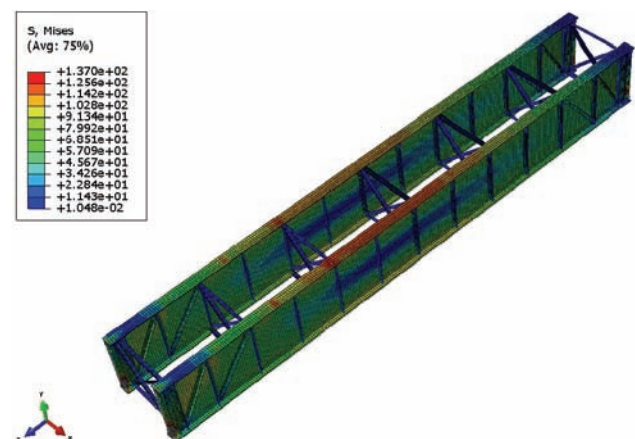
W wyniku przeprowadzonej analizy wyznaczono przemieszczenia oraz naprężenia zredukowane dla obu wariantów (rys. 13÷16). Z uwagi na bardziej niekorzystny schemat obciążeń siłami skupionymi usytuowanymi na środku przęsła, do dalszej analizy zmęczeniowej wzięto pod uwagę wariant I według schematu LM-71 [8].



Rys. 13. Przebieg wartości naprężeń zredukowanych von Misesa [MPa] całego modelu dla schematu obciążenia przęsła siłami skupionymi na środku przęsła [opracowanie własne]

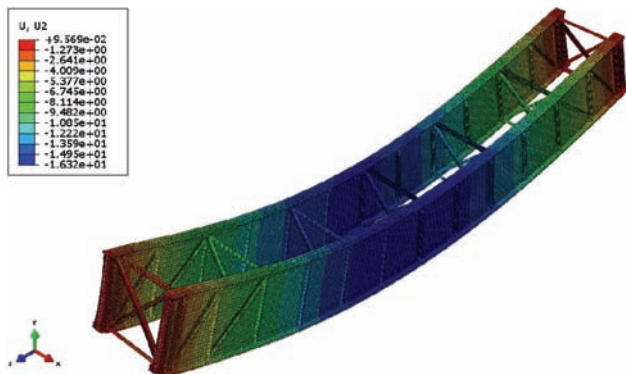


Rys. 14. Przebieg pionowej składowej wektora przemieszczeń przęsła (względem osi Y) w mm całego modelu dla schematu obciążenia przęsła siłami skupionymi na środku przęsła [opracowanie własne]



Rys. 15. Przebieg wartości naprężeń zredukowanych von Misesa [MPa] całego modelu dla schematu obciążenia przęsła siłami skupionymi nad podporą [opracowanie własne]

W następnym kroku dokonano oceny zużycia zmęczeniowego konstrukcji pod obciążeniem 10 cykli obciążeń. W celu oceny deformacji trwałych, konstrukcję obciążono jak dla wartości charakterystycznych. W tabelicy 2 przedstawiono wyniki analizy.



Rys. 16. Przebieg pionowej składowej wektora przemieszczeń przęsła (względem osi Y) [mm] całego modelu dla schematu obciążenia przęsła siłami skupionymi nad podporą [opracowanie własne]

Tablica 2

Wyniki analizy numerycznej zużycia zmęczeniowego konstrukcji przęsłowej

Cykl obciążenia	Amplituda	Odształcenia		
		ϵ_{true}	ϵ_{spr}	ϵ_{pl}
0	0	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
1	1	1,16E-04	1,14E-04	2,35E-06
2	0	2,35E-06	0,00E+00	2,35E-06
3	1	1,16E-04	1,14E-04	2,31E-06
4	0	2,31E-06	0,00E+00	2,31E-06
5	1	1,16E-04	1,14E-04	2,46E-06
6	0	2,46E-06	0,00E+00	2,46E-06
7	1	1,17E-04	1,14E-04	2,59E-06
8	0	2,59E-06	0,00E+00	2,59E-06
9	1	1,17E-04	1,14E-04	2,56E-06
10	0	2,56E-06	0,00E+00	2,56E-06
11	1	1,17E-04	1,14E-04	2,51E-06
12	0	2,51E-06	0,00E+00	2,51E-06
13	1	1,17E-04	1,14E-04	2,43E-06
14	0	2,43E-06	0,00E+00	2,43E-06
15	1	1,17E-04	1,14E-04	2,53E-06
16	0	2,53E-06	0,00E+00	2,53E-06
17	1	1,17E-04	1,14E-04	2,71E-06
18	0	2,71E-06	0,00E+00	2,71E-06
19	1	1,17E-04	1,14E-04	2,73E-06
20	0	2,73E-06	0,00E+00	2,73E-06

Otrzymane wyniki wskazują na poprawną walidację modelu z rzeczywistymi obserwacjami. Przyjmując maksymalną wartość deformacji średnika jako 1,0%, przy uwzględnieniu 5,5 milionów cykli obciążeń, trwała deformacja w jednym cyklu powinna wynosić około $3,1 \cdot 10^{-6}$ mm, jakkolwiek w trakcie oceny obiektu występowania rys zmęczeniowych nie stwierdzono. Oznacza to, iż w ocenie zużycia zmęczeniowego obiektu, programy do analiz numerycznych

są doskonałym narzędziem uzupełniającym wiedzę i doświadczenie inspektora mostowego.

5. Sprawdzenie nośności obiektu

Moment bezwładności przekroju w środku rozpiętości wynosił: $J_x = 1\,931\,136 \text{ cm}^4$, a po uwzględnieniu osłabienia otworami na nity $J_{xntt} = 1\,808\,530 \text{ cm}^4$, zaś wskaźnik wytrzymałości przekroju netto pasa dolnego $W_{xd} = 21\,261 \text{ cm}^3$ i pasa górnego $W_{xg} = 20\,244 \text{ cm}^3$ [4].

Ciężar konstrukcji przęsła wraz z nawierzchnią i wyposażeniem na jeden dźwigar wynosił 9,15 kN/m. Obliczono maksymalne wartości charakterystyczne sił wewnętrznych:

- od ciężaru własnego konstrukcji:

$$M_{max_{cw}} = 240,5 \text{ kNm},$$

$$T_{max_{cw}} = 66,3 \text{ kN},$$

- od obciążeń ruchomych (klasa obciążeń $k + 2$):

$$M_{max_{or}} = 2106,07 \text{ kNm},$$

$$T_{max_{or}} = 485,82 \text{ kN}.$$

Podstawowy układ obciążeń przyjęto jako wymiarujący. Współczynnik dynamiczny przyjęto dla zalecanej w poprzednim przeglądzie specjalnym prędkości taboru, tj. 30 km/h. Podstawowa wartość współczynnika dynamicznego dla standardowego utrzymania toru wynosiła [6]:

$$\phi = \frac{1,44}{\sqrt{L} - 0,2} + 0,82, \quad \phi = 1,22,$$

gdzie: L – rozpiętość przęsła [m].

Wartość współczynnika dynamicznego dla 30 km/h wynosi:

$$\phi_{nv} = 1 + \frac{\phi - 1,0}{70}(v - 10), \quad \phi_{nv} = 1,06.$$

W obliczeniach sprawdzających uwzględniono również współczynnik zmęczeniowy, którego wartość określono z zależności:

$$\text{elementy rozciągane: } m_{zw} = \frac{c}{(a\beta + b) - (a\beta - b)\rho},$$

$$\text{elementy ściskane: } m_{zw} = \frac{c}{(a\beta - b) - (a\beta + b)\rho},$$

gdzie:

- $c = 1,0$ – rozpiętość powyżej 14,5 m,
- $a = 0,75$; $b = 0,30$,
- $\beta = 1,4$ – przekrój osłabiony otworami na nity,
- ρ – współczynnik asymetrii,

$$\rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}},$$

- element rozciągany (dolny pas w środku rozpiętości przęsła): $\rho = 0,195$ (wartość dodatnia),
- element ściskany (strefa podporowa): $\rho = 0,120$ (wartość dodatnia).

Zatem wartość współczynnika zmęczenia materiału wynosiła:

- element rozciągany $m_{zw} = 0,830$ dla prędkości 30 km/h,
- element ściskany $m_{zw} < 1$ – współczynnika zmęczenia materiału nie uwzględnia się.

Przyjęto parametry wbudowanej stali K37 o parametrach odpowiadających stali o znaku St37S o wytrzymałości charakterystycznej 230 MPa i obliczeniowej $f_{yd} = 186,6$ MPa. Z powodu przesunięcia osi przęseł względem osi torów, uwzględniono dodatkowy współczynnik przeciążenia dźwigara wynoszący 1,04. Jako wymiarujący przyjęto układ obciążeń podstawowych. Stąd wartości obliczeniowe sił wewnętrznych wynoszą:

$$M_{max} = 3771,2 \text{ kNm},$$

$$T_{max} = 882,9 \text{ kN}.$$

Naprężenia normalne od obciążeń obliczeniowych ze względu na zginanie, przy uwzględnieniu współczynnika zmęczenia materiału, wynoszą:

- w pasie dolnym:

$$\sigma_{max}^d = 177,4 \text{ MPa} < f_{yd} - \text{warunek SGN jest spełniony},$$

- w pasie górnym:

$$\sigma_{max}^g = 186,3 \text{ MPa} < f_{yd} - \text{warunek SGN jest spełniony}.$$

Wyniki te są zgodne z wynikami analizy numerycznej konstrukcji, maksymalne naprężenia w pasie górnym różnią się o 9,7 MPa, co stanowi niecałe 5% wartości maksymalnej. Różnica wynika z ciężaru łączników elementów, jakkolwiek zarówno w modelu numerycznym, jak i w przedstawionych obliczeniach nie uwzględniono osłabienia konstrukcji wynikającego z technicznego zużycia.

Na podstawie wyników pomiarów ugięcia konstrukcji pod obciążeniem rzeczywistym oraz na podstawie oceny stanu konstrukcji dźwigarów, wartości wskaźników wytrzymałości zmniejszono o 20% [4], stąd wartości obliczeniowe wskaźnika wytrzymałości wyniosły:

- dla pasa dolnego $W_{xd} = 17\,009 \text{ cm}^3$,
- dla pasa górnego $W_{xg} = 16\,195 \text{ cm}^3$.

Naprężenia normalne od obciążeń obliczeniowych ze względu na zginanie, przy uwzględnieniu współczynnika zmęczenia materiału, wynoszą:

- w pasie dolnym:

$$\sigma_{max}^d = 267,1 \text{ MPa} > f_{yd} - \text{warunek SGN nie jest spełniony},$$

- w pasie górnym:

$$\sigma_{max}^g = 280,6 \text{ MPa} > f_{yd} - \text{warunek SGN nie jest spełniony}.$$

Kolejnym elementem podlegającym sprawdzeniu było sprawdzenie naprężeń stycznych w przekroju podporowym. Przekrój ten stanowiło osiem kątowników L 130×130×12 mm oraz środnik o grubości 12 mm na długości podparcia 360 mm. Całkowite pole przekroju strefy podporowej wynosiło 287,2 cm², czyli naprężenia styczne wyniosły:

$$\tau_{max} = 30,7 < 0,6 f_{yd} = 112,1 \text{ MPa}.$$

Sprawdzono również stan naprężeń ze względu na docisk. Powierzchnia styku bez uwzględnienia ubytków korozyjnych wynosiła 162,8 cm², czyli naprężenia były równe:

$$\sigma_d = 54,2 \text{ MPa} < 1,25 f_{yd} = 233,5 \text{ MPa}.$$

Całą siłę reakcji przenosił tylko środnik, którego powierzchnia pomiędzy środkami ciężkości skrajnych kątowników słupka podporowego wynosi 39,3 cm², czyli:

$$\sigma_{dred} = 224,7 \text{ MPa} < 1,25 f_{yd} = 233,5 \text{ MPa}.$$

Uwzględniając osłabienie korozyjne strefy podporowej równe 20%, analogicznie jak osłabienie przęsła na zginanie otrzymano:

$$\sigma_{dred}' = 280,9 \text{ MPa} > 1,25 f_{yd} = 233,5 \text{ MPa}.$$

6. Wnioski

Na podstawie wykonanej analizy, stan techniczny rozpatrywanego obiektu mostowego oceniono jako **przedawaryjny**. Ocena ta oznaczała, że na obiekt

cie występowały uszkodzenia elementów głównych konstrukcji nośnej obniżające przydatność użytkową i wymagające wymiany bądź wzmocnienia.

Wyniki dodatkowej analizy obliczeniowej oraz pomiary konstrukcji pod obciążeniem ruchomym wskazały, iż zakres ewentualnego remontu powinien obejmować:

- wzmocnienie pasów górnych (wymiana praktycznie całości blach poziomych tych pasów),
- wymianę słupków i środników dźwigarów blachownicowych w strefie podporowej,
- wymianę blach węzłowych i stężeń wiatrowych,
- wymianę całości nawierzchni kolejowej połączoną z regulacją położenia toru.

Dodatkowo, ze względu na uszkodzenia korozyjne łożysk oraz uszkodzenia ciosów podłożyskowych należałoby przeprowadzić remont tych elementów oraz wykonać nowe zabezpieczenie całego obiektu powłokami antykorozyjnymi. Przedstawiony zakres robót remontowych oraz zużycie techniczne (w tym efekt zmęczenia materiału) spowodował, że remont konstrukcji przęsłowej był nieopłacalny. Z tego względu przęsła zdemontowano.

Niewątpliwie jednym z elementów przyspieszających zużycie techniczne obiektu był niewłaściwy układ geometryczny torów na obiekcie, ponieważ mimośrodkowe ułożenie osi toru względem osi obiektu powodowało przeciążenie jednego z dźwigarów oraz powstanie dodatkowych sił wewnętrznych spowodowane skręcaniem konstrukcji przęsłowej. Jak wykazano w trakcie przejazdu pociągu, lokalnie powstawały dodatkowe siły boczne powodujące powstanie intensywnego tarcia pomiędzy kołami taboru i główkami szyn. Warto podkreślić fakt, że wraz ze spadkiem sztywności przęsła zjawisko ich skręcania, a tym samym również siły boczne, ulegały zwiększaniu.

Przedstawiona analiza oceny stanu technicznego kolejowego obiektu mostowego, pokazuje jak istot-

nym czynnikiem wpływającym na trwałość przeprawy jest układ geometryczny torów [1, 4, 7]. Drugim czynnikiem wpływającym na obniżenie parametrów użytkowych była korozja.

Celowe byłoby wykorzystanie ustaleń przedstawionych w niniejszym artykule do przeprowadzania przeglądów kolejowych obiektów mostowych, jako uzupełnienie procedury zawartej w instrukcji Id-16.

Literatura

1. Bałuch H., Bałuch M.: *Układy geometryczne toru i ich deformacje*. WAT, Związek Pracodawców Kolejowych, 2010 r.
2. Bałuch H.: *Zagrożenia w nawierzchni kolejowej – badania i przeciwdziałanie*, Problemy Kolejnictwa, 2013, zeszyt nr 158.
3. Bałuch M.: *Interpretacja pomiarów i obserwacji nawierzchni kolejowej*, Zakład Poligraficzny Politechniki Radomskiej, Monografie, Radom 2005.
4. Chmielewski R., Sancewicz S.: *Wpływ układu geometrycznego torów na obiekcie inżynierskim na zużycie boczne szyn*, czasopismo Logistyka, 1/2016, str. 66÷74.
5. Gołaszewski A., Sancewicz S. (tłumaczenie pracy W.G. Albrechta): *Tor bezстыkowy*. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa 1986.
6. *Instrukcja utrzymania kolejowych obiektów inżynierskich na liniach kolejowych do prędkości 200/250 km/h Id-16*, PKP PLK, Warszawa 2014.
7. Marszałek J., Chmielewski R., Wolniewicz A.: *Mosty kolejowe*, WAT, Związek Pracodawców Kolejowych, 2010.
8. PN-EN 1991-2: *Oddziaływania na konstrukcje. Obciążenia ruchome mostów*.
9. Sancewicz S.: *Nawierzchnia kolejowa*. WAT, Związek Pracodawców Kolejowych, 2010.

Deterioration Assessment of a Selected Steel Railway Bridge

Summary

The paper presents assessment methodology for steel railway bridge. Degradation of considered railway bridge due to the effect of track misalignment was taken into account. It should be noted that with the decrease of span stiffness due to corrosion, the phenomenon of twisting occurred, and therefore the lateral forces underwent increasing. It is recommended to use the findings presented in this paper to conduct inspections of railway bridges as a supplement to the procedures described in PKP PLK manual Id-16.

Keywords: deterioration assessment, degradation, steel railway bridge, bridge maintenance

Оценка технического износа избранного стального железнодорожного моста

Резюме

В статье была представлена оценка технического состояния стального железнодорожного моста. В этой оценке дополнительно было принято во внимание влияние геометрической системы пути, в особенности эксцентричного расположения оси пути по отношению к оси объекта и на уменьшение усталостного срока службы. Надо также подчеркнуть, что вместе со снижением жесткости подвесных, явление их скручивания, а тем самым также боковые силы повышались.

Является целесообразным, чтобы использовать представленные итоги в нынешней статье для проведения просмотра железнодорожных мостов в качестве дополнения процедуры описанной в инструкции Ид-16.

Ключевые слова: оценка технического износа, деградация, стальной железнодорожный мост, удержание мостов