Dr inż. Monika Podwórna Katedra Mechaniki Budowli i Inżynierii Miejskiej Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechnika Wrocławska https://orcid.org/0000-0002-1967-0384

AUTOREFERAT

1. Imię i nazwisko

Monika Podwórna

2. Posiadane dyplomy, stopnie naukowe – z podaniem podmiotu nadającego stopień, roku ich uzyskania oraz tytułu rozprawy doktorskiej

- 1995 mgr inż., kierunek: budownictwo, specjalność: teoria konstrukcji; tytuł zawodowy nadany przez Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej
- 1996 dyplom ukończenia Studiów Podyplomowych w zakresie Wyceny Nieruchomości, Akademia Rolnicza we Wrocławiu (obecnie Uniwersytet Przyrodniczy)
- 2003 dr inż., stopień naukowy nadany przez Radę Naukową Instytutu Inżynierii Lądowej Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej w dniu 18.06.2003

Rozprawa doktorska:

M. Podwórna, Modelowanie i analiza dynamiczna belkowych mostów stalowych pod obciążeniem ruchomym, Raporty Instytutu Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej, 2003, Seria PRE, nr 2, ss. 1–137; promotor: prof. dr hab. inż. Marian Klasztorny

3. Informacja o dotychczasowym zatrudnieniu w jednostkach naukowych

- 1995–2003 Zakład Dynamiki Budowli, Instytut Inżynierii Lądowej, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wrocławska, asystent naukowo-dydaktyczny
- 1997–1999 Zakład Mechaniki, Instytut Mechaniki i Konstrukcji, Wydział Inżynierii Produkcji, Politechnika Warszawska, umowa o dzieło (realizacja projektu badawczego KBN Nr 7 T07E 036 12)
- 2001–2003 Zakład Mechaniki, Instytut Mechaniki i Konstrukcji, Wydział Inżynierii Produkcji, Politechnika Warszawska, umowa o dzieło (realizacja projektu badawczego KBN Nr 8 T07E 024 20)
- 2003–2016 Zakład Dynamiki Budowli, Instytut Inżynierii Lądowej, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wrocławska, adiunkt naukowo-dydaktyczny
- 2016–2017 Katedra Mechaniki Budowli i Inżynierii Miejskiej, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wrocławska, adiunkt naukowo-dydaktyczny
- od 2018 Katedra Mechaniki Budowli i Inżynierii Miejskiej, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wrocławska, adiunkt badawczo-dydaktyczny

4. Omówienie osiągnięć, o których mowa w art. 219 ust. 1. pkt. 2b Ustawy

4.1. Dziedzina i dyscyplina

Dziedzina: Nauki inżynieryjno-techniczne

Dyscyplina: Inżynieria lądowa i transport

4.2. Tytuł głównego osiągnięcia naukowego

Modelowanie i analiza dynamiczna układów most-tor-pociąg szybkobieżny z uwzględnieniem nieliniowości fizycznej nawierzchni kolejowej i więzów jednostronnych koło-szyna

4.3. Forma głównego osiągnięcia naukowego

Cykl powiązanych tematycznie artykułów naukowych:

- [P1] Podwórna M., Dynamics of a bridge beam under a stream of moving elements. Part 1, Modelling and numerical integration, Structural Engineering and Mechanics. 38:3 (2011) pp. 283–300, http://dx.doi.org/10.12989/sem.2011.38.3.283 (Lista A, 20 pkt, IF=2.920)
- [P2] Podwórna M., Dynamics of a bridge beam under a stream of moving elements. Part 2, Numerical simulations, Structural Engineering and Mechanics, 38:3 (2011), pp. 301–314, http://dx.doi.org/10.12989/sem.2011.38.3.301 (Lista A, 20 pkt, IF=2.920)
- [P3] Podwórna M., Klasztorny M., Vertical vibrations of composite bridge / track structure / high-speed train systems. Part 1: Series-of-types of steel-concrete bridges, Bulletin of the Polish Academy of Sciences: Technical Sciences, 62:1 (2014) 165–179, http://dx.doi.org/10.2478/bpasts-2014-0018 (80%, 20%) (Lista A, 25 pkt, IF=1.277)
- [P4] Podwórna M., Klasztorny M., Vertical vibrations of composite bridge / track structure / high-speed train systems. Part 2: Physical and mathematical modelling, Bulletin of the Polish Academy of Sciences: Technical Sciences, 62:1 (2014) 181–196, http://dx.doi.org/10.2478/bpasts-2014-0019 (80%, 20%) (Lista A, 25 pkt, IF=1.277)
- [P5] Podwórna M., Klasztorny M., Vertical vibrations of composite bridge / track structure / high-speed train systems. Part 3: Deterministic and random vibrations of exemplary system, Bulletin of the Polish Academy of Sciences: Technical Sciences, 62:2 (2014) 305–320, http://dx.doi.org/10.2478/bpasts-2014-0030 (80%, 20%) (Lista A, 25 pkt, IF=1.277)
- [P6] Podwórna M., Modelling of random vertical irregularities of railway tracks, International Journal of Applied Mechanics and Engineering, 20:3 (2015) 647–655, http://dx.doi.org/10.1515/ijame-2015-0043 (Lista B, 15 pkt)
- [P7] Podwórna M., Dynamic response of steel-concrete composite bridges loaded by highspeed train, Structural Engineering and Mechanics, 62:2 (2017) 179–196, http://dx.doi.org/10.12989/sem.2017.62.2.179 (Lista A, 20 pkt, IF=2.920)

Sumaryczny IF głównego osiągnięcia: 12.591

(uwzględniono aktualne wartości IF na stronach czasopism, z dnia 3.04.2020)

Sumaryczna liczba punktów głównego osiągnięcia naukowego: 150 pkt

(wg. Listy A i Listy B z 25.01.2017)

Udział merytoryczny w publikacjach współautorskich [P3], [P4], [P5]:

| Oświadczenie o wkładzie | Publikacja [P3] | | Publikacja [P4] | | Publikacja [P5] | |
|---------------------------|-----------------|----|-----------------|----|-----------------|----|
| autorskim* | MP | MK | MP | MK | MP | MK |
| Konceptualizacja | | Х | | X | | X |
| Przegląd literatury | Х | | X | | X | |
| Projektowanie | Х | | | | | |
| Weryfikacja projektowania | | X | | | | |
| Modelowanie | Х | | X | | X | |
| Weryfikacja modelowania | | X | | X | | X |
| Algorytmy | Х | | X | | X | |
| Weryfikacja algorytmów | | X | | X | | X |
| Oprogramowanie | | | | X | | X |
| Testy oprogramowania | | | X | | X | |
| Badania | Х | | | | X | |
| Wnioski | Х | | X | | X | |
| Manuskrypt | Х | | X | | X | |
| Manuskrypt końcowy | | Х | | X | | X |

Inicjały: MP – dr inż. Monika Podwórna, MK – prof. dr hab. inż. Marian Klasztorny

* Podpisane oświadczenie o wkładzie autorskim stanowi Załącznik 5

Legenda:

Układ BTT: układ most-tor-pociąg szybkobieżny

- Konceptualizacja: zdefiniowanie problemu badawczego, pojęć i wskaźników wykorzystanych do jego opisu oraz ustalenie metod, technik i narzędzi, za pomocą których zostanie zrealizowane modelowanie i badania dynamiczne układów BTT
- Przegląd literatury: przegląd literatury związanej z podjętym problemem badawczym
- Projektowanie: projektowanie zespolonych mostów kolejowych tworzących typoszereg, według wybranych norm
- Weryfikacja projektowania: sprawdzenie poprawności projektowania zespolonych mostów kolejowych tworzących typoszereg, według wybranych norm
- Modelowanie: modelowanie geometryczne, fizyczne, matematyczne i numeryczne układów BTT lub zagadnień uzupełniających
- Weryfikacja modelowania: sprawdzenie poprawności modelowania geometrycznego, fizycznego, matematycznego i numerycznego układów BTT lub zagadnień uzupełniających
- Algorytmy: algorytmy obliczeniowe do symulacji drgań układów BTT lub zagadnień uzupełniających
- Weryfikacja algorytmów: weryfikacja algorytmów obliczeniowych do symulacji drgań układów BTT lub zagadnień uzupełniających
- Oprogramowanie: opracowanie i modyfikowanie oprogramowania do symulacji drgań układów BTT lub zagadnień uzupełniających

- Testy oprogramowania: testowanie oprogramowania do symulacji drgań układów BTT lub zagadnień uzupełniających
- Badania: symulacje i analizy numeryczne układów BTT lub zagadnień uzupełniających, przetwarzanie wyników symulacji do końcowej formy numerycznej i graficznej
- Wnioski: sformułowanie wniosków szczegółowych i końcowych na podstawie przeprowadzonych badań dynamicznych układów BTT

Manuskrypt: napisanie, weryfikacja, tłumaczenie

Manuskrypt końcowy: korekta manuskryptu, uwzględnienie uwag recenzentów

4.4. Stan wiedzy w dynamice układów most-tor-pociąg szybkobieżny do roku 2018

Kluczowym problemem w projektowaniu mostów kolejowych obciążonych pociągami szybkobieżnymi jest symulacja odpowiedzi dynamicznych układów most-tor-pociąg ruchomy (BTT) adekwatnych do rzeczywistości. Przegląd stanu wiedzy do 1986 r. w zakresie dynamiki mostów kolejowych przedstawiono w monografii [1] Aktualizacja tego przeglądu do 2004 roku jest zawarta w monografii [2] W latach 50-tych ubiegłego wieku prędkości pociągów nie przekraczały 100 km/h. Głównymi czynnikami wpływającymi na drgania sprzężone pociągów ruchomych i mostów były impulsy spowodowane połączeniami szyn, nierównościami powierzchni tocznych kół i toru oraz niezrównoważonymi siłami bezwładności układu napędowego. W kolejnych dekadach ubiegłego wieku nastąpił szybki rozwój technologiczny transportu kolejowego. Napęd elektryczny umożliwił osiągnięcie prędkości eksploatacyjnych do 350 km/h na konwencjonalnym torze podsypkowym, tory stykowe zastąpiono torami bezstykowymi, drewniane podkłady zastąpiono podkładami z betonu sprężonego. Nierówności powierzchni tocznych kół, a także siły bezwładności silników napędowych zostały prawie całkowicie wyeliminowane. Ponadto, opracowano nowe typy bezpodsypkowej nawierzchni kolejowej.

W latach 60-tych i 70-tych XX wieku w większości publikacji stosowano metodę Galerkina w odniesieniu do modelu mostu w postaci swobodnie podpartej belki Eulera. Przeanalizowano również belki o innych schematach statycznych, a także płyty swobodnie podparte na przeciwległych brzegach. Równania ruchu formułowano jako równania różniczkowe lub równania całkowe Volterry drugiego rodzaju, które całkowano numerycznie [3].

W latach 80-tych i 90-tych ubiegłego wieku nastąpił gwałtowny rozwój podstaw teoretycznych i metod komputerowych w dynamice mostów drogowych i kolejowych pod obciążeniem ruchomym. W pracy [3] opracowano podstawowe problemy dynamiki konstrukcji pod obciążeniem ruchomym oraz szereg zaawansowanych modeli płaskich układu pojazd-most. Równania ruchu tych układów formułowano analitycznie przy użyciu metody Galerkina. W pracy [4], oprócz uogólnienia metody równań całkowych Volterry na ciągłe belki wieloprzęsłowe, pokazano rozwiązania dla nieskończenie długich belek i płyt spoczywających na sprężystym podłożu, pod obciążeniem ruchomym. W pracy [5] analizowano różne typy mostów drogowych, w tym mosty belkowe, ramowe, łukowe, płytowe i kratownicowe. Modele pojazdów przyjęto w postaci oscylatora lub tarczy resorowanej. Całkowe równania ruchu układu most-pojazd ruchomy zostały sformułowane analitycznie, częściowo w formie niejawnej.

Matsuura [6–8] przeanalizował swobodnie podpartą belkę Eulera obciążoną strumieniem pojazdów modelowanym przez płaskie układy wielomasowe z dwustopniowym liniowym zawieszeniem lepkosprężystym. Założono dwustronne więzy między ruchomymi zestawami kołowymi (masy nieresorowane) a szynami. Równania ruchu układu sformułowano metodą Galerkina bez notacji macierzowej. Śniady [9] opracował metodę określania zamkniętych rozwiązań analitycznych w dynamice belek Eulera pod siłami ruchomymi, polegającą na

zastąpieniu równań różniczkowych cząstkowych odpowiednimi równaniami różniczkowymi zwyczajnymi.

Klasztorny [10] przedstawił badania dotyczące dynamiki mostów kolejowych poddanych cyklicznym strumieniom obciążeń. Uwzględniono trzy podstawowe modele pojazdów kolejowych (siły, masy nieresorowane, masy resorowane). Przeanalizowano wpływ tych modeli na nieustalone i ustalone drgania pionowe belki Eulera modelującej most. Nowa metoda analizy stateczności układów o sekwencji cyklicznej, z efemerycznym podzbiorem współrzędnych uogólnionych, została opracowana przez Klasztornego w pracy [11] Takie układy odzwierciedlają w przybliżeniu mosty kolejowe pod działaniem pociągów ruchomych. Metodę tę, opartą na macierzy monodromii, zastosowano do analizy swobodnie podpartej belki Eulera obciążonej strumieniem oscylatorów dwumasowych.

Klasztorny i Langer [12] sformułowali syntezę problemu obciążenia ruchomego w odniesieniu do podstawowych płaskich modeli układu most–obciążenia ruchome. Rozważyli modele obciążeń w postaci strumieni sił ruchomych, mas nieresorowanych i oscylatorów lepkosprężystych jedno- lub dwumasowych, przy założeniu więzów dwustronnych koło–szyna. Young i in. [13] analizowali odpowiedź dynamiczną swobodnie podpartej belki Eulera na przejazd strumienia skupionych mas modelujących pociąg ruchomy. Zastosowano metodę Galerkina i przeanalizowano wpływ wybranych parametrów układu na rezonanse wymuszone parametrycznie. Zawieszenia pojazdów zostały pominięte, co prowadzi do rozwiązań niezgodnych z rzeczywistością. Fryba [14] przedstawił teoretyczną prognozę stanów rezonansowych w jednoprzęsłowych mostach kolejowych. Model mostu przyjął w formie belki lepkosprężystej Eulera, a pociąg – w formie strumienia sił ruchomych o układzie cyklicznym. Autor przeanalizował typoszereg mostów zespolonych przy zastosowaniu metody Galerkina.

Cheng i in. [15] przyjęli płaski model liniowy układu pociąg ruchomy-tor-most, zawierający element skończony w postaci dwóch belek Eulera połączonych warstwą lepkosprężystą, obciążonych ruchomymi oscylatorami dwumasowymi. Pojazd szynowy jest reprezentowany przez dwa oscylatory. Yau i in. [16] przedstawili analityczne rozwiązanie belki Eulera na odkształcalnych podporach, obciążonej jednorodnym strumieniem sił ruchomych. Przeanalizowali wpływ wybranych parametrów układu na rezonanse siłowe.

Au i in. [17] przeanalizowali kolejowy most wantowy o łącznej długości 750 m, poddany działaniu pociągu ruchomego. Przyjęli model płaski i dyskretyzację MES mostu. Podstawowym modelem poruszającego się pojazdu na dwóch dwuosiowych wózkach jest model Matsuury o 6 stopniach swobody. Zastosowano metodę sformułowania równań ruchu w jawnej postaci, w notacji macierzowej. Praca ma na celu ocenę wpływu różnych modeli pojazdów na dynamiczną odpowiedź mostu, w tym siły ruchome.

Klasztorny rozważył jednotorowe jednoprzęsłowe stalowe mosty kolejowe z pełnościennymi dźwigarami głównymi oraz pomostem zamkniętym lub otwartym [1]. Mosty zostały poddane ruchomym pociągom pasażerskim i towarowym. W modelowaniu układu most-tor uwzględniono stopniowany rozkład masy i sztywności konstrukcji nośnej mostu, odkształcalny tor na moście i w strefach przejściowych, a także pojazdy szynowe modelowane jako resorowane układy wielomasowe. Macierzowe równanie ruchu układu sformułowano częściowo w postaci niejawnej. Przeprowadzono analizę drgań pionowych typoszeregów mostów kolejowych.

Drgania przestrzenne typoszeregów mostów stalowych i zespolonych, obciążonych pociągiem szybkobieżnym Shinkansen zostały przeanalizowane przez Klasztornego [2]. Do modelowania wężykowania i bocznych uderzeń zestawów kołowych zastosowano teorię mikropoślizgów de Patera [18]. Teoria drgań układu BTT obejmuje: zależne od czasu pionowe naciski zestawów kołowych w celu określenia kinetycznych sił tarcia ślizgowego, przestrzenną

odkształcalność toru w obrębie przęsła mostu, uderzenia zestawów kołowych w szyny. Uderzenia boczne symulowano jako impulsy techniczne spowodowane krótkotrwałym kontaktem sprężystym między obręczą koła a główką szyny. Opracowano trójwymiarowy model pojazdu wielomasowego, sztywno prowadzonego w kierunku osi toru. Uwzględniono dwustopniowe przestrzenne zawieszenie pojazdów. Poza mostem przyjęto tor niepodatny.

Uproszczone modelowanie płaskie i przestrzenne jedno- i wieloprzęsłowych mostów kolejowych obciążonych pociągami szybkobieżnymi opracowano w pracach [19–21]. W pracy [20] zastosowano strojone tłumiki masowe w celu zmniejszenia drgań rezonansowych układu most–pociąg szybkobieżny.

Podwórna [22–24] opracowała teorię drgań pionowych układów BTT (publikacyjna wersja rozprawy doktorskiej). Konstrukcja nośna mostu została zamodelowana jako symetryczna odcinkowo-pryzmatyczna lepkosprężysta belka Timoshenki. Szyny zostały odwzorowane przez ciągłą lepkosprężystą pryzmatyczną belkę Eulera. Łączniki szyn i podsypka odwzorowane za pomocą fizycznie nieliniowych więzów lepkosprężystych, a podkłady zostały zamodelowane jako masy punktowe. Podtorze zostało odwzorowane przez układ oscylatorów lepkosprężystych. Pociąg składał się z pojazdów zgodnych z modelem Matsuury. Pominięto nierówności toru. Analizy numeryczne przeprowadzono dla typoszeregu stalowych mostów kolejowych obciążonych pociągiem szybkobieżnym Shinkansen.

Nowa koncepcja zadań podstawowych w dynamice mostów na liniach kolejowych dużych prędkości została zaprezentowana przez Podwórną w pracach [25, 26]. Autorka zaproponowała strumienie cyklicznych obciążeń ruchomych w postaci: strumienia sił ruchomych, strumienia ruchomych skupionych mas, strumienia jednomasowych oscylatorów lepkosprężystych i strumienia dwumasowych oscylatorów lepkosprężystych. Opracowano płaskie modele układu w formie swobodnie podpartej belki Eulera poddanej wyżej wspomnianym strumieniom, z uwzględnieniem jednostronnego kontaktu ruchomych nieresorowanych mas z belką. Wprowadzono sztywność kontaktową Hertza koło–szyna. Opracowano metodę formułowania równań ruchu częściowo w postaci niejawnej oraz algorytmy numerycznego całkowania tych równań, prowadzące do rozwiązań o wysokiej dokładności w stosunkowo krótkim czasie symulacji. Analizy numeryczne koncentrowały się na ocenie adekwatności modeli obciążeń ruchomych. Stwierdzono, że ruchomy model mas nieresorowanych daje wyniki niezgodne z rzeczywistością.

Nowa zaawansowana metoda modelowania 3D systemów BTT z wykorzystaniem MES i wybranych systemów CAE została opracowana przez Klasztornego i Szurgotta w pracach [27-30]. Wiadukt kompozytowy o rozpiętości 14,4 m, zlokalizowany na CMK, został wybrany jako studium przypadku dla opracowania metody modelowania i weryfikacji eksperymentalnej. Modelowano i symulowano tor podsypkowy i dwa pociągi szybkobieżne, tj. niemiecki pociąg ICE-3 wyposażony w klasyczne wózki jezdne i koreański pociąg KTX z wózkami Jacobsa między wagonami. Modelowanie fizyczne i numeryczne przeprowadzono za pomocą oprogramowania Altair HyperMesh i LS-PrePost. Model MES konstrukcji nośnej wiaduktu został utworzony za pomocą 4-węzłowych elementów powłokowych (stalowe belki główne) i 8węzłowych elementów bryłowych (płyta betonowa). Moduły RAIL TRACK i RAIL TRAIN dostepne w kodzie LS-DYNA zastosowano do symulacji dvnamicznej interakcji koło-tor. Do modelowania szyn zastosowano skończone elementy belkowe Hughesa-Liu. Przytwierdzenia szyn i podsypka zostały zamodelowane przy użyciu lepkosprężystych fizycznie nieliniowych elementów dyskretnych. Nadwozia pojazdów, ramy wózków i zestawy kołowe odwzorowano jako bryły lub pręty sztywne. Zastosowano połączenia obrotowe i cylindryczne w celu odzwierciedlenia połączeń między odpowiednimi częściami pojazdów szynowych. Elementy lepkosprężyste symulowały zawieszenia pierwszego i drugiego stopnia. Uwzględniono relaksację dynamiczną (przyłożenie ciężaru własnego). Drgania układu BTT symulowano przy założeniu symetrii względem płaszczyzny pionowej pokrywającej się z osią toru. Wężykowanie zestawów kołowych pominięto.

W latach 2011–2013 opracowano nową teorię drgań zespolonych mostów kolejowych obciążonych pociągami szybkobieżnymi [31–33]. Opracowano płaskie modele układów BTT przy uwzględnieniu jednostronnych więzów koło–szyna i losowych pionowych nierówności toru. Konstrukcję nośną mostu, nawierzchnię kolejową i pociągi szybkobieżne zamodelowano z uwzględnieniem wyników badań zawartych w pracach [22–24]. Modelowanie losowych nierówności toru rozwinięto w pracy [34]. Wyniki analiz dynamicznych typoszeregu zespolonych mostów kolejowych przedstawiono w pracy [35].

W latach 2014–2017 dynamika mostów kolejowych obciążonych pociągami szybkobieżnymi była rozwijana przez innych autorów, np. [36–42]. Jednak w pracach tych nie ma nowych koncepcji w zakresie modelowania układów BTT. Są to zastosowania poprzednich metodologii w odniesieniu do wybranych układów BTT.

Przedstawiony przegląd literatury pokazuje, że publikacje habilitantki dotyczące dynamiki układów BTT w klasie modeli płaskich są wiodące na świecie. Świadczą o tym cytowania jej publikacji oraz zastosowanie jej metody modelowania układów BTT przez innych badaczy na świecie.

4.5. Konceptualizacja

Niniejszy opis jest podsumowaniem konceptualizacji zawartej w publikacjach habilitantki tworzących główne osiągnięcie naukowe, wymienionych w punkcie 4.3.

Współczesne podstawowe rozwiązania konstrukcyjno-technologiczne na liniach kolejowych do przejazdu pociągów szybkobieżnych są następujące:

- jednotorowe, jednoprzęsłowe, swobodnie podparte zespolone mosty kolejowe,
- nawierzchnia podsypkowa,
- podkłady z betonu sprężonego,
- przytwierdzenia sprężyste szyn do podkładów,
- szyny bezstykowe, prostoliniowe na moście i w strefach dojazdowych do mostu,
- płyty przejściowe i odbojnice (opcjonalne),
- pociągi złożone z pojazdów szynowych na dwóch dwuosiowych wózkach jezdnych, z dwustopniowym zawieszeniem i napędem elektrycznym zestawów kołowych.

Układy most-tor-pociąg szybkobieżny (Bridge Track Train system - BTT) odpowiadające ww. rozwiązaniom mają następujące cechy mechaniczne:

- małe przemieszczenia mostu, toru i pociągu, z wyjątkiem sztywnego prowadzenia pociągu z prędkością eksploatacyjną do 350 km/h,
- geometrycznie nieograniczony tor kolejowy,
- liniowo lepkosprężyste inercyjne podtorze gruntowe,
- nieliniowa fizycznie lepkosprężysta podsypka tłuczniowa,
- nieliniowe fizycznie lepkosprężyste przytwierdzenia szyn do podkładów,
- sztywne podkłady inercyjne,
- liniowo lepkosprężyste szyny, odbojnice i płyty przejściowe, zachowujące się jak belki typu Eulera,

- liniowo lepkosprężysta konstrukcja nośna mostu, odcinkowo pryzmatyczna, odkształcalna giętnie,
- pojazdy szynowe składające się z nadwozia, ram wózków jezdnych, zestawów kołowych, zawieszeń pierwszego i drugiego stopnia,
- dominujące drgania układu BTT w pionowej płaszczyźnie quasi-symetrii układu w osi toru,
- losowe pionowe nierówności toru,
- pionowe więzy jednostronne na styku koło–szyna,
- pomijalne efekty dynamiczne w odniesieniu do drgań mostu: odkształcalność postaciowa podukładów, wężykowanie zestawów kołowych, drgania skrętne i boczne układu BTT, odchylenia od średniej wartości sztywności podsypki wzdłuż osi toru, odchylenia od symetrii układu BTT względem płaszczyzny pionowej wzdłuż osi toru.

Układ BTT jest układem dynamicznym o szybkozmiennej konfiguracji. Drgania w pionowej płaszczyźnie quasi-symetrii (w skrócie drgania pionowe) są opisane nieliniowymi równaniami ruchu z losowym wymuszeniem parametryczno-siłowym. Nieliniowość układu wynika z nieliniowości fizycznej podsypki i przytwierdzeń szyn do podkładów oraz jednostronnych więzów pionowych na styku koło–szyna. Losowość drgań wynika z losowych pionowych nierówności toru. Wymuszenie parametryczne wynika ze zmiennej konfiguracji układu. Wymuszenie siłowe wynika z sił ciężkości pojazdów ruchomych. W procesie przejazdu pociągu szybkobieżnego przez strefę dojazdową, most i strefę zjazdową wyróżnić można trzy fazy drgań pionowych mostu:

- pomijalne drgania swobodne w czasie ruchu pociągu w strefie dojazdowej,
- drgania nieustalone i quasi-ustalone w czasie przejazdu pociągu przez most,
- drgania swobodne tłumione w czasie ruchu pociągu w strefie zjazdowej.

W czasie przejazdu pociągu przez most może wystąpić rezonans przejściowy lub quasistacjonarny, parametryczny lub siłowy. Prędkości eksploatacyjne odpowiadające tym rezonansom nazywane są prędkościami rezonansowymi lub krytycznymi.

Metoda sformułowania równań ruchu układów BTT powinna uwzględniać – w możliwie największym stopniu – ww. cechy mechaniczne tych układów, powinna być ogólna i relatywnie łatwa w zastosowaniu oraz umożliwiać rozwiązywanie tych równań w relatywnie krótkim czasie. Metoda spełniająca te warunki powinna bazować na następujących metodach, technikach i narzędziach:

- płaskie modele układów BTT do symulacji drgań pionowych,
- dostatecznie długie strefy przejściowe toru, tak aby efekt geometrycznego ograniczenia toru był pomijalny,
- modelowanie konstrukcji nośnej mostu, szyn, płyt przejściowych i odbojnic metodą elementów skończonych, z zastosowaniem belkowych elementów skończonych odkształcalnych giętnie,
- granulacja podtorza i podsypki skorelowana z podkładami,
- modelowanie pociągu jako zbioru wielu ciał sztywnych połączonych pionowymi więzami lepkosprężystymi, sztywno prowadzonych w kierunku prędkości eksploatacyjnej,
- wprowadzenie pionowych jednostronnych więzów sprężystych na styku zestaw kołowytor, modelujących sztywność kontaktową Hertza,

- uwzględnienie losowych pionowych nierówności toru jako nierówności średnich dla dwóch szyn, z uwzględnieniem cech empirycznych tych nierówności,
- macierzowe sformułowanie równań ruchu układu BTT, częściowo w niejawnej postaci; wielkościami niejawnymi są wektory interakcji przenoszonych przez pionowe więzy sprężyste lub lepkosprężyste (liniowe lub nieliniowe fizycznie) występujące w układzie BTT,
- analiza statystyczna losowych drgań układu BTT dla zbioru realizacji nierówności toru,
- zaprojektowanie typoszeregu zespolonych, jednoprzęsłowych, swobodnie podpartych mostów kolejowych, z uwzględnieniem praktycznie stosowanego przedziału rozpiętości przęseł,
- opracowanie rekurencyjno-iteracyjnej metody numerycznego całkowania macierzowych równań ruchu układu BTT, bazującej na bezwarunkowo stabilnym wariancie metody Newmarka i iteracji nałożonej na wektory interakcji,
- opracowanie układu parametrów wejściowych opisujących układy BTT oraz układu wielkości wyjściowych, liczbowych i zmiennych w czasie, skorelowanych z warunkami nośności i użytkowalności nałożonymi na układy BTT,
- opracowanie algorytmów symulacji drgań układów BTT oraz zaprogramowanie tych algorytmów w wybranym języku programowania,
- opracowanie bazy danych o mostach, nawierzchniach kolejowych i pociągach, skorelowanej z układem parametrów wejściowych opisujących układy BTT,
- opracowanie planu badań symulacyjnych układów BTT,
- analizy dynamiczne układów BTT ukierunkowane na poznanie cech procesów dynamicznych w tych układach oraz badanie wpływu wybranych parametrów układu BTT na odpowiedź dynamiczną (prędkość eksploatacyjna, rozpiętość mostu, klasa nierówności toru i in.).

W projektowaniu typoszeregu mostów zespolonych należy zaproponować rozwiązania nowatorskie minimalizujące drgania skrętne oraz zapewniające wydłużenie trwałości tych obiektów. Płyty przejściowe i odbojnice należy zastosować obligatoryjnie w celu zmniejszenia efektu skokowej zmiany sztywności pionowej toru w strefach łożysk mostowych oraz zwiększenia bezpieczeństwa przejazdu pociągu przez most.

Opracowany program komputerowy powinien być odpowiednio ogólny, tak aby możliwe było jego zastosowanie do symulacji drgań innych typów mostów kolejowych, zmodyfikowanych nawierzchni kolejowych, czy nowych typów pociągów szybkobieżnych.

4.6. Modelowanie i badania dynamiczne układów most – tor – pociąg szybkobieżny

[P1] Podwórna M., Dynamics of a bridge beam under a stream of moving elements. Part 1, Modelling and numerical integration, Structural Engineering and Mechanics. 38:3 (2011) pp. 283–300, http://dx.doi.org/10.12989/sem.2011.38.3.283 (Lista A, 20 pkt, IF=2.920)

Sformułowano zadania podstawowe w dynamice układów BTT, ukierunkowane na testowanie adekwatności tych modeli. Opracowano płaskie modele fizyczne układów testowych oraz sformułowano macierzowe równania ruchu tych układów, częściowo w niejawnej postaci. Elementem nowym są jednostronne więzy pionowe pomiędzy ruchomymi masami nieresorowanymi a torem. Opracowano rekurencyjno-iteracyjny algorytm numerycznego

całkowania równań ruchu, pozwalający na uzyskanie rozwiązań o wysokiej dokładności w relatywnie krótkim czasie.

Zadania podstawowe są następujące (rys. 1):

- drgania nieustalone i quasi-ustalone belki Eulera poddanej działaniu strumienia skupionych sił ruchomych (model P)
- drgania nieustalone i quasi-ustalone belki Eulera poddanej działaniu strumienia skupionych mas nieresorowanych (model M),
- drgania nieustalone i quasi-ustalone belki Eulera poddanej działaniu strumienia jednomasowych lepkosprężystych oscylatorów ruchomych (model M_o),
- drgania nieustalone i quasi-ustalone belki Eulera poddanej działaniu strumienia dwumasowych lepkosprężystych oscylatorów ruchomych (model MM_o).

Problem więzów jednostronnych występuje tylko w modelach M i MM_o . W przypadku modeli P, M_o układ belka – strumień obciążeń skupionych (BS) jest liniowy. W przypadku modeli M, MM_o układ BS jest liniowy przedziałami, tj. podzielony na przedziały czasowe wynikające z odrywania się mas nieresorowanych M od belki i ponownego kontaktu.



Rys. 1. Obciążenia ruchome w zadaniach podstawowych: a) model P; b) model M; c) model Mo; d) model MMo

Przyjęto następujące założenia:

- układ BS jest liniowy geometrycznie i fizycznie w odpowiednich przedziałach czasowych,
- belka jest swobodnie podparta, pryzmatyczna, lepkosprężysta, inercyjna, odkształcalna giętnie,
- logarytmiczny dekrement tłumienia jest jednakowy dla wszystkich układów modalnych belki,
- model układu BS jest płaski,
- belka pod ciężarem własnym jest prostoliniowa (niwelacja ugięcia za pomocą strzałki konstrukcyjnej),
- proces dynamiczny jest izotermiczny,
- obciążenie ruchome stanowi strumień obciążeń skupionych w odstępach odwzorowujących powtarzalne szybkobieżne pojazdy szynowe na dwuosiowych wózkach jezdnych,

- strumień obciążeń skupionych przesuwa się poziomo ze stałą prędkością eksploatacyjną (symulacje są realizowane dla zbioru dyskretnego prędkości w wybranym przedziale),
- w przypadku modeli M, MM_o więzy pionowe między elementami ruchomymi a belką lub torem poza belką są jednostronne,
- tor nieobciążony jest prostoliniowy;
- tor poza belką jest niepodatny,
- w chwili początkowej pierwszy element ruchomy wjeżdża na belkę,
- w chwili początkowej masy resorowane i belka są w równowadze statycznej.

Metodyka sformułowania dynamicznych równań ruchu układu BS, częściowo w niejawnej postaci, jest następująca:

- drgania pionowe belki mostowej są aproksymowane za pomocą skończonego szeregu funkcji spełniających warunki Ritza (kinematycznie dopuszczalny układ zupełny funkcji),
- dynamiczne równania ruchu są formułowane oddzielnie dla belki z użyciem równań Lagrange'a II rodzaju oraz dla obciążeń ruchomych M, M_o, MM_o z użyciem zasady d'Alemberta,
- gradient pracy obciążeń ruchomych belki, dotyczący strumieni M, M_o, MM_o, jest obliczany dla interakcji w niejawnej postaci,
- masy nieresorowane M w strumieniach M, MM_o są odwzorowane przez masy resorowane na sprężynach kontaktowych o odpowiednio dużej sztywności k_M (zagadnienie Hertza),
- interakcje pionowe koło-szyna w strumieniach M, MM_o są definiowane dla więzów jednostronnych,
- dynamiczne równania ruchu są formułowane w notacji macierzowej.

Układ BS jest opisany przez następujące parametry:

- *l* rozpiętość belki [m],
- *m* intensywność masy belki [kg/m],
- *E* moduł Younga materiału belki [Pa],
- I_b moment bezwładności przekroju poprzecznego belki względem poziomej osi centralnej [m⁴],
- EI_{b} sztywność belki na zginanie [N·m²],
- γ współczynnik tłumienia belki,
- v prędkość eksploatacyjna [m/s],
- P siła skupiona w modelu P [N],
- M masa skupiona nieresorowana w modelach M, MM_o [kg],
- $M_{\rm o}$ masa skupiona resorowana w modelach $M_{\rm o}$, $MM_{\rm o}$ [kg],
- *k*_o sztywność zawieszenia masy M_o [N/m],
- c_0 współczynnik tłumienia zawieszenia masy M_o [N·s/m],
- $k_{\rm M}$ sztywność kontaktowa,

 b_1, b_2 – rozstaw osiowy wózków jezdnych (b_1), długość powtarzalnego pojazdu szynowego (b_1+b_2).

Ugięcia pionowe belki rozwinięto w sinusowy szereg Fouriera spełniający warunki Ritza, i.e.:

$$w(x,t) = \mathbf{q}^{\mathrm{T}}(t)\mathbf{s}(x) = \mathbf{s}^{\mathrm{T}}(x)\mathbf{q}(t), \qquad (1)$$

gdzie

$$\mathbf{q}(t) = [q_1(t), q_2(t), \dots, q_n(t)]^{\mathrm{T}}, \mathbf{s}(x) = [\sin \pi \xi, \sin 2\pi \xi, \dots, \sin n\pi \xi]^{\mathrm{T}}, \ \xi = \frac{x}{t}$$
(2)

oraz:

x – odcięta w układzie współrzędnych xz,

t – zmienna czasowa,

 $\mathbf{q}(t)$ – wektor współrzędnych Lagrange'a dla belki,

 $\mathbf{s}(x)$ – wektor funkcji aproksymacji globalnej.

Równania Lagrange'a II rodzaju w odniesieniu do belki mają postać

$$\frac{d}{dt}[\operatorname{grad} E_{k}(\dot{\mathbf{q}})] + \operatorname{grad} \Phi(\dot{\mathbf{q}}) + \operatorname{grad} E_{p}(\mathbf{q}) = \operatorname{grad} L(\mathbf{q}),$$
(3)

gdzie (') = $\frac{d}{dt}$ oraz

 $E_{\rm k}(\dot{\bf q})$ – energia kinetyczna belki,

 $\Phi(\dot{\mathbf{q}}) - \text{moc tłumienia belki,}$

 $E_{\rm p}(\mathbf{q})$ – energia sprężysta belki,

 $L(\mathbf{q})$ – praca obciążenia zewnętrznego belki na przemieszczeniach w(x, t).

Po obliczeniu pól skalarnych występujących w równaniu (3) oraz ich gradientów, otrzymuje się macierzowe dynamiczne równanie ruchu belki częściowo w niejawnej postaci

$$\mathbf{B}\ddot{\mathbf{q}}(t) + \mathbf{D}\dot{\mathbf{q}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{q}(t) = \mathbf{S}\mathbf{R},\tag{4}$$

gdzie **B**, **D**, **K** są macierzami bezwładności, tłumienia i sztywności belki, **S** jest macierzą śledzącą położenie elementów ruchomych, a **R** jest wektorem interakcji, tj. sił nacisków dynamicznych elementów ruchomych na belkę.

Sztywność kontaktowa zestaw kołowy-para szyn wynosi w przybliżeniu (rys. 2)

$$k_{\rm M} = \frac{P}{\delta} = 8 \cdot 10^8 \,\mathrm{N/m} \,. \tag{5}$$



Rys. 2. Przemodelowanie masy nieresorowanej do masy resorowanej: a) masa nieresorowana; b) równoważna masa resorowana; c) siły działające na masę M

Dodatkowe macierzowe dynamiczne równanie ruchu mas M wyznacza się, stosując zasadę d'Alemberta, i.e.

$$\{\mathbf{M}\}\ddot{\mathbf{q}}_{\mathbf{M}}=\mathbf{G}-\mathbf{R},\tag{6}$$

gdzie {**M**} jest macierzą mas ruchomych, \mathbf{q}_{M} jest wektorem przemieszczeń pionowych mas M, **G** jest wektorem sił ciężkości mas M. Analogiczne macierzowe równanie ruchu odpowiada masom ruchomym M_{o} .

Dodatkowe macierzowe dynamiczne równanie ruchu mas M, M_o w modelu MM_o ma również postać częściowo niejawną:

$$\mathbf{B}_{s}\ddot{\mathbf{q}}_{s}(t) + \mathbf{D}_{s}\dot{\mathbf{q}}_{s}(t) + \mathbf{K}_{s}\mathbf{q}_{s}(t) = \mathbf{F}_{s},\tag{7}$$

gdzie

$$\mathbf{B}_{s} = \begin{bmatrix} \{\mathbf{M}_{o}\} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \{\mathbf{M}\} \end{bmatrix}, \qquad \mathbf{D}_{s} = \begin{bmatrix} \{\mathbf{c}_{o}\} & -\{\mathbf{c}_{o}\} \\ -\{\mathbf{c}_{o}\} & \{\mathbf{c}_{o}\} \end{bmatrix}, \qquad \mathbf{K}_{s} = \begin{bmatrix} \{\mathbf{k}_{o}\} & -\{\mathbf{k}_{o}\} \\ -\{\mathbf{k}_{o}\} & \{\mathbf{k}_{o}\} \end{bmatrix}, \qquad \mathbf{q}_{s} = \begin{bmatrix} \mathbf{q}_{o} \\ \mathbf{q}_{M} \end{bmatrix}, \qquad \mathbf{F}_{s} = \begin{bmatrix} \mathbf{G}_{o} \\ \mathbf{G} - \mathbf{R} \end{bmatrix}, \qquad \{\mathbf{M}_{o}\} = M_{o}\mathbf{I}, \qquad \{\mathbf{M}\} = M\mathbf{I}, \qquad \{\mathbf{c}_{o}\} = c_{o}\mathbf{I}, \qquad \{\mathbf{k}_{o}\} = k_{o}\mathbf{I}, \\ \{\mathbf{G}_{o}\} = M_{o}g\mathbf{1}, \qquad \mathbf{G} = Mg\mathbf{1}, \qquad \mathbf{R} = [R_{1}(t), R_{2}(t), \dots, R_{N}(t)]^{\mathrm{T}}. \end{cases}$$
(8)

We wzorach (8) macierze diagonalne odwzorowują parametry zbioru powtarzalnych oscylatorów ruchomych.

Macierzowe dynamiczne równania ruchu układów BS, odpowiadające rozpatrywanym modelom obciążeń ruchomych P, M, M_o, MM_o, są równaniami o stałych współczynnikach. Częściowo niejawna postać tych równań jest zawarta w wektorach obciążeń uogólnionych; niewiadomymi dodatkowymi są interakcje koło–szyna. Równania ruchu są całkowane numerycznie zgodnie z algorytmem rekurencyjno-iteracyjnym bazującym na bezwarunkowo stabilnym wariancie metody Newmarka oraz na liniowej predykcji wektora interakcji, i.e.

$$\mathbf{R}_{j+1}^{\mathrm{p}} = 2\mathbf{R}_{j} - \mathbf{R}_{j-1},\tag{9}$$

gdzie j jest numerem punktu całkowania, a indeks ^p oznacza predykcję. Warunek zakończenia iteracji jest nałożony na każdą interakcję oddzielnie.

[P2] Podwórna M., Dynamics of a bridge beam under a stream of moving elements. Part 2, Numerical simulations, Structural Engineering and Mechanics, 38:3 (2011), pp. 301–314, http://dx.doi.org/10.12989/sem.2011.38.3.301 (Lista A, 20 pkt, IF=2.920)

Na podstawie macierzowych równań ruchu i algorytmów całkowania sformułowanych w pracy [P1] opracowano program komputerowy w języku Pascal do symulacji procesów dynamicznych i quasi-statycznych układów BS. Badania numeryczne ukierunkowano na ocenę adekwatności modeli obciążeń ruchomych P, M, M_o, MM_o w predykcji procesów dynamicznych w mostach kolejowych obciążonych pociągami szybkobieżnymi. Badania przeprowadzono na przykładzie jednoprzęsłowego, jednotorowego, swobodnie podpartego mostu zespolonego o rozpiętości 15,00 m, poddanego działaniu pociągu szybkobieżnego Shinkansen. Ze względu na znaczne uproszczenia w modelowaniu fizycznym układów BS [P1], badania mają dać wskazówki do modelowania quasi-dokładnego układów BTT.

Wprowadzono parametr bezwymiarowy $\tau = vt/l$, który umożliwia porównywanie przebiegów czasowych wielkości wynikowych dla różnych prędkości pociągu oraz przedstawianie ich na tle rozwiązania quasi-statycznego.

W przypadku strumienia sił ruchomych (model P) w układzie występują rezonanse siłowe przy zrównaniu częstotliwości *i*-tej składowej wymuszenia cyklicznego z *j*-tym układem modalnym belki. Wykazano, że rezonansowe prędkości eksploatacyjne pociągu wynoszą

$$v = v_{ij} = 3.6 \frac{j^2}{i} (b_1 + b_2) f_1 \text{ [km/h]},$$
 (10)

gdzie f_1 jest podstawową częstotliwością własną belki [Hz].

W przypadku pozostałych modeli M, M_o, MM_o predykcja (10) może ulec zmianie w wyniku inercji i resorowania obciążeń ruchomych. Pojawiają się znaczne przesunięcia pików rezonansowych oraz duże różnice ilościowe między poszczególnymi modelami. Przekształcenie równań ruchu belki do postaci jawnej prowadziłoby do równań o zmiennych w czasie współczynnikach, z efemerycznym podzbiorem współrzędnych uogólnionych. Jest to klasa równań prowadząca do rezonansów parametryczno-siłowych [1].

Odpowiedź dynamiczną układów BS można rozpatrywać w formie rozwinięcia w szereg Fouriera, jako kombinację zbioru harmonicznych o liczbie równej liczbie współrzędnych dynamicznych układu BS. Krok całkowania h można odnieść do harmonicznej o najwyższej częstotliwości \hat{f} [Hz]. Przyjęto $h = 0.01/\hat{f}$, przy czym częstotliwość \hat{f} oszacowano na podstawie zbioru częstotliwości lokalnych podukładów izolowanych:

- dominanta spektrum własnego belki,
- częstotliwość lokalna ekwiwalentnego oscylatora M, k_M,
- częstotliwość lokalna oscylatora M_o, k_o,
- częstotliwość 10-tej harmonicznej obciążenia okresowego działającego na belkę.

Obciążenie ruchome modeluje pociąg Shinkansen złożony z powtarzalnych pojazdów szynowych na dwóch dwuosiowych wózkach jezdnych. Każdy wózek jest modelowany przez jeden element ruchomy. Parametry strumienia oscylatorów MM_o są następujące [2]:

 $M_{\rm o} = 25000 \text{ kg}, \quad M = 5000 \text{ kg}, \quad f_{\rm o} = 1,00 \text{ Hz}, \quad \gamma_{\rm o} = 0,10, \quad b_1 = 17,50 \text{ m}, \quad b_2 = 7,50 \text{ m},$ $k_{\rm o} = M_{\rm o} (2\pi f_{\rm o})^2 = 987000 \text{ N/m}, \quad c_{\rm o} = 2\gamma_{\rm o} \sqrt{k_{\rm o} M_{\rm o}} = 31400 \text{ Ns/m}.$

Przyjęto: N=10 (liczba wózków jezdnych), $\varepsilon = 0,001$ N (dokładność wyznaczenia interakcji), $N_{it}=15$ (liczna iteracji).

Wybrano następujące wielkości wynikowe w układzie BS:

- przebiegi czasowe ugięć belki w przekrojach projektowych,
- przebiegi czasowe naprężeń normalnych w dolnych włóknach belek stalowych w przekrojach projektowych,
- przebiegi czasowe interakcji dynamicznych między elementem ruchomym M, M_o, MM_o a torem,
- współczynniki dynamiczne ugięć belki w przekrojach projektowych
- współczynniki dynamiczne naprężeń normalnych w dolnych włóknach belek stalowych w przekrojach projektowych,
- współczynniki obciążenia i odciążenia elementów ruchomych M, M_o, MM_o.

Współczynniki obciążenia i odciążenia elementów ruchomych zdefiniowano następująco:

$$\max \quad \varphi_R = \max_i \varphi_i, \quad i = 1, 2, \dots, N,$$

$$\min \quad \rho_R = \min_i \varphi_i, \quad i = 1, 2, \dots, N,$$

(11)

gdzie

$$\varphi_{i} = \frac{1}{P} \max_{\tau} R_{i}(\tau), \quad i = 1, 2, ..., N,
\rho_{i} = \frac{1}{P} \min_{\tau} R_{i}(\tau), \quad i = 1, 2, ..., N.$$
(12)

P jest ciężarem elementu ruchomego.

Badania numeryczne ukierunkowano na analizę wpływu głównych parametrów obciążenia ruchomego (typ elementów ruchomych, wpływ mas nieresorowanych i resorowanych). Główne wyniki badań pokazano na rys. 3–6. W celu zilustrowania różnic jakościowych i ilościowych w odpowiedziach dynamicznych układu BS na przejazd obciążeń P, M, M_o, MM_o, na rys. 7–9 pokazano przebiegi czasowe dynamiczne i quasi-statyczne głównych wielkości wynikowych dla rezonansowej prędkości eksploatacyjnej $v_{31} = 210$ km/h.



Rys. 3. Wykresy współczynnika dynamicznego dla ugięcia belki w(0.50l, t)



Rys. 4. Wykresy współczynnika dynamicznego dla naprężenia normalnego w dolnych włóknach belek stalowych $\sigma(0.50l, t)$



Rys. 5. Współczynnik obciążenia elementów ruchomych



Rys. 6. Współczynnik odciążenia elementów ruchomych



Rys. 7. Przebiegi czasowe ugięcia pionowego w(0.50l, t) odpowiadające prędkości v = 210 km/h



Rys. 8. Przebiegi czasowe naprężenia normalnego $\sigma(0.50l, t)$ odpowiadające prędkości v = 210 km/h



Rys. 9. Przebieg czasowy interakcji dynamicznej $R_8(\tau)/P$ odpowiadający prędkości v = 210 km/h

Główne wnioski z przeprowadzonych badań numerycznych są następujące:

- Różnice w odpowiedziach dynamicznych układu BS na przejazd obciążeń P, M, M_o, MM_o są znaczne, zarówno ilościowo, jak i jakościowo. Najbliższy rzeczywistości jest model MM_o, jednak nadal ma zbyt duże uproszczenia. Konieczne jest uwzględnienie cech geometryczno-masowych pociągów szybkobieżnych, w tym: oddzielne zestawy kołowe, bryłowe ramy wózków jezdnych, bryłowe nadwozia pojazdów szynowych, oddzielne zawieszenia lepkosprężyste I i II stopnia, odchylenia od powtarzalności pojazdów szynowych, pełny skład pociągu.
- W układach BS obciążonych pociągami szybkobieżnymi mogą wystąpić rezonanse parametryczno-siłowe. Prognoza rezonansowych prędkości eksploatacyjnych na podstawie modelu P ma charakter przybliżony. Konieczna jest symulacja odpowiedzi dynamicznych dla zbioru równoodległych prędkości w praktycznym przedziale prędkości eksploatacyjnych danego pociągu.

- Model P prowadzi do zawyżonych odpowiedzi dynamicznych i przesunięć pików rezonansowych w porównaniu z modelem MM_o. Model M_o prowadzi do odpowiedzi dynamicznych pośrednich między modelami P i MM_o. Model M prowadzi do odpowiedzi dynamicznych niezgodnych z rzeczywistością.
- W dynamice układów BTT konieczne jest uwzględnienie więzów jednostronnych kołoszyna. Może to być szczególnie istotne w symulacji odpowiedzi dynamicznych przy uwzględnieniu losowych pionowych nierówności toru.
- [P3] Podwórna M., Klasztorny M., Vertical vibrations of composite bridge / track structure / high-speed train systems. Part 1: Series-of-types of steel-concrete bridges, Bulletin of the Polish Academy of Sciences: Technical Sciences, 62:1 (2014) 165–179, http://dx.doi.org/10.2478/bpasts-2014-0018 (80%, 20%) (Lista A, 25 pkt, IF=1.277)

Zaprojektowano typoszereg zespolonych (stalowo-betonowych) mostów kolejowych i nawierzchnię kolejową dostosowane do przejazdu standardowych pociągów szybkobieżnych, poruszających się z prędkościami do 350 km/h (SCB – steel concrete bridges). Mosty są jednotorowe z nawierzchnią podsypkową, jednoprzęsłowe, swobodnie podparte. Zastosowano płyty przejściowe i odbojnice w celu zwiększenia trwałości mostu i bezpieczeństwa ruchu pociągów. Elementem nowym jest zastosowanie mono-symetrycznego przekroju poprzecznego konstrukcji nośnej mostu. Projektowanie mostów przeprowadzono zgodnie z przepisami norm krajowych:

- PN-85/S-10030. Obiekty mostowe. Obciążenia,
- PN-82/S-10052. Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Projektowanie,
- PN-91/S-10042. Obiekty mostowe,. Konstrukcje betonowe, żelbetowe oraz z betonu sprężonego. Projektowanie.

Normy te są obecnie zastąpione przez Eurokody.

Typoszereg mostów/wiaduktów składa się z pięciu obiektów o podstawowych parametrach geometrycznych zestawionych w tabeli 1.

| Kod mostu | SCB-15 | SCB-18 | SCB-21 | SCB-24 | SCB-27 |
|-----------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Rozpiętość przęsła L [m] | 15,00 | 18,00 | 21,00 | 24,00 | 27,00 |
| Całkowita długość mostu [m] | 15,80 | 18,80 | 21,80 | 24,80 | 27,80 |
| Wysokość konstrukcyjna [m] | 1,82 | 1,97 | 2,12 | 2,27 | 2,42 |

Tabela 1. Parametry geometryczne obiektów typoszeregu mostów kolejowych zespolonych

W projektowaniu typoszeregu mostów przyjęto następujące założenia:

- Mosty są zlokalizowane na liniach kolejowych głównych o współczynniku klasyfikacji k = +2.
- Obiekty mostowe są zespolone, jednoprzęsłowe, swobodnie podparte, jednotorowe.
- Tor nieobciążony jest poziomy prostoliniowy.
- Rozstaw torów na sąsiednich obiektach wynosi 5,10 m.

Projekt konstrukcyjny (wyniki końcowe) typoszeregu mostów zespolonych zilustrowano na rys. 9–12. Na rys. 9 pokazano przekrój poprzeczny w środku rozpiętości mostu SCB-15. Przekroje poprzeczne mostów SCB-18, SCB-21, SCB-24, SCB-27 są analogiczne; wyznaczone w projektowaniu zmiany obejmują środniki i pasy dolne belek oraz stężenia. Na rys. 10 pokazano szczegóły konstrukcyjne w przekroju poprzecznym w środku rozpiętości mostu SCB-15, w tym zbrojenie główne poprzeczne i zbrojenie konstrukcyjne podłużne żelbetowej płyty pomostowej. Widok z boku na most SCB-15 i początkową część strefy przejściowej pokazano na rys. 11. Zastosowano: żebra usztywniające środniki belek stalowych, płyty podporowe, nakładki pasów dolnych belek stalowych, krawężniki żelbetowe dylatowane co 1,50 m, ścianki osłonowe z kompozytu wzmocnionego włóknem węglowym, dylatowane co 1,50 m, żelbetowe płyty przejściowe o długości 5,00 m. Strefę przejściową (przekrój podłużny i przekroje poprzeczne) zilustrowano na rys. 12, przy czym: S1- strefa stabilizowana cementem, S2 – strefa gruntowa wzmocniona włókninami, S3 – strefa żwirowo-piaskowa pod podsypką.

Płyty przejściowe żelbetowe (beton B35, stal AII/18G2-B) są poziome, podparte jednostronnie na łożyskach elastomerowych i mają dwustronny 2% spadek poprzeczny. Nawierzchnia kolejowa zawiera następujące części: szyny bezstykowe S60, odbojnice S60 o długości L+10 [m], podkłady z betonu sprężonego B 320 U 60, B320 U60-U, podsypka tłuczniowa o grubości 0,35 m pod podkładami w osi mostu, przytwierdzenia sprężyste Vossloh 300-1, przytwierdzenia sprężyste SB3 odbojnic.



Rys. 10. Przekrój poprzeczny mostu SCB-15 w środku rozpiętości



Rys. 11. Przekrój poprzeczny mostu SCB-15 w środku rozpiętości (szczegóły konstrukcyjne)



Rys. 12. Widok z boku na most SCB-15 i początek strefy przejściowej

Nowe cechy konstrukcyjne mostów tworzących typoszereg SCB są następujące:

- pełna monosymetria przekroju poprzecznego płyty pomostowej (minimalizacja drgań giętno-skrętnych, separacja drgań przęseł równoległych),
- wyłączenie belek krawężnikowych z przenoszenia obciążeń (słaby beton, zbrojenie konstrukcyjne, dylatacje, przerwa technologiczna w budowie mostu),

- zastosowanie ścianek osłonowych z kompozytu polimerowego wzmocnionego włóknem węglowym, do utrzymania podsypki na płycie pomostowej,
- zastosowanie czterech belek stalowych stężonych poprzecznie parami,
- pogrubione tylne ścianki przyczółków do podparcia płyt przejściowych.



Rys 13. Przekrój podłużny oraz przekroje poprzeczne strefy przejściowej

Technologia wykonania konstrukcji nośnej jest następująca:

- montaż na sztywnym rusztowaniu (konstrukcja zespolona pracuje tylko w fazie II),
- zerowe naprężenia wstępne w belkach stalowych przed połączeniem z pomostem żelbetowym,
- beton płyty pomostowej wykonany z mieszaniny o konsystencji plastycznej,
- dojrzewanie betonu w warunkach normalnych przez 28 dni.

W obliczeniach projektowych przyjęto następujące założenia:

- przekrój zespolony pracuje w zakresie liniowo-sprężystym,
- połączenia płyty żelbetowej z belkami stalowymi za pomocą kotew są nieodkształcalne,
- przekrój zespolony jest redukowany do równoważnego przekroju stalowego,
- wymiarowanie z uwzględnieniem sprężystych stanów granicznych nośności i stanów użytkowalności,
- wymiarowanie metodą sztywnej poprzecznicy,
- nie uwzględnia się sztywności skrętnej przekroju zespolonego.

W obliczeniach projektowych obiektów mostowych uwzględnia się:

- naprężenia wywołane ciężarem własnym z uwzględnieniem technologii wytwarzania konstrukcji nośnej mostu,
- naprężenia wywołane pionowym obciążeniem użytkowym,
- naprężenia reologiczne wywołane pełzaniem betonu i skurczem betonu z uwzględnieniem pełzania,
- naprężenia wywołane poziomym obciążeniem użytkowym (obciążenie wiatrem, uderzenia zestawów kołowych pociągów ruchomych),
- naprężenia termiczne.

W przypadku podstawowego układu obciążeń (P) uwzględnia się naprężenia z pierwszych trzech źródeł. W przypadku podstawowego i dodatkowego układu obciążeń (PD) uwzględnia się wszystkie naprężenia ze wszystkich źródeł. W przypadku podstawowego i wyjątkowego układu obciążeń (PW) uwzględnia się również obciążenia wyjątkowe, np. wykolejenie pociągu. Do wymiarowania należy wziąć najbardziej niekorzystny układ obciążeń.

Zgodnie z wytycznymi normowymi, sprawdzenie sprężystych stanów granicznych nośności obejmuje:

- 1) sprawdzenie nośności dźwigara zespolonego (naprężenia normalne i styczne),
- 2) sprawdzenie nośności żelbetowej płyty pomostowej,
- 3) sprawdzenie belek stalowych na zmęczenie,
- 4) sprawdzenie nośności połączeń kotwowych żelbetowej płyty pomostowej z pasem górnym belek stalowych,
- 5) sprawdzenie pozostałych połączeń elementów przęsła mostowego,
- 6) sprawdzenie belek stalowych na wyboczenie giętnoskrętne (nie występuje w proponowanym rozwiązaniu),
- 7) sprawdzenie wyboczenia lokalnego środników belek stalowych,
- 8) sprawdzenie stateczności przęsła mostowego na przesunięcie i wywrócenie.

W sprawdzeniach 1, 2, 4–7 uwzględnia się naprężenia projektowe, współczynnik dynamiczny i wytrzymałości projektowe. W sprawdzeniu 3 uwzględnia się naprężenia charakterystyczne, współczynnik dynamiczny, współczynnik zmęczeniowy m_{zm} według PN-82/S-10052 i wytrzymałości projektowe. W sprawdzeniu 8 uwzględnia się obciążenia charakterystyczne bez współczynnika dynamicznego.

Sprawdzenie połączeń kotwowych żelbetowej płyty pomostowej z pasem górnym belek stalowych według PN-82/S-10052 obejmuje:

- 1) nośność kotew,
- 2) nośność zamocowania kotew do belek stalowych,
- 3) nośność betonu wokół kotew.

Zgodnie z wytycznymi normowymi, sprawdzenie stanów granicznych użytkowalności obejmuje:

- 1) sprawdzenie ugięcia pionowego konstrukcji nośnej zespolonej pod obciążeniem ruchomym,
- 2) sprawdzenie sztywności poziomej mostu,

- 3) zaprojektowanie podniesienia wykonawczego,
- sprawdzenie stanu granicznego pękania betonu (inicjacja i otwarcie pęknięć poprzecznych; nie występuje w przypadku zastosowanego rozwiązania i technologii wytwarzania),
- 5) sprawdzenie stanu użytkowalności z uwzględnieniem zmęczenia (zapewnienie trwałości mostu zespolonego)
- 6) sprawdzenie komfortu użytkowania,
- 7) sprawdzenie stanów użytkowalności ze względu na bezpieczeństwo ruchu kolejowego:
 - a) drgania pionowe mostu,
 - b) skręcanie pomostu,
 - c) obroty podłużne na końcach pomostu,
 - d) deformacje poziome pomostu.

W wymiarowaniu przekroju poprzecznego zespolonej konstrukcji nośnej mostów typoszeregu SCB uwzględniono naprężenia odpowiadające podstawowemu układowi obciążeń (P). Sprawdzany jest stan graniczny nośności zespolonej konstrukcji nośnej. Sprawdzane są stany graniczne użytkowalności 1, 5, 6, 7a. Stałe materiałowe zastosowanych materiałów konstrukcyjnych zestawiono w tabelach 2–4 [43].

| Tabela 2: State materialowe betonu D55 (| (C30/37) (piyu | pomostowa) |
|--|--|----------------------|
| Wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie | f_{ck} | 26.2 MPa |
| Wartość średnia wytrzymałości na ściskanie z 50% prawdopodobieństwem przekroczenia | f_{ck 0,5}=f_{cm} | 34.2 MPa |
| Wartość średnia wytrzymałości na rozciąganie z 5% prawdopodobieństwem przekroczenia | $f_{ctk \ 0,05}$ | 1.9 MPa |
| Wartość średnia wytrzymałości na rozciąganie z 50% prawdopodobieństwem przekroczenia | f _{ctk 0,5} =f _{ctm} | 2.7 MPa |
| Moduł sprężystości ($0 < \sigma \le 0.5 f_{ck}$) | E_{cm} | 34.6 GPa |
| Stała Poissona | ν | 0.167 |
| Współczynnik rozszerzalności termicznej | α | $1 \times 10^{-5}/K$ |

 Tabela 2. Stałe materiałowe betonu B35 (C30/37) (płyta pomostowa)

| Tabela 3. Stałe materiałowe spawalnej stali zbrojeniowej 18G2-B | (zbrojenie płyty | pomostowej) |
|---|------------------|-------------|
|---|------------------|-------------|

| Średnica nominalna prętów | d | 6-32 mm |
|---|-------------|----------------------|
| Charakterystyczna granica plastyczności | f_{yk} | 355 MPa |
| Wytrzymałość charakterystyczna | f_{tk} | 480 MPa |
| Moduł sprężystości | $E_{\rm s}$ | 200 GPa |
| Współczynnik rozszerzalności termicznej | α | $1 \times 10^{-5}/K$ |

Zgodnie z monografią [43], wytrzymałość projektowa na ściskanie betonu B35 przy zginaniu wynosi $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{26,2}{1,5} = 17.5$ MPa, a wytrzymałość projektowa na ścinanie wynosi $\tau_{Rd} = \frac{f_{ctk 0,05}}{4\gamma_c} = \frac{1.9}{6} = 0.32$ MPa. Wytrzymałość projektowa stali zbrojeniowej 18G2-B wynosi $f_{sd} = \frac{f_{yk}m_s}{\gamma_s} = \frac{355 \times 1.0}{1.2} = 296$ MPa. Wytrzymałość projektowa stali S235W przy rozciąganiu,

ściskaniu, zginaniu i w złożonym stanie naprężenia wynosi $f_{ad} = \frac{f_{yk}}{1.05\gamma_a} = \frac{235}{1.05\times1.15} = 195$ MPa, a wytrzymałość projektowa na ścinanie $f_{adv} = 0.58f_{ad} = 0.58 \times 195 = 115$ MPa. Wytrzymałość projektowa na ściskanie powierzchni płaskich ze stali S235W wynosi $f_{add} = 1.25f_{ad} = 1.25 \times 195 = 245$ MPa. Efektywna szerokość współpracująca żelbetowej płyty pomostowej jest równa rozstawowi stalowych belek głównych 1,20 m. Stosunek modułów sprężystości stali do betonu wynosi $E_a/E_{cm} = 205/34.6 = 5,92$. Równoważna szerokość płyty żelbetowej w odniesieniu do jednej belki stalowej wynosi $b_s = \frac{1200}{5.92} = 203$ mm ≈ 200 mm. Równoważne przekroje stalowe dla jednej belki stalowej, odpowiadające przekrojom zespolonym konstrukcji nośnych mostów typoszeregu SCB, pokazano na rys. 13.

| Tubera T. State materialowe stand | spuwunej 5255 W | (beiki statowe) |
|---|-----------------|----------------------|
| Grubość płaskowników | t | ≤40 mm |
| Moduł sprężystości | E_a | 205 GPa |
| Moduł Kirchhoffa | G_a | 80 GPa |
| Stała Poissona | v_a | 0.30 |
| Współczynnik rozszerzalności termicznej | $lpha_a$ | $1 \times 10^{-5}/K$ |
| Charakterystyczna granica plastyczności | f_{yk} | 235 MPa |
| Wytrzymałość charakterystyczna | f_{uk} | 360 MPa |

Tabela 4. Stałe materiałowe stali spawalnej S235W (belki stalowe)



Rys. 14. Równoważne przekroje stalowe dla jednej belki stalowej, odpowiadające przekrojom zespolonym konstrukcji nośnych mostów typoszeregu SCB

Zgodnie z monografią [43], współczynnik dynamiczny w projektowaniu mostów zespolonych oblicza się ze wzoru

$$\varphi = \frac{1,44}{\sqrt{L} - 0.2} + 0,82. \tag{13}$$

Dla obciążenia ruchomego klasy k=+2 współczynnik klasy obciążenia wynosi $\alpha_k = 1,21$, a współczynnik obciążenia ruchomego $\gamma_f = 1,5$. Zastępcze rozłożone obciążenia ruchome wynoszą:

 $p_{sk} = \alpha_k \times 80 = 1,21 \times 80 = 96,8 \text{ kN/m}$ – obciążenie charakterystyczne,

 $p_k = p_{sk} \varphi$ – obciążenie charakterystyczne ze współczynnikiem dynamicznym,

 $p_o = p_k \gamma_f$ – obciążenie projektowe,

 $q_{sk} = \alpha_k \times 156 = 1,21 \times 156 = 189$ kN/m – obciążenie charakterystyczne,

 $q_k = q_{sk}\varphi$ – obciążenie charakterystyczne ze współczynnikiem dynamicznym,

 $q_o = q_k \gamma_f$ – obciążenie projektowe.

Obliczono następujące momenty gnące [kNm]:

 $M_{ak}(g_k)$ – moment gnący wywołany ciężarem własnym charakterystycznym,

 $M_{usk}(p_{sk}, q_{sk})$ – moment gnący wywołany obciążeniem ruchomym charakterystycznym,

 $M_{uk}(p_k, q_k)$ – moment gnący wywołany obciążeniem ruchomym charakterystycznym ze współczynnikiem dynamicznym,

 $M_{qo}(g_o)$ – moment gnący wywołany ciężarem własnym projektowym,

 $M_{uo}(p_o, q_o)$ – moment gnący wywołany obciążeniem ruchomym projektowym ze współczynnikiem dynamicznym,

 $M_o = M_{go} + M_{uo}$ – moment gnący projektowy.

Naprężenia rozciągające we włóknach dolnych belek stalowych [MPa] obliczono ze wzorów:

- $\sigma_{ak} = 0,001(M_{uk} + M_{gk})/W_d$ naprężenia normalne wywołane obciążeniem ruchomym charakterystycznym ze współczynnikiem dynamicznym i obciążeniem ciężarem własnym charakterystycznym [MPa],
- $\sigma_{ao} = \frac{0,001M_o}{W_d} + \sigma_{ao,r} \text{naprężenia normalne wywołane przez obciążenia projektowe [MPa]} z uwzględnieniem wpływów reologicznych (<math>W_d$ [m³] wskaźnik przy zginaniu dla włókien dolnych).

Naprężenia ściskające we włóknach górnych żelbetowej płyty pomostowej [MPa] obliczane są ze wzorów [44]:

- $\sigma_{bk} = 0,001(M_{uk} + M_{gk})/\alpha W_g$ naprężenia normalne wywołane obciążeniem ruchomym charakterystycznym ze współczynnikiem dynamicznym i obciążeniem ciężarem własnym charakterystycznym [MPa],
- $\sigma_{bo} = \frac{0.001M_o}{\alpha W_g} + \sigma_{bo,r} \text{naprężenia normalne wywołane przez obciążenia projektowe [MPa] z uwzględnieniem wpływów reologicznych (<math>W_g$ [m³] wskaźnik przy zginaniu dla włókien górnych).

Wartości naprężeń wywoływanych przez wpływy reologiczne $\sigma_{bo,r}$ (pełzanie i skurcz przy pełzaniu betonu) obliczono zgodnie z algorytmami podanymi w monografii [44].

Zgodnie ze specyfikacjami projektowymi zawartymi w monografii [43], nieobejmującymi prędkości eksploatacyjnych do 350 km/h, warunki projektowe dla stanu granicznego nośności, w odniesieniu do naprężeń normalnych podłużnych mają postać:

$$\sigma_{ao}(M_o) \le f_{ad} , \quad \sigma_{bo}(M_o) \le f_{cd}. \tag{14}$$

Warunek projektowy dla stanu granicznego użytkowalności, w odniesieniu do pionowych ugięć mostu ma postać:

$$w(M_{usk}) \le w_d,\tag{15}$$

gdzie $w_d = L/800$ dla $v \le 160$ km/h. Warunki stanu granicznego zmęczenia mają postać:

$$\sigma_{ak}(M_{uk}, M_{gk}) \le 0.75 f_{ad} , \quad \sigma_{bk}(M_{uk}, M_{gk}) \le 0.60 f_{ck}.$$
(16)

Warunek komfortu użytkowania nałożony na ugięcia pionowe ma postać:

$$w(M_{uk}) \le w_{pd}(L),\tag{17}$$

gdzie $w_{pd}(L) = L/750$ dla $v \le 200$ km/h. Warunek dla stanu granicznego użytkowalności, odniesiony do bezpieczeństwa ruchu kolejowego, ma postać (ograniczenie ugięć pod ciężarem własnym):

$$w_{min}(L) \le w(M_{gk}) \le w_{max}(L). \tag{18}$$

Wartości w_{min} (L), w_{max} (L) podano w monografii [43].

W tabeli 5 zestawiono wartości następujących parametrów geometrycznych, masowych i sztywnościowych mostów SCB oraz płyt przejściowych i toru na podsypce tłuczniowej:

- F(0,5L) pole powierzchni równoważnego przekroju poprzecznego (stalowego) konstrukcji nośnej mostu w środku rozpiętości,
- $h_b(0,5L), h_t(0,5L)$ odległości od środka masy równoważnego przekroju poprzecznego konstrukcji nośnej mostu w środku rozpiętości, do włókien dolnych i górnych,
- *I*(0,5*L*) geometryczny moment bezwładności względem poziomej osi centralnej równoważnego przekroju poprzecznego konstrukcji nośnej mostu w środku rozpiętości,
- $W_b(0,5L), W_t(0,5L)$ wskaźniki przy zginaniu dla włókien dolnych i górnych równoważnego przekroju poprzecznego konstrukcji nośnej mostu w środku rozpiętości,
- E = 205 GPa modul Younga stali S235W,
- *EI*(0,5*L*) sztywność giętna równoważnego przekroju poprzecznego konstrukcji nośnej mostu w środku rozpiętości,
- m(0,5L) masa na jednostkę długości mostu w środku rozpiętości (z uwzględnieniem nawierzchni kolejowej i elementów wyposażenia mostu),
- $F(0), h_b(0), h_t(0), I(0), W_b(0), W_t(0), EI(0), m(0)$ parametry geometryczne, sztywnościowe i masowe równoważnego przekroju poprzecznego konstrukcji nośnej mostu w strefie podporowej,
- γ ułamek tłumienia Rayleigha konstrukcji nośnej mostu,
- $f_l = 1$ Hz, $f_u = 500$ Hz przedział częstotliwości własnych, w którym tłumienie konstrukcji nośnej mostu jest w przybliżeniu stałe.

Pozostałe parametry fizyczne mostu i toru, występujące w modelowaniu fizycznym układów BTT, wynoszą $\rho_b = 2000 \text{ kg/m}^3 - \text{gęstość podsypki}, m_r, m_{sr} = 120 \text{ kg/m}, M_r, M_{sr} = 72 \text{ kg/m}, M_s = 366 \text{ kg}, m_s = 610 \text{ kg/m}, M_b = 2900 \text{ kg}, m_b = 4833 \text{ kg/m},$

 $m_a = 2000 \text{ kg/m}, L_a = 4.80 \text{ m}, 2D = 204 \text{ m}, \text{gdzie: } m_r, M_r$ – masa pary szyn głównych na jednostkę długości i na jeden podkład, m_{sr}, M_{sr} – masa pary odbojnic na jednostkę długości i na jeden podkład, M_s, m_s – masa podkładu z przytwierdzeniami oraz masa podkładu z przytwierdzeniami na jednostkę długości, M_b, m_b – masa podsypki na jeden podkład i na jednostkę długości, m_a – masa płyty przejściowej na jednostkę długości, L_a – długość płyty przejściowej o długość płyty przejściowej.

| Parametr | Jednostka | SCB-15 | SCB-18 | SCB-21 | SCB-24 | SCB-27 |
|---------------|-----------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| L | m | 15.00 | 18.00 | 21.00 | 24.00 | 27.00 |
| $h_b(0.5L)$ | mm | 735 | 858 | 1009 | 1156 | 1342 |
| $h_t(0.5L)$ | mm | 441 | 518 | 617 | 720 | 834 |
| I(0.5L) | m ⁴ | 0.067789 | 0.101580 | 0.154680 | 0.221439 | 0.311789 |
| $W_b(0.5L)$ | m ³ | 0.092242 | 0.118366 | 0.153232 | 0.191603 | 0.232258 |
| $W_t(0.5L)$ | m ³ | 0.153681 | 0.196170 | 0.250882 | 0.307435 | 0.374040 |
| EI(0.5L) | Nm ² | 13.897×10^{9} | 20.824×10^{9} | 31.710×10^{9} | 45.395×10^{9} | 63.917×10^{9} |
| <i>I</i> (0) | m ⁴ | 0.050188 | 0.075905 | 0.116859 | 0.168889 | 0.240933 |
| <i>EI</i> (0) | Nm ² | 10.289×10^{9} | 15.561×10^{9} | 23.956×10^9 | 34.622×10^9 | 49.391×10^{9} |
| m(0.5L) | kg/m | 5300 | 5470 | 5660 | 5850 | 6020 |
| <i>m</i> (0) | kg/m | 5050 | 5210 | 5380 | 5550 | 5710 |
| γ | _ | 0.01125 | 0.0075 | 0.005 | 0.005 | 0.005 |

 Tabela 5. Parametry mostów tworzących typoszereg SCB

[P4] Podwórna M., Klasztorny M., Vertical vibrations of composite bridge / track structure / high-speed train systems. Part 2: Physical and mathematical modelling, Bulletin of the Polish Academy of Sciences: Technical Sciences, 62:1 (2014) 181–196, http://dx.doi.org/10.2478/bpasts-2014-0019 (80%, 20%) (Lista A, 25 pkt, IF=1.277)

W pracy przeprowadzono fizyczne i matematyczne modelowanie płaskie układów BTT (most-tor-pociąg szybkobieżny), przy założeniu symetrii układu względem płaszczyzny pionowej przechodzącej przez oś toru. Uwzględniono wszystkie podstawowe cechy układów BTT, i.e.: cechy geometryczne, masowe, sprężyste i tłumiące pojazdów szynowych na dwuosiowych wózkach jezdnych, nieliniową sztywność kontaktową Hertza oraz jednostronne więzy pionowe pomiędzy zestawem kołowym a szynami, cechy geometryczne, masowe, sprężyste i tłumiące zespolonych mostów kolejowych i nawierzchni kolejowej na moście i w strefach dojazdowych, odkształcalne płyty przejściowe oraz losowe pionowe nierówności toru kolejowego. W modelowaniu matematycznym układu BTT zastosowano podział układu na podukłady naturalne, metodę formułowania równań ruchu częściowo w niejawnej postaci oraz metodę elementów skończonych. Macierzowe równania ruchu podukładów są o stałych współczynnikach. Sprzężenie drgań i nieliniowości są ukryte w wektorach obciążeń uogólnionych. Zastosowano rekurencyjno-iteracyjną metodę całkowania macierzowych równań ruchu opracowaną w pracy[P1].

W modelowaniu fizycznym i matematycznym układu BTT przyjęto następujące założenia:

- Uwzględniono tor kolejowy o skończonej długości, obejmujący most, płyty przejściowe i strefy dojazdowe. Poza strefami dojazdowymi tor jest niepodatny i prostoliniowy.
- W stanie nieobciążonym oś toru jest pozioma prostoliniowa. Występują losowe pionowe nierówności toru, wynikające z konstrukcji i utrzymania toru oraz osiadań podsypki I podtorza. Nierówności pionowe są jednakowe dla obydwu szyn.
- Pionowe nierówności toru są opisane przez funkcję r(x), gdzie x jest odciętą. Zgodnie z danymi literaturowymi, funkcja ta jest stacjonarnym ergodycznym procesem Gaussa zdefiniowanym przez funkcję gęstości spektrum mocy wyznaczoną eksperymentalnie.
- Układ BTT jest symetryczny względem pionowej płaszczyzny przechodzącej przez oś toru. Drgania układu są pionowe. Model fizyczny układu BTT jest płaski.
- Szyny główne i odbojnice są lepkosprężystymi belkami Eulera.
- Przytwierdzenia szyn i odbojnic do podkładów są pionowymi elementami lepkosprężystymi z nieliniową charakterystyką sprężystą.
- Podkłady są sztywne, drgają pionowo i są odwzorowane przez masy skupione.
- Warstwa podsypki tłuczniowej jest modelowana dyskretnie jako zbiór równoodległych pionowych więzów lepkosprężystych (pod podkładami). Charakterystyka sprężysta więzów jest nieliniowa (możliwość odrywania się podkładów od podsypki). Masa podsypki jest granulowana i dodawana w węzłach układu dyskretnego pod podsypką.
- Podtorze jest modelowane przez zbiór równoodległych pionowych więzów lepkosprężystych (korelacja z podkładami).
- Płyty przejściowe są modelowane jako belki lepkosprężyste Eulera, podparte swobodnie na przyczółkach.
- Konstrukcja nośna mostu jest modelowana jako belka odcinkowo pryzmatyczna, symetryczna względem środka rozpiętości, lepkosprężysta, odkształcalna giętnie, swobodnie podparta. Tłumienie drgań konstrukcji nośnej jest zgodne z modelem Rayleigha.
- Bliźniacze (równoległe) przęsła mostowe są separowane.
- Zastosowano niemiecki pociąg szybkobieżny ICE-3, złożony z niezależnych pojazdów szynowych, każdy na dwóch dwuosiowych wózkach jezdnych. Każdy pojazd szynowy jest odwzorowany przez model Matsuury w wersji rozszerzonej przez wprowadzenie nieliniowych jednostronnych sprężyn kontaktowych Hertza na styku zestaw kołowy– szyny główne.
- Prędkości eksploatacyjne pociągu należą do przedziału [30, 300] [km/h].
- Drgania układu BTT są nieliniowe fizycznie i liniowe geometrycznie.

W modelowaniu matematycznym układu BTT wprowadzono następujące oznaczenia:

- L_o rozpiętość przęsła mostowego plus długość dwóch płyt przejściowych plus dwa rozstawy podkładów,
- L_v długość pociągu szybkobieżnego,
- v prędkość eksploatacyjna pociągu,
- w(x,t) funkcja ugięcia pionowego konstrukcji nośnej mostu,
- $\sigma(x, t)$ naprężenia normalne w dolnych włóknach stalowych belek głównych,

t - zmienna czasowa,

x, *y* – układ współrzędnych geometrycznych,

 $a_p(x, t)$ – funkcja przyspieszeń pionowych pomostu,

 $R_{ki}(t)$, k = 1,2,3,4, $i = 1,2,...,N_v$ – dynamiczne naciski ruchomych zestawów kołowych (interakcje),

 N_{v} – liczba pojazdów szynowych,

 $a_{bi\alpha}(t)$, $i = 1, 2, ..., N_v$, $\alpha = f, r - przyspieszenia pionowe nadwozia nad zawieszeniami II stopnia,$

T – czas obserwacji procesu dynamicznego.

Schemat układu BTT w chwili początkowej i końcowej symulacji procesu dynamicznego pokazano na rys. 14. Strefy dojazdowe mają długość 2D. Lewy odcinek D wprowadza kolejne pojazdy w stan losowych drgań quasi-stacjonarnych. Strefa VVRZ (Vehicle Vibration Registration Zone) jest obszarem rejestracji wielkości projektowych występujących w warunku bezpieczeństwa ruchu (TSC) i w warunku komfortu pasażerów (PCC). Strefa BVRZ (Bridge Vibration Registration Zone) jest obszarem rejestracji wielkości projektowych konstrukcji nośnej mostu. Siły interakcji zestaw kołowy–szyny główne są rejestrowane w czasie przejazdu danego zestawu kołowego przez strefę VVRZ.



Rys. 15. Schemat układu BTT w chwili początkowej t = 0 oraz w chwili końcowej t = T

Płaski model podukładu tor-most, zgodny z przyjętymi założeniami, pokazano na rys. 15. Do dyskretyzacji szyn głównych, odbojnic, płyt przejściowych i konstrukcji nośnej mostu zastosowano klasyczny belkowy element skończony Eulera. Węzły dyskretyzacji są zgodne z położeniem podkładów.

W układzie BTT wyróżniono podukłady naturalne (rys.16):

BS – konstrukcja nośna mostu,

LAS – lewa płyta przejściowa,

RAS - prawa płyta przejściowa,

LB – podsypka w lewej strefie dojazdowej,

RB – podsypka w prawej strefie dojazdowej,

SL – podkłady,

OR – szyny główne,

SR - odbojnice,

RV*i*, $i = 1, 2, ..., N_v$ – pojazdy szynowe.

Podukłady są obciążone odpowiednimi zbiorami interakcji, z których część jest nieliniowa fizycznie.

Podukład BS (konstrukcja nośna mostu) opisano za pomocą następujących parametrów:

L, d – rozpiętość przęsła, rozstaw podkładów,

m – masa na jednostkę długości (łącznie z masą wyposażenia),

m(0) – masa dla $\bar{x} \in [0; 0.2L)$, (0.8L; L], $\bar{x} = x - (2D + L_a + d)$,

m(L/2) – masa dla $\bar{x} \in [0.2L; 0.8L], \ \bar{x} = x - (2D + L_a + d),$

EI – sztywność giętna,

EI(0) – sztywność dla $\bar{x} \in [0; 0.2L)$, (0.8L; L],

EI(L/2) – sztywność dla $\bar{x} \in [0.2L; 0.8L]$,

 γ – ułamek tłumienia quasi-stałego w wybranym przedziale częstotliwości,

 μ , κ – wymiarowe współczynniki tłumienia Rayleigha,

m_b – masa podsypki na jednostkę długości,

 $W_b = W_b(L/2)$ – wskaźnik przy zginania (włókna dolne, przekrój w środku rozpiętości).

Podzbiory współrzędnych uogólnionych w podukładzie tor-most pokazano na rys. 17, 18. Podzbiory interakcji w podukładzie tor-most pokazano na rys. 19, 20.



Rys. 16. Płaski model fizyczny podukładu tor-most



Rys. 17. Podzbiory współrzędnych uogólnionych w podukładzie tor-most na lewo od osi symetrii układu



Rys. 18. Podzbiory współrzędnych uogólnionych w podukładzie tor-most na prawo od osi symetrii układu



Rys. 19. Podzbiory interakcji w podukładzie tor-most na lewo od osi symetrii układu



Rys. 20. Podzbiory interakcji w podukładzie tor-most na prawo od osi symetrii układu

Ugięcie belkowego elementu skończonego jest aproksymowane wielomianami Hermite'a:

$$w_e(\bar{x},t) = \mathbf{q}_e^T(t) \,\mathbf{s}(\bar{x}),\tag{19}$$

gdzie

$$\mathbf{q}_{e}(t) = \operatorname{col}(q_{1'} \ q_{2'} \ q_{3'} \ q_{4'}),$$
$$\mathbf{s}(\bar{x}) = \mathbf{H}\mathbf{h}(\xi), \ \xi = \frac{\bar{x}}{d},$$
$$\mathbf{H} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & -3 & 2\\ 0 & d & -2d & d\\ 0 & 0 & 3 & -2\\ 0 & 0 & -d & d \end{bmatrix}, \ \mathbf{h}(\xi) = \begin{bmatrix} 1\\ \xi\\ \xi^{2}\\ \xi^{3} \end{bmatrix}.$$
(20)

Energię kinetyczną i sprężystą elementu skończonego zapisano w postaci

$$E_{se} = \frac{1}{2} E I_e \int_0^d \left(\frac{\partial^2 w_e}{\partial \bar{x}^2}\right)^2 d\bar{x} = \frac{1}{2} \mathbf{q}_e^T \mathbf{K}_e \mathbf{q}_e, \ E_{ke} = \frac{1}{2} m_e \int_0^d \left(\frac{\partial w_e}{\partial t}\right)^2 d\bar{x} = \frac{1}{2} \dot{\mathbf{q}}_e^T \mathbf{B}_e \dot{\mathbf{q}}_e, \tag{21}$$

gdzie $(\dot{}) = d/dt$ oraz

$$\mathbf{K}_{e} = \frac{EI_{e}}{d^{3}} \mathbf{H} \mathbf{D}^{2} \mathbf{U} \left(\mathbf{H} \mathbf{D}^{2} \right)^{T}, \quad \mathbf{B}_{e} = m_{e} d \mathbf{H} \mathbf{U} \mathbf{H}^{T},$$

$$= \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 3 & 0 \end{bmatrix}, \quad \mathbf{U} = \int_{0}^{1} \mathbf{h} \mathbf{h}^{T} d\xi = \begin{bmatrix} 1 & \frac{1}{2} & \frac{1}{3} & \frac{1}{4} \\ & \frac{1}{3} & \frac{1}{4} & \frac{1}{5} \\ & & \frac{1}{5} & \frac{1}{6} \\ \text{symm.} & & \frac{1}{7} \end{bmatrix}.$$
(22)

W wyniku agregacji, energia kinetyczna i sprężysta podukładu BS jest opisana przez formy kwadratowe:

$$E_s = \frac{1}{2} \mathbf{q}^T \mathbf{K} \mathbf{q} , \quad E_k = \frac{1}{2} \dot{\mathbf{q}}^T \mathbf{B} \dot{\mathbf{q}}.$$
(23)

Moc tłumienia drgań podukładu BS oraz macierz tłumienia wynoszą

$$\Phi = \frac{1}{2} \dot{\mathbf{q}}^T \mathbf{C} \dot{\mathbf{q}} , \quad \mathbf{C} = \mu \mathbf{B} + \kappa \mathbf{K}.$$
 (24)

Parametry μ , κ wyznacza się z układu równań algebraicznych

$$\begin{cases} \frac{\mu}{\omega_l} + \varkappa \omega_l = 2\gamma, \\ \frac{\mu}{\omega_u} + \varkappa \omega_u = 2\gamma, \end{cases}$$
(25)

przy czym $f_l = \frac{\omega_l}{2\pi}$, $f_u = \frac{\omega_u}{2\pi}$, $[f_l, f_u]$ – przedział istotnych częstotliwości własnych w odpowiedzi dynamicznej podukładu BS. Obciążenie podukładu BS stanowią interakcje przenoszone przez więzy pionowe modelujące podsypkę, tworzące wektor $\mathbf{R}_b = \operatorname{col}(R_{1b} R_{2b} \dots R_{n_tb})$. Praca sił interakcji na przemieszczeniach pionowych podukładu BS wynosi

$$L = \mathbf{q}^T \mathbf{F}, \ \mathbf{F} = \operatorname{col} \begin{pmatrix} 0 & R_{(2)b} & 0 & R_{(3)b} & 0 & \dots & R_{(n)b} & 0 \end{pmatrix}.$$
(26)

Wykorzystując równania Lagrange'a II rodzaju

$$\frac{d}{dt}\operatorname{grad} E_k(\dot{\mathbf{q}}) + \operatorname{grad} \Phi(\dot{\mathbf{q}}) + \operatorname{grad} E_s(\mathbf{q}) = \operatorname{grad} L(\mathbf{q}), \qquad (27)$$

otrzymuje się macierzowe równanie ruchu podukładu BS częściowo w niejawnej postaci

$$\mathbf{B}\ddot{\mathbf{q}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{q}} + \mathbf{K}\mathbf{q} = \mathbf{F}.$$
 (28)

Przebiegi czasowe momentu gnącego i naprężeń normalnych w dolnych włóknach elementu skończonego oblicza się ze wzorów:

$$M_e(\bar{x},t) = -EI_e \frac{\partial^2 w_e}{\partial \bar{x}^2} = -\frac{EI_e}{d^2} \mathbf{q}_e^T(t) \mathbf{H} \mathbf{D}^2 \mathbf{h}(\xi), \quad \sigma_e(\bar{x},t) = \frac{M_e(\bar{x},t)}{W_b}.$$
(29)

Lewa płyta przejściowa (LAS) jest opisana za pomocą następujących parametrów:

 L_a – długość teoretyczna,

 m_a – masa na jednostkę długości,

 $E_a I_a$ – sztywność na zginanie w płaszczyźnie xz,

 γ_a – ułamek tłumienia quasi-stałego w wybranym przedziale częstotliwości,

 μ_a , κ_a – wymiarowe współczynniki tłumienia Rayleigha.

W wyniku agregacji, otrzymuje się energię kinetyczną i sprężystą podukładu LAS w postaci:

$$E_{s,la} = \frac{1}{2} \mathbf{q}_{la}^T \mathbf{K}_{la} \mathbf{q}_{la} , \qquad E_{k,la} = \frac{1}{2} \dot{\mathbf{q}}_{la}^T \mathbf{B}_{la} \dot{\mathbf{q}}_{la}. \tag{30}$$

Moc tłumienia podukładu LAS opisują wzory:

$$\Phi_{la} = \frac{1}{2} \dot{\mathbf{q}}_{la}^T \mathbf{C}_{la} \dot{\mathbf{q}}_{la} , \quad \mathbf{C}_{la} = \mu_a \mathbf{B}_{la} + \kappa_a \mathbf{K}_{la}.$$
(31)

Obciążenie zewnętrzne podukładu LAS stanowią odpowiednie podzbiory interakcji przenoszonych przez podsypkę i podtorze. Praca tych sił na przemieszczeniach podukładu LAS wynosi

$$L_{la} = \mathbf{q}_{la}^T \mathbf{F}_{la},\tag{32}$$

gdzie

$$\mathbf{F}_{la} = \operatorname{col} \begin{pmatrix} R_{(1)b} - R_{(1)g} & 0 & R_{(2)b} - R_{(2)g} & 0 & \dots & R_{(n_a)b} - R_{(n_a)g} & 0 & 0 \end{pmatrix}.$$
(33)

Na podstawie równań Lagrange'a II rodzaju dla podukładu LAS

$$\frac{d}{dt}\operatorname{grad} E_{k,la}(\dot{\mathbf{q}}_{la}) + \operatorname{grad} \Phi_{la}(\dot{\mathbf{q}}_{la}) + \operatorname{grad} E_{s,la}(\mathbf{q}_{la}) = \operatorname{grad} L_{la}(\mathbf{q}_{la}).$$
(34)

Otrzymuje się macierzowe równanie ruchu tego podukładu częściowo w niejawnej postaci:

$$\mathbf{B}_{la}\ddot{\mathbf{q}}_{la} + \mathbf{C}_{la}\dot{\mathbf{q}}_{la} + \mathbf{K}_{la}\mathbf{q}_{la} = \mathbf{F}_{la}.$$
(35)

Modelowanie fizyczne i matematyczne prawej płyty przejściowej jest analogiczne do modelowania płyty lewej. Wyniki mają postać:

$$E_{s,ra} = \frac{1}{2} \mathbf{q}_{ra}^{T} \mathbf{K}_{ra} \mathbf{q}_{ra} , \qquad E_{k,ra} = \frac{1}{2} \dot{\mathbf{q}}_{ra}^{T} \mathbf{B}_{ra} \dot{\mathbf{q}}_{ra}, \Phi_{ra} = \frac{1}{2} \dot{\mathbf{q}}_{ra}^{T} \mathbf{C}_{ra} \dot{\mathbf{q}}_{ra} , \qquad \mathbf{C}_{ra} = \mu_{a} \mathbf{B}_{ra} + \kappa_{a} \mathbf{K}_{ra}, L_{ra} = \mathbf{q}_{ra}^{T} \mathbf{F}_{ra}, \mathbf{F}_{ra} = \operatorname{col} \left(\begin{array}{ccc} R_{(2)b} - R_{(1)g} & 0 & R_{(3)b} - R_{(2)g} & 0 & \dots & 0 & R_{(n_{a}+1)b} - R_{(n_{a})g} \end{array} \right), \\ \frac{d}{dt} \operatorname{grad} E_{k,ra} (\dot{\mathbf{q}}_{ra}) + \operatorname{grad} \Phi_{ra} (\dot{\mathbf{q}}_{ra}) + \operatorname{grad} E_{s,ra} (\mathbf{q}_{ra}) = \operatorname{grad} L_{ra} (\mathbf{q}_{ra}), \\ \mathbf{B}_{ra} \ddot{\mathbf{q}}_{ra} + \mathbf{C}_{ra} \dot{\mathbf{q}}_{ra} + \mathbf{K}_{ra} \mathbf{q}_{ra} = \mathbf{F}_{ra}. \end{cases}$$

$$(36)$$

Podsypka w lewej strefie dojazdowej została zgranulowana pod podkładami, na styku warstwy podsypki z podtorzem gruntowym (rys. 16). Masy skupione M_b drgają pionowo i są obciążone odpowiednimi podzbiorami interakcji przenoszonych przez podsypkę i podtorze (rys. 18). W modelowaniu matematycznym stosujemy metodę bazującą na równaniach Lagrange'a II rodzaju i interakcjach w postaci niejawnej.

Wyniki mają postać:

$$E_{k,lb} = \frac{1}{2} \dot{\mathbf{q}}_{lb}^T \mathbf{B}_{lb} \dot{\mathbf{q}}_{lb} , \quad \mathbf{B}_{lb} = \{\mathbf{M}_b\} = \text{diag} (M_b \ M_b \ \dots \ M_b),$$

$$L_{lb} = \mathbf{q}_{lb}^T \mathbf{F}_{lb} , \quad \mathbf{F}_{lb} = \text{col} (R_{1b} - R_{1g} \ R_{2b} - R_{2g} \ \dots \ R_{Nb} - R_{Ng}),$$

$$\frac{d}{dt} \text{grad} E_{k,lb} (\dot{\mathbf{q}}_{lb}) = \text{grad} L_{lb} (\mathbf{q}_{lb}),$$

$$\{\mathbf{M}_b\} \ddot{\mathbf{q}}_{lb} = \mathbf{F}_{lb}.$$
(37)

Analogiczne wzory otrzymuje się dla warstwy podsypki w prawej strefie dojazdowej:

$$E_{k,rb} = \frac{1}{2} \dot{\mathbf{q}}_{rb}^{T} \mathbf{B}_{rb} \dot{\mathbf{q}}_{rb} , \quad \mathbf{B}_{rb} = \{\mathbf{M}_{b}\} = \text{diag} (M_{b} \ M_{b} \ \dots \ M_{b}),$$

$$L_{rb} = \mathbf{q}_{rb}^{T} \mathbf{F}_{rb} , \quad \mathbf{F}_{rb} = \text{col} (R_{(1)b} - R_{(1)g} \ R_{(2)b} - R_{(2)g} \ \dots \ R_{(N)b} - R_{(N)g}),$$

$$\frac{d}{dt} \text{grad} E_{k,rb} (\dot{\mathbf{q}}_{rb}) = \text{grad} L_{rb} (\mathbf{q}_{rb}),$$

$$\{\mathbf{M}_{b}\}\ddot{\mathbf{q}}_{rb} = \mathbf{F}_{rb}.$$
(38)

Podkłady są zbiorem mas skupionych drgających pionowo, obciążonych interakcjami przenoszonymi przez przytwierdzenia szynowe i balast (rys. 19, 20). Wyniki modelowania matematycznego mają postać:

$$\{\mathbf{M}_{s}\}\ddot{\mathbf{q}}_{s} = \mathbf{F}_{s},$$

$$\{\mathbf{M}_{s}\} = \operatorname{diag}\left(M_{s} \ M_{s} \ \dots \ M_{s}\right), \ \mathbf{q}_{s} = \operatorname{col}\left(q_{1s} \ q_{2s} \ \dots \ q_{n_{t}s}\right),$$

$$\mathbf{F}_{s} = \mathbf{R}_{f} - \mathbf{R}_{b}, \ \mathbf{R}_{f} = \operatorname{col}\left(R_{1f} \ R_{2f} \ \dots \ R_{n_{t}f}\right), \ \mathbf{R}_{b} = \operatorname{col}\left(R_{1b} \ R_{2b} \ \dots \ R_{n_{t}b}\right).$$
(39)

Belka Eulera modelująca parę szyn głównych (podukład OR) jest podparta na podkładach za pośrednictwem lepkosprężystych przytwierdzeń. Przyjęto model Rayleigha tłumienia drgań tej belki. Podukład OR jest opisany za pomocą następujących parametrów:

 $L_t = 4D + L_o - d$ ługość szyn w strefie odkształcalnej,

 m_r – masa pary szyn na jednostkę długości,

 $E_r I_r$ – sztywność giętna pary szyn,

 γ_r – ułamek tłumienia quasi-stałego,

 μ_r , κ_r – wymiarowe współczynniki tłumienia Rayleigha,

Podukład OR został podzielony na belkowe element skończone Eulera o długości *d*. Wynik agregacji tych elementów ma postać:

$$E_{sr} = \frac{1}{2} \mathbf{q}_r^T \mathbf{K}_r \mathbf{q}_r , \quad E_{kr} = \frac{1}{2} \dot{\mathbf{q}}_r^T \mathbf{B}_r \dot{\mathbf{q}}_r , \quad \Phi_r = \frac{1}{2} \dot{\mathbf{q}}_r^T \mathbf{C}_r \dot{\mathbf{q}}_r , \quad \mathbf{C}_r = \mu_r \mathbf{B}_r + \kappa_r \mathbf{K}_r.$$
(40)

Obciążenie zewnętrzne podukładu OR stanowią interakcje przenoszone przez przytwierdzenia $\mathbf{R}_f = \operatorname{col}(R_{1f} \ R_{2f} \ \dots \ R_{n_tf})$ oraz siły nacisku ruchomych zestawów kołowych $\mathbf{R}_{wi} = \operatorname{col}(R_{1i} \ R_{2i} \ R_{3i} \ R_{4i}), \ i = 1, 2, \dots, N_v$. Praca sił R_{ki} , k = 1, 2, 3, 4 wynosi (rys. 21)

$$L_{ki} = R_{ki}(w_{ki} + r_{ki}) = w_{ki}R_{ki} + r_{ki}R_{ki} = w_e(\bar{x}_{ki}, t)R_{ki} + r_{ki}R_{ki} = \mathbf{q}_e^T(t)\mathbf{s}(\bar{x}_{ki})R_{ki} + r_{ki}R_{ki},$$
(41)

gdzie $r_{ki} = r(u_{ki})$ oraz e – numer elementu skończonego obciążonego w chwili t, \bar{x}_{ki} – odcięta lokalna. Praca obciążenia \mathbf{R}_f , \mathbf{R}_{wi} , $i = 1, 2, ..., N_v$ na przemieszczeniach pionowych podukładu OR wynosi

$$L_r = \mathbf{q}_r^T \mathbf{F}_{fr} + \sum_{i=1}^{N_v} \sum_{k=1}^4 L_{ki} = \mathbf{q}_r^T \mathbf{F}_r,$$
(42)

gdzie

$$\mathbf{F}_{r} = \mathbf{F}_{fr} + \mathbf{F}_{vr},$$

$$\mathbf{F}_{fr} = \operatorname{col} \left(-\mathbf{R}_{1f} \quad 0 \quad -\mathbf{R}_{2f} \quad 0 \quad \dots \quad -\mathbf{R}_{n_{t}f} \quad 0 \right),$$

$$[\mathbf{F}_{vr}]_{j} := [\mathbf{F}_{vr}]_{j} + \sum_{i=1}^{N_{v}} \sum_{k=1}^{4} s_{ji} (\bar{x}_{ki}) R_{ki}$$
(43)

oraz j = j(e, j'), j' = 1', 2', 3', 4'. Symbolem := oznaczono operację uzupełniania.



Rys. 21. Ruchoma siła nacisku R_{ki} i przemieszczenia śledzące

Z równań Lagrange'a II rodzaju

$$\frac{d}{dt}\operatorname{grad} E_{kr}(\dot{\mathbf{q}}_r) + \operatorname{grad} \Phi_r(\dot{\mathbf{q}}_r) + \operatorname{grad} E_{sr}(\mathbf{q}_r) = \operatorname{grad} L_r(\mathbf{q}_r), \quad (44)$$

Strona 35 z 65

otrzymuje się macierzowe równanie ruchu podukładu OR częściowo w niejawnej postaci

$$\mathbf{B}_r \ddot{\mathbf{q}}_r + \mathbf{C}_r \dot{\mathbf{q}}_r + \mathbf{K}_r \mathbf{q}_r = \mathbf{F}_r. \tag{45}$$

Wyniki modelowania matematycznego odbojnic, odwzorowanych przez belkę Eulera obciążoną interakcjami przenoszonymi przez przytwierdzenia do podkładów, są następujące:

$$E_{s,sr} = \frac{1}{2} \mathbf{q}_{sr}^{T} \mathbf{K}_{sr} \mathbf{q}_{sr} , \qquad E_{k,sr} = \frac{1}{2} \dot{\mathbf{q}}_{sr}^{T} \mathbf{B}_{sr} \dot{\mathbf{q}}_{sr},$$

$$\Phi_{sr} = \frac{1}{2} \dot{\mathbf{q}}_{sr}^{T} \mathbf{C}_{sr} \dot{\mathbf{q}}_{sr} , \qquad \mathbf{C}_{sr} = \mu_{r} \mathbf{B}_{sr} + \kappa_{r} \mathbf{K}_{sr},$$

$$L_{sr} = \mathbf{q}_{sr}^{T} \mathbf{F}_{sr} , \quad \mathbf{F}_{sr} = \operatorname{col} \left(-R_{1,sf} \quad 0 \quad -R_{2,sf} \quad 0 \quad \dots \quad -R_{n_{sf},sf} \quad 0 \right), \qquad (46)$$

$$\frac{d}{dt} \operatorname{grad} E_{k,sr} (\dot{\mathbf{q}}_{sr}) + \operatorname{grad} \Phi_{sr} (\dot{\mathbf{q}}_{sr}) + \operatorname{grad} E_{s,sr} (\mathbf{q}_{sr}) = \operatorname{grad} L_{sr} (\mathbf{q}_{sr}),$$

$$\mathbf{B}_{sr} \ddot{\mathbf{q}}_{sr} + \mathbf{C}_{sr} \dot{\mathbf{q}}_{sr} + \mathbf{K}_{sr} \mathbf{q}_{sr} = \mathbf{F}_{sr}.$$

Każdy pojazd szynowy w składzie pociągu szybkobieżnego traktowany jest jako oddzielny podukład RV*i*, $i = 1, 2, ..., N_v$, sprzężony z pozostałą częścią układu za pośrednictwem interakcji zestaw kołowy szyny. Zastosowano rozszerzony model Matsuury przez wprowadzenie sprężyn kontaktowych Hertza. Model pojazdu szynowego zdefiniowano następująco (rys. 22, 23):

- Zestawy kołowe są modelowane jako masy skupione drgające pionowo. Każdy zestaw ma jeden stopień swobody.
- Ramy wózków jezdnych są modelowane jako sztywne tarcze. Każda rama ma dwa stopnie swobody (translacja pionowa i rotacja).
- Nadwozie jest modelowane jako sztywna tarcza o dwóch stopniach swobody (translacja pionowa i rotacja).
- Cztery zawieszenia pierwszego stopnia i dwa zawieszenia drugiego stopnia są liniowe lepkosprężyste.
- Sztywność kontaktową Hertza odwzorowują jednostronne więzy sprężyste między zestawami kołowymi a belką modelującą szyny główne.



Rys. 22. Rozszerzony model Matsuury pojazdu szynowego i jego położenia w chwili początkowej t = 0



Rys. 23. Układ sił interakcji w *i*-tym pojeździe szynowym i jego położenie w chwili t > 0

Pojazd szynowy *i*-ty (podukład RV*i* o 10 stopniach swobody) opisano następującymi parametrami:

- *l* długość pojazdu,
- 2a rozstaw osiowy wózków jezdnych,
- 2b rozstaw osiowy zestawów kołowych w wózku jezdnym,

 M_c , J_c – masa i centralny biegunowy moment bezwładności nadwozia,

 M_f , J_f – masa i centralny biegunowy moment bezwładności ramy wózka jezdnego,

 M_w – masa zestawu kołowego,

 k_p , c_p – sztywność i współczynnik tłumienia zawieszenia pierwszego stopnia,

 k_s, c_s – sztywność i współczynnik tłumienia zawieszenia drugiego stopnia,

 k_H – współczynnik sztywności kontaktowej Hertza (fizyczna nieliniowość)

Energia kinetyczna podukładu RVi wynosi (rys. 21)

$$E_{ki} = \frac{1}{2} \dot{\mathbf{q}}_i^T \mathbf{B}_i \dot{\mathbf{q}}_i , \quad \mathbf{B}_i = \text{diag} \begin{pmatrix} M_w & M_w & M_w & M_w & M_f & J_f & M_f & J_f & M_c & J_c \end{pmatrix}_i.$$
(47)

Sztywne elementy masowe pojazdu są obciążone interakcjami pionowymi przenoszonymi przez sprężyny kontaktowe i zawieszenia (rys. 22). Wektor przemieszczeń lokalnych odpowiadający wektorowi interakcji $\mathbf{R}_i = \operatorname{col}(R_{1i} \ R_{2i} \ \dots \ R_{10,i})$ opisuje transformacja

$$\mathbf{u}_{i} = \operatorname{col} \begin{pmatrix} u_{1i} & u_{2i} & \dots & u_{10,i} \end{pmatrix} = \mathbf{A}\mathbf{q}_{i}, \tag{48}$$

gdzie

Siły ciężkości pojazdu sprowadzono do zestawów kołowych, tworząc wektor $\mathbf{G} = \operatorname{col}(G \ G \ G \ G \ 0 \ 0 \ 0 \ 0)$. Praca sił interakcji i sił ciężkości na odpowiadających im przemieszczeniach wynosi

$$L_i = \mathbf{u}_i^T \mathbf{R}_i + \mathbf{q}_i^T \mathbf{G} = \mathbf{q}_i^T \mathbf{A}^T \mathbf{R}_i + \mathbf{q}_i^T \mathbf{G} = \mathbf{q}_i^T \mathbf{F}_i, \quad \mathbf{F}_i = \mathbf{A}^T \mathbf{R}_i + \mathbf{G}.$$
(50)

Korzystając z równań Lagrange'a II rodzaju, które w tym przypadku przyjmują postać

$$\frac{d}{dt}\operatorname{grad} E_{ki}(\dot{\mathbf{q}}_i) = \operatorname{grad} L_i(\mathbf{q}_i), \tag{51}$$

otrzymuje się macierzowe równanie ruchu podukładu RVi częściowo w niejawnej postaci

$$\mathbf{B}_i \ddot{\mathbf{q}}_i = \mathbf{F}_i \quad , \quad i = 1, 2, \dots, N_{\nu}. \tag{52}$$

Zaawansowane modelowanie kontaktu koło–szyna, zgodne z teorią Hertza, podano w pracy [45]. Interakcja przenoszona przez sprężynę kontaktową zestaw kołowy–szyny wynosi

$$R_{\rm H} = 2(k_h u_H)^{3/2},\tag{53}$$

gdzie u_H – skrócenie sprężyny, $k_H = 2k_h$ – sztywność kontaktowa zestawu kołowego. Sztywność kontaktowa koło–szyna w przypadku pociągu ICE-3 wynosi $k_h = 216 \times 10^5 \left[N^{2/3} / m \right]$ - powierzchnie kontaktu średnio zużyte.

Opis modelowania matematycznego losowych pionowych nierówności toru podano w pracy [P6].

Nieliniowa charakterystyka sprężysta przytwierdzeń dwóch szyn do podkładu została pokazana na rys. 24 (u – skrócenie). W modelowaniu układu BTT użyto wykresu pokazanego na rys. 24b.



Rys. 24. Charakterystyka sprężysta przytwierdzeń szyn do podkładu: a) przed uwzględnieniem ciężaru szyn; b) po uwzględnieniu ciężaru szyn

Nieliniową charakterystykę sprężystą warstwy podsypki pokazano na rys. 25 (u – skrócenie). W modelowaniu układu BTT użyto wykresu pokazanego na rys. 25b.

Interakcje przenoszone przez zawieszenia pojazdu szynowego wynoszą

$$\mathbf{R}_{si} = \{\mathbf{k}\}_i \mathbf{u}_i + \{\mathbf{c}\}_i \dot{\mathbf{u}}_i,\tag{54}$$

gdzie

$$\{\mathbf{k}\}_{i} = \operatorname{diag}\left(k_{p} \quad k_{p} \quad k_{p} \quad k_{s} \quad k_{s}\right)_{i}, \\\{\mathbf{c}\}_{i} = \operatorname{diag}\left(c_{p} \quad c_{p} \quad c_{p} \quad c_{s} \quad c_{s}\right)_{i}, \\\mathbf{u}_{i} = \mathbf{A}_{s}\mathbf{q}_{i} , \quad \dot{\mathbf{u}}_{i} = \mathbf{A}_{s}\dot{\mathbf{q}}_{i} \\\mathbf{A}_{s} = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 0 & 1 & b & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 & 0 & 1 & -b & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 1 & -b & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 1 & -b & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 1 & a \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 1 & -a \end{bmatrix}.$$

$$(55)$$

Macierzowe równania ruchu podukładów naturalnych układu BTT sformułowano częściowo w niejawnej postaci, operując zbiorami interakcji. Równania te są o stałych macierzowych współczynnikach, a nieliniowości i sprzężenia ukryte są w wektorach interakcji. Opracowano rekurencyjno-iteracyjny algorytm numerycznego całkowania tych równań, bazujący na metodzie średniego przyspieszenia Newmarka (wariant bezwarunkowo stabilny) i liniowej predykcji sił interakcji. Algorytm ten jest wielokrotnie szybszy w porównaniu z innymi algorytmami, które można by zastosować w rozpatrywanym zagadnieniu.



Rys. 25. Charakterystyka sprężysta podsypki: a) przed uwzględnieniem ciężaru szyn i pokładów; b) po uwzględnieniu ciężaru szyn i podkładów

[P5] Podwórna M., Klasztorny M., Vertical vibrations of composite bridge / track structure / high-speed train systems. Part 3: Deterministic and random vibrations of exemplary system, Bulletin of the Polish Academy of Sciences: Technical Sciences, 62:2 (2014) 305– 320, http://dx.doi.org/10.2478/bpasts-2014-0030 (80%, 20%) (Lista A, 25 pkt, IF=1.277)

Na podstawie prac [P3, P4] opracowano komputerowe algorytmy modelowania i symulacji układów BTT. Algorytmy te zaprogramowano w języku DELPHI. Testowanie oprogramowania i badania numeryczne przeprowadzono dla mostu SCB-15 obciążonego niemieckim pociągiem szybkobieżnym ICE-3. Uwzględniono odkształcalne więzy jednostronne na styku zestaw kołowy–szyny oraz losowe pionowe nierówności toru. Wyniki symulacji zilustrowano

Strona 39 z 65

graficznie dla prędkości rezonansowych $v_{31} = 180$ km/h, $v_{21} = 270$ km/h oraz dla prędkości maksymalnej $v_{max} = 300$ km/h.

Model matematyczny losowych pionowych nierówności toru oraz algorytm symulacyjny tych nierówności przedstawiono w pracy [P6]. Na rys. 26 pokazano próbkę losową tych nierówności wyznaczoną zgodnie z algorytmem podanym w pracy [P6].



Rys. 26. Próbka losowych nierówności toru na linii stopnia 4 według [P6]

Na podstawie literatury określono wartości parametrów opisujących części toru dostosowanego do dużych szybkości eksploatacyjnych i zestawiono je w tabeli 6.

Obciążenie ruchome mostu SCB-15 stanowi pasażerski pociąg szybkobieżny ICE-3 złożony z 8 pojazdów szynowych. Nacisk statyczny na każdą oś wynosi 160 kN. Maksymalna prędkość eksploatacyjna wynosi 300 km/h. Konfiguracja składu pociągu jest symetryczna. Pierwsze cztery pojazdy są następujące: PC – wagon napędowy z wózkami motorowymi, TC – wagon transformatorowy z wózkami jezdnymi, CC – wagon przetwornicowy z wózkami napędowymi, IC – wagon środkowy z wózkami jezdnymi. Na podstawie literatury określono wartości parametrów opisujących pojazdy w pociągu ICE-3 i zestawiono je w tabeli 7.

Sposób prognozowania rezonansów siłowych w układach BTT jest następujący. Rozpatrywany układ jest nieliniowy fizycznie. Na podstawie symulacji drgań quasiswobodnych tłumionych mostu, wywołanych przejazdem pociągu z wybraną prędkością, określa się podstawowy quasi-okres własny T_1 podukładu układu most-tor. Okresy kolejnych harmonicznych wymuszenia podukładu most-tor wynoszą

$$\bar{T}_i = \frac{l}{iv}$$
, $i = 1, 2,$ (56)

Rezonansowe prędkości eksploatacyjne pociągu odpowiadają warunkowi $T_1 = \overline{T}_i$, z którego otrzymuje się

$$v = v_{i1} = \frac{l}{iT_1}, \quad i = 1, 2, \dots$$
 (57)

| Parametr | Jednostka | Wartość |
|---|----------------|---------|
| Para szyn 60E1 | | |
| sztywność giętna, $E_r I_r$ | $MN \cdot m^2$ | 12,22 |
| masa na jednostkę długości, m_r | kg/m | 120 |
| współczynnik tłumienia, γ_r | - | 0,004 |
| Para przytwierdzeń Vossloł | 300-1 | |
| sztywność przy ściskaniu, k_{f1} ($u_f = 1 \text{ mm}$) | MN/m | 51 |
| sztywność przy ściskaniu, k_{f2} | MN/m | 90 |
| sztywność przy rozciąganiu, k_{f3} | MN/m | 9 |
| współczynnik tłumienia wiskotycznego, c _f | kN·s/m | 75 |
| Podkład B 320 U60 / B 320 | U60–U | |
| rozstaw, d | m | 0,60 |
| masa podkładu i pary przytwierdzeń, M_s | kg | 366 |
| Warstwa podsypki | | |
| masa podsypki na jeden podkład, M_b | kg | 2900 |
| sztywność na ściskanie, k_{b1} | MN/m | 180 |
| sztywność na rozciąganie, k_{b2} | MN/m | 0 |
| współczynnik tłumienia wiskotycznego, c_b | kN∙s/m | 60 |
| Płyta przejściowa | | |
| długość teoretyczna, La | m | 4,70 |
| masa na jednostkę długości, m_a | kg/m | 2000 |
| Moduł Younga, E_a | MPa | 34 600 |
| sztywność giętna, $E_a I_a$ | $MN \cdot m^2$ | 92,3 |
| ułamek tłumienia, γ_a | _ | 0,015 |
| Podtorze | | |
| sztywność, k_g | MN/m | 150 |
| współczynnik tłumienia wiskotycznego, c _a | kN·s/m | 30 |

Tabela 6. Parametry toru dostosowanego do przejazdu pociągów szybkobieżnych

Tabela 7. Parametry pojazdów pociągu ICE-3

| Parametr | Jednostka | Pojazdy PC, CC | Pojazdy TC, IC |
|--|-------------------|-------------------|-------------------|
| masa nadwozia, M_c | kg | 45 600 | 49 000 |
| masa ramy wózka napędowego, M_f | kg | 4400 | 2700 |
| masa zestawu kołowego, M_w | kg | 2400 | 2400 |
| centralny moment bezwładności nadwozia, J _c | kg·m ² | 2 397 000 | 2 576 000 |
| centralny moment bezwładności ramy wózka, J_f | kg·m ² | 5420 | 3330 |
| sztywność zawieszenia I stopnia, k_p | kN/m | 1124 | 690 |
| współczynnik tłumienia zawieszenia I stopnia, c_p | kN·s/m | 8,8 | 5,4 |
| sztywność zawieszenia II stopnia, k_s | kN/m | 561 | 603 |
| współczynnik tłumienia zawieszenia II stopnia, c_s | kN·s/m | 27 | 29 |
| długość pojazdu, l | m | 24,78 | 24,78 |
| rozstaw wózków, 2a | m | 17,38 | 17,38 |
| rozstaw osi w wózku, 2b | m | 2,50 | 2,50 |
| promień nominalny powierzchni tocznej nowego koła | m | 0,460 | 0,460 |
| obciążenie statyczne zestawu kołowego, G | kN | 160 | 160 |

Z przeprowadzonych wstępnych badań numerycznych wynika, że wymuszenie parametryczne w układzie BTT powoduje obniżenie prędkości rezonansowych o ~1.5% w porównaniu z wartościami obliczonymi według wzoru (57). Prognozowane rezonansowe prędkości eksploatacyjne pociągu ICE-3 dla mostu SCB-15 zestawiono w tabeli 8.

| T ₁ | f_1 | <i>v</i> ₁₁ | v ₂₁ | v ₃₁ | v_{41} | v_{51} | |
|----------------|-------|------------------------|-----------------|-----------------|----------|----------|--|
| [s] | [1/s] | [km/h] | | | | | |
| 0,163 | 6,14 | 540 | 270 | 180 | 135 | 108 | |

Tabela 8. Prognozowane prędkości rezonansowe pociągu ICE-3 w przypadku mostu SCB-15

Na podstawie wstępnych symulacji numerycznych do badań numerycznych układu BTT przyjęto następujące wartości parametrów numerycznych: krok całkowania h = 0,00002 s, błąd obliczenia interakcji $\varepsilon = 10^{-8}$ N, maksymalna liczba iteracji w jednym kroku całkowania $L_{it}=15$.

Odpowiedź dynamiczną mostu na przejazd pociągu szybkobieżnego z prędkością v zbadano na podstawie następujących wielkości wynikowych:

- w(0.5L, t) dynamiczne ugięcie pionowe konstrukcji nośnej mostu w środku rozpiętości, bez uwzględnienia i z uwzględnieniem losowych nierówności toru, dla wybranych prędkości rezonansowych i poza rezonansowych,
- $w_s(0.5L, t)$ quasi-statyczne ugięcie pionowe konstrukcji nośnej mostu w środku rozpiętości, dla prędkości quasi-statycznej v = 30 km/h, bez uwzględnienia losowych nierówności toru,
- $\varphi_w(0.5L) = \max_t w(0.5L, t) / \max_t w_s(0.5L, t) \text{współczynnik}$ dynamiczny dla ugięcia pionowego konstrukcji nośnej mostu w środku rozpiętości,
- $\sigma(0.5L,t)$ dynamiczne naprężenia normalne w dolnych włóknach belek głównych konstrukcji nośnej mostu w środku rozpiętości, bez uwzględnienia i z uwzględnieniem losowych nierówności toru, dla wybranych prędkości rezonansowych i poza rezonansowych,
- $\sigma_s(0.5L, t)$ quasi-statyczne naprężenia normalne w dolnych włóknach belek głównych konstrukcji nośnej mostu w środku rozpiętości, dla prędkości quasi-statycznej v = 30 km/h, bez uwzględnienia losowych nierówności toru,
- $\varphi_{\sigma}(0.5L) = \max_{t} \sigma(0.5L, t) / \max_{t} \sigma_{s}(0.5L, t) \text{współczynnik dynamiczny dla naprężenia normalnego w dolnych włóknach belek głównych konstrukcji nośnej mostu w środku rozpiętości.$

Do oceny trwałości zmęczeniowej konstrukcji nośnej mostu, przyjęto następującą postać warunku nośności dotyczącego naprężenia normalnego w dolnych włóknach belek głównych konstrukcji nośnej mostu w środku rozpiętości [2]:

$$\sigma_f(0.5L) = \sigma_{gk}(0.5L) + \sigma_m(0.5L) + \zeta \sigma_a(0.5L) \le \sigma_u,$$
(58)

gdzie:

- $\sigma_f(0.5L)$ naprężenie normalne równoważne, przy uwzględnieniu zmęczenia wysokocyklowego,
- $\sigma_{gk}(0.5L) = 33.47 \text{ MPa}$ naprężenie normalne wywołane cięzarem charakterystycznym mostu SCB-15,

- $\sigma_m(0.5L)$ średnie naprężenie normalne odpowiadające największym drganiom quasiustalonym,
- $\sigma_a(0.5L)$ amplituda naprężenia normalnego odpowiadająca największym drganiom quasiustalonym,
- ζ współczynnik zmęczenia wysokocyklowego,
- $\sigma_{\rm u}$ naprężenie normalne dopuszczalne.

Wzór (58) otrzymuje się z wykresu Schmidta aproksymowanego linią łamaną przy założeniu stałego współczynnika bezpieczeństwa. Dla stali konstrukcyjnej S235W otrzymuje się: $\zeta = 2.35$, $\sigma_{\text{lim}} = f_{yk}/n_s = 235/1.5 = 157$ MPa, gdzie f_{yk} – granica plastyczności, n_s – współczynnik bezpieczeństwa [2].

Na podstawie norm [46-48], mosty kolejowe obciążone pociągami szybkobieżnymi muszą spełniać również warunek bezpieczeństwa ruchu (TSC) nałożony na przyspieszenie pionowe pomostu $a_{p,max} \le a_{pu}$, gdzie $a_{pu} = 3,50 \text{ m/s}^2$ (tor na podsypce) oraz warunek komfortu pasażerów (PCC) nałożony na ugięcie pionowe konstrukcji nośnej $w_{max} \le w_u$, gdzie $w_u = L/600$. Warunek komfortu pasażerów może być odniesiony do przyspieszeń pionowych nadwozia pojazdu $a_{b,max} \le a_{bu}$, gdzie $a_{bu} = 1,0;1,3;2,0$ odpowiednio dla poziomów komfortu: bardzo dobry, dostateczny.

Na rys. 27–31 pokazano reprezentatywne przebiegi czasowe wielkości wynikowych, odpowiadające analizowanemu układowi BTT (most SCB-15, pociąg ICE-3) i trzem prędkościom eksploatacyjnym v_{31} , v_{21} , v_{max} . Wprowadzono oznaczenia: QSR – odpowiedź quasi-statyczna, DR – odpowiedź dynamiczna, (sample) – odpowiedź dla próbki losowej, NTI – bez nierówności toru, TI4, TI5, TI6 – losowe nierówności toru odpowiednio na liniach kolejowych stopni 4, 5, 6. Wartości ekstremalne odpowiedzi dynamicznych badanego układu BTT zestawiono w tabeli 9.



Rys. 27. Przejazd pociągu ICE-3 przez most SCB-15. Ugięcie dynamiczne w(0.5L, t) [mm]



Rys. 28. Przejazd pociągu ICE-3 przez most SCB-15. Naprężenie normalne $\sigma(0.5L, t)$ [MPa]



Rys. 29. Przejazd pociągu ICE-3 przez most SCB-15. Przyspieszenie pionowe pomostu $a_p(0.5L, t) [m/s^2]$



Rys. 30. Przejazd pociągu ICE-3 przez most SCB-15. Dynamiczny nacisk pierwszego zestawu kołowego w siódmym pojeździe $R_{1,7}(t)$ [kN]



Rys. 31. Przejazd pociągu ICE-3 przez most SCB-15. Przyspieszenie nadwozia nad przednim zawieszeniem II stopnia w siódmym pojeździe $a_{b,7,f}(t)$ [m/s²]

| Symulacja | w _{max} [mm] | $\sigma_{\rm max}$ [MPa] | $a_{p,max}$ [m/s ²] | $a_{b,max}$ [m/s ²] | R _{min} [kN] |
|--|--------------------------|--------------------------|------------------------------------|------------------------------------|--------------------------|
| v = 30 km/h, QSR, NTI | 2,20 | 13,00 | 0,02 | 0,03 | 156,38 |
| $v_{31} = 180$ km/h, DR, NTI | 6,74 | 43,29 | 7,44 | 0,24 | 141,43 |
| $v_{31} = 180$ km/h, DR, TI6 (sample) | 6,92 | 44,78 | 9,56 | 0,42 | 49,87 |
| $v_{31} = 180$ km/h, DR, TI5 (sample) | 6,39 | 42,06 | 12,92 | 0,66 | 0 |
| $v_{31} = 180$ km/h, DR, TI4 (sample) | 5,76 | 42,42 | 16,29 | 1,08 | 0 |
| $v_{21} = 270 \text{ km/h}, \text{DR}, \text{NTI}$ | 5,82 | 38,25 | 6,12 | 0,22 | 136,51 |
| $v_{21} = 270$ km/h, DR, TI6 (sample) | 5,99 | 40,01 | 10,25 | 0,40 | 21,16 |
| $v_{21} = 270$ km/h, DR, TI5 (sample) | 6,57 | 44,39 | 18,03 | 0,63 | 0 |
| $v_{21} = 270$ km/h, DR, TI4 (sample) | 4,95 | 43,62 | 57,88 | 1,10 | 0 |
| $v_{max} = 300$ km/h, DR, NTI | 4,37 | 27,18 | 3,75 | 0,12 | 138,74 |
| $v_{max} = 300$ km/h, DR, TI6 (sample) | 4,28 | 27,51 | 6,47 | 0,23 | 0 |
| $v_{max} = 300 \text{ km/h}, \text{DR}, \text{TI5 (sample)}$ | 4,29 | 29,26 | 12,71 | 0,41 | 0 |
| $v_{max} = 300$ km/h, DR, TI4 (sample) | 4,19 | 33,84 | 34,85 | 0,74 | 0 |

Tabela 9. Wartości ekstremalne wielkości wynikowych w układzie BTT (SCB-15, ICE-3)

Podstawowe statystyki (wartość oczekiwana E(Z), odchylenie standardowe D(Z)) wyznaczono dla następujących symulacji: 20 realizacji losowych nierówności toru, prędkość rezonansowa v = 180 km/h, linia kolejowa stopnia 4, wielkości projektowe $w_{max}(0.5L)$, $\sigma_{max}(0.5L)$, $a_{p,max}(0.5L)$. Wyniki obliczeń podano w tabeli 10.

| Quantity / statistic | TI | $w_{\max}(0.5L)$ [mm] | $\sigma_{ m max}(0.5L)$ [MPa] | $a_{p,max}(0.5L)$ [m/s ²] |
|----------------------|-----|-----------------------|-------------------------------|--|
| Ζ | NTI | 6,74 | 43,29 | 7,64 |
| Z_l | TI4 | 3,02 | 22,37 | 11,62 |
| Z_u | TI4 | 10,79 | 72,95 | 27,25 |
| E(Z) | TI4 | 6,94 | 47,84 | 19,61 |
| D(Z) | TI4 | 2,12 | 13,97 | 3,95 |
| $[Z_u - E(Z)]/D(Z)$ | TI4 | 1,82 | 1,80 | 1,93 |

Tabela 10. Podstawowe statystyki wybranych wielkości projektowych

Końcowe wnioski z badań numerycznych przeprowadzonych w pracy [P5] są następujące:

- W przypadku toru bez nierówności, współczynnik dynamiczny dla naprężeń normalnych w dolnych włóknach belek głównych konstrukcji nośnej przekracza wartość 3 dla prędkości rezonansowej oraz wartość 2 dla prędkości maksymalnej.
- W przypadku toru z nierównościami TI4, współczynnik dynamiczny dla naprężeń normalnych w dolnych włóknach belek głównych konstrukcji nośnej przekracza wartość 5 dla prędkości rezonansowej oraz wartość 2 dla prędkości maksymalnej.
- Warunek trwałości jest spełniony ze współczynnikiem bezpieczeństwa $n_s = 1.5$ dla prędkości pozarezonansowych i nierówności toru TI5, TI6.
- W przypadku toru z nierównościami TI4, TI5, pojawiają się wielokrotne mikro oderwania zestawów kołowych od szyn. W przypadku toru gładkiego (NTI) oraz bardzo małych nierówności TI6 zjawisko to nie występuje.
- Warunek bezpieczeństwa ruchu TSC nie jest spełniony w przypadku nierówności TI4.
- W przypadku nierówności TI4, TI5 niektóre prędkości rezonansowe powinny być niedopuszczalne.
- W celu pełnego uwiarygodnienia, wyniki symulacji wymagają weryfikacji eksperymentalnej przez międzynarodowy zespół badawczy dysponujący bardzo dużymi nakładami finansowymi.

[P6] Podwórna M., Modelling of random vertical irregularities of railway tracks, International Journal of Applied Mechanics and Engineering, 20:3 (2015) 647–655, http://dx.doi.org/10.1515/ijame-2015-0043 (Lista B, 15 pkt)

W pracy przedstawiono algorytm modelowania numerycznego losowych pionowych nierówności toru bezstykowego na podsypce tłuczniowej. Przyjęto szeroko stosowane założenie, że funkcja losowych nierówności jest stacjonarnym ergodycznym procesem Gaussa względem zmiennej geometrycznej. Do próbkowania funkcji nierówności zastosowano metodę Monte-Carlo. Przeprowadzono badania numeryczne funkcji nierówności toru i wyznaczono parametry analitycznego modelu nierówności.

Losowe pionowe nierówności toru wynikają głownie z technologii budowy i utrzymania toru, zużycia powierzchni tocznej szyn i osiadania gruntu. Przyjęto następujące założenia:

- Oś toru nieobciążonego jest prostą poziomą.
- Konstrukcja toru i podtorza jest dostosowana do prędkości eksploatacyjnych do 300 km/h (szyny bezstykowe, przytwierdzenia sprężyste, podkłady z betonu sprężonego, podsypka tłuczniowa, podtorze wzmocnione włókninami).
- W modelowaniu nierówności toru pomija się krótkofalowe nierówności marszczenia powierzchni tocznej szyn.
- Losowe pionowe nierówności toru są jednakowe dla obydwu szyn.

Przyjęto, że funkcja losowych pionowych nierówności toru jest stacjonarnym ergodycznym procesem Gaussa względem zmiennej geometrycznej wzdłuż osi toru, opisanym przez jednostronną funkcję gęstości mocy spektralnej $S_{rr}(\Omega)$, $\Omega = 2\pi/L_r$ [rad/m] – częstość względem zmiennej geometrycznej, L_r – długość fali. Zgodnie z Federal Railroad Administration (FRA USA), funkcja ta ma postać [49]

$$S_{rr}(\Omega) = kA \frac{\Omega_c^2}{(\Omega^2 + \Omega_c^2)\Omega^2} \quad \left[\frac{\mathrm{mm}^2\mathrm{m}}{\mathrm{rad}}\right],\tag{59}$$

gdzie k = 0.25, $\Omega_c = 0.8245$ [rad/m]. Współczynnik A [mm²rad/m] został określony dla linii kolejowych stopnia $L_g = 1 - 6$. Lepszej jakości linie kolejowe mają stopnie $L_g = 4$ (A = 53.76), $L_g = 5$ (A = 20.95), $L_g = 6$ (A = 3.39). Losowe realizacje funkcji pionowych nierówności toru są generowane metodą Monte-Carlo, i.e. [49]

$$r(x) = 2\sum_{i=1}^{N} \sqrt{S_{rr}(\Omega_i)\Delta\Omega} \cos(\Omega_i x + \varphi_i) \quad [mm],$$
(60)

gdzie:

 $Ω_i = Ω_{min} + (i - 0.5) ΔΩ - częstość dyskretna,$

- φ_i losowy kąt fazowy rozłożony równomiernie na przedziale [0, 2 π] [rad] i niezależny dla i = 1, 2, ..., N,
- $\Delta \Omega = \frac{1}{N} (\Omega_{\text{max}} \Omega_{\text{min}}) \text{przyrost częstotliwości,}$
- N liczba przyrostów częstotliwości w przedziale [$\Omega_{\min}, \Omega_{\max}$] (liczba składowych harmonicznych),

$$\Omega_{\min} = \frac{2\pi}{L_{r,\max}}$$
, $\Omega_{\max} = \frac{2\pi}{L_{r,\min}}$ – dolna i górna granica częstotliwości względem zmiennej geometrycznej

 $L_{r,\min}, L_{r,\max}$ – dolna i górna granica długości fali.

Wartość oczekiwana funkcji r(x) wynosi 0. Na podstawie przeglądu literatury, przyjęto $L_{r,\min} = 0,10 \text{ m}, L_{r,\max} = 70,00 \text{ m}.$

Celem analizy numerycznej jest określenie parametrów N, N_s prowadzących do realistycznych wyników symulacji procesów dynamicznych w układzie BTT. Symbolem N_s oznaczono liczbę losowych realizacji do wyznaczenia podstawowych statystyk funkcji r(x). Koncepcja analizy numerycznej jest następująca:

- analiza statystyczna zmiennej losowej $\bar{r} = \max_{x} |r(x)| \text{ [mm]}, x \in [0; B], B = 100 \text{ m}$ jako funkcji parametrów N, N_s ,
- wyznaczenie minimalnej i rekomendowanej liczby N_s do wyznaczenia podstawowych statystyk $E[\bar{r}], D[\bar{r}],$
- wyznaczenie minimalnej i rekomendowanej liczby N do wyznaczenie statystyk $E[\bar{r}], D[\bar{r}].$

Opracowano program komputerowy w języku Delphi do symulacji realizacji losowych r(x) oraz do obliczania statystyk $E[\bar{r}], D[\bar{r}]$. Obliczenia wykonano dla $L_g = 4$ i zastosowano odpowiednie skalowanie dla $L_g = 5$, $L_g = 6$. Reprezentatywne wyniki podano w tabeli 11 i na rys. 32, 33. Wartości parametrów numerycznych prowadzące do ustalonych wartości statystyk $E[\bar{r}], D[\bar{r}]$ wynoszą $N=2000, N_s=300$.

| With the first of | | | | | | | | |
|---|--------------|--------------|--------------|--------------|---------------|--------------|--|--|
| N | L_{g} = | = 4 | L_{g} = | = 5 | $L_{\rm g}=6$ | | | |
| IN _S | $E[\bar{r}]$ | $D[\bar{r}]$ | $E[\bar{r}]$ | $D[\bar{r}]$ | $E[\bar{r}]$ | $D[\bar{r}]$ | | |
| 100 | 37,4 | 6,7 | 23,4 | 4,2 | 9,4 | 1,7 | | |
| 200 | 37,3 | 6,6 | 23,3 | 4,1 | 9,4 | 1,7 | | |
| 300 | 37,4 | 6,8 | 23,3 | 4,2 | 9,4 | 1,7 | | |

Tabela 11. Podstawowe statystyki zmiennej losowej \bar{r} [mm] w funkcji liczby realizacji N_{e} , przy czym N = 2000.



Rys. 32. Statystyki zmiennej losowej \bar{r} w funkcji *N*, przy czym L_g =4, N_s = 300.



Rys. 33. Losowe realizacje funkcji nierówności r(x) [mm] dla L_g =4, N=2000.

[P7] Podwórna M., Dynamic response of steel-concrete composite bridges loaded by highspeed train, Structural Engineering and Mechanics, 62:2 (2017) 179–196, http://dx.doi.org/10.12989/sem.2017.62.2.179 (Lista A, 20 pkt, IF=2.920)

W pracy przedstawiono wyniki analiz dynamicznych typoszeregu mostów kolejowych SCB, poddanych działaniu pociągu szybkobieżnego ICE-3. Zastosowano: projekt konstrukcyjny mostów opracowany w [P3], płaski model fizyczny i matematyczny oraz oprogramowanie opracowane w pracy [P4] oraz algorytm symulacji losowych nierówności toru opracowany w pracy [P6]. Badania ukierunkowano na analizę wpływu losowych pionowych nierówności toru na odpowiedź dynamiczną układów BTT.

Zgodnie z Eurokodem [50], wartości szczytowe \bar{r} funkcji pionowych nierówności toru r(x) oblicza się dla B = 200 m, $L_{r,\min} = 25 \text{ m}$, $L_{r,\max} = 70 \text{ m}$. Dla linii dużych prędkości pociągów granica alarmowa jest podawana w formie $\bar{r} \in [12 \text{ mm}, 18 \text{ mm}]$. Na podstawie symulacji własnych otrzymano: $\bar{r} \in [13 \text{ mm}, 17 \text{ mm}]$ dla $L_g = 4$, $\bar{r} \in [8,1 \text{ mm}, 10,6 \text{ mm}]$ dla $L_g = 5$, $\bar{r} \in [3,3 \text{ mm}, 4,3 \text{ mm}]$ dla $L_g = 6$. Przedział wartości \bar{r} dla $L_g = 4$ pokrywa się z przedziałem granicy alarmowej według normy [50]. W celach badawczych, symulacje odpowiedzi układu BTT wykonano dla $L_g = 4, 5, 6$.

Warunek bezpieczeństwa ruchu $a_{p,max} \le a_{pu}$, $a_{pu} = 3.5 \text{ m/s}^2$, podany w pracy [P4], stanowi zabezpieczenie przed niestabilnością toru. Maksymalne przyspieszenie pionowe pomostu $a_{p,max}$ oblicza się na podstawie funkcji pionowego przyspieszenia pomostu $a_p(0,5L,t)$ po filtracji dolnoprzepustowej [46]. Eurokod [46] nie określa typu filtra dolnoprzepustowego. Zastosowano filtr dolnoprzepustowy idealny, dostępny m.in. w oprogramowaniu Hyper Graph 12.0. Częstotliwość graniczna filtracji wynosi: f 30 Hz lub $f = 1.5 f_1$ lub $f = f_3$, gdzie f_1 , f_3 – częstotliwości własne podukładu most–tor. W niniejszej pracy przyjęto f=30 Hz. Częstotliwość f=1,5 f_1 praktycznie eliminuje w całości oscylacje wysokoczęstotliwościowe.

Przykładowe wyniki dla mostów typoszeregu SCB, w formie przebiegów czasowych wielkości wynikowych, pokazano na rys. 34-45. Przykładowe wyniki liczbowe dotyczące wielkości projektowych podano w tabelach 12-22.



Rys. 34. Most SCB-15. Ugięcie w(0.5L, t) [mm] dla prędkości rezonansowej $v_{21} = 270$ km/h.



Rys. 35. Most SCB-15. Naprężenie normalne $\sigma(0.5L, t)$ [MPa] dla prędkości rezonansowej $v_{21} = 270$ km/h.



Rys. 36. Most SCB-15. Przyspieszenie pomostu $a_p(0.5L, t)$ [m/s²] przed filtracją dolnoprzepustową, dla prędkości rezonansowej $v_{21} = 270$ km/h.



Rys. 37. Most SCB-15. Przyspieszenie pomostu $a_p(0.5L, t)$ [m/s²] po filtracji dolnoprzepustowej, dla prędkości rezonansowej $v_{21} = 270$ km/h.



Rys. 38. Most SCB-15. Dynamiczny nacisk pierwszego zestawu kołowego w siódmym pojeździe $R_{1,7}(t)$ [kN] dla prędkości rezonansowej $v_{21} = 270$ km/h.



Rys. 39. Most SCB-15. Przyspieszenie pionowe nadwozia siódmego pojazdu nad zawieszeniem II stopnia $a_{b.7.f}(t) \text{ [m/s^2]}$ dla prędkości rezonansowej $v_{21} = 270 \text{ km/h}$.



Rys. 40. Most SCB-27. Ugięcie w(0.5L, t) [mm] dla prędkości rezonansowej $v_{21} = 171$ km/h.



Rys. 41. Most SCB-27. Naprężenie normalne $\sigma(0.5L, t)$ [MPa] dla prędkości rezonansowej $v_{21} = 171$ km/h.



Rys. 42. Most SCB-27. Przyspieszenie pomostu $a_p(0.5L, t)$ [m/s²] przed filtracją dolnoprzepustową, dla prędkości rezonansowej $v_{21} = 171$ km/h.



Rys. 43. Most SCB-27. Przyspieszenie pomostu $a_p(0.5L, t)$ [m/s²] po filtracji dolnoprzepustowej, dla prędkości rezonansowej $v_{21} = 171$ km/h.



Rys. 44. Most SCB-27. Dynamiczny nacisk pierwszego zestawu kołowego w siódmym pojeździe $R_{1,7}(t)$ [kN] dla prędkości rezonansowej $v_{21} = 171$ km/h.



Rys. 45. Most SCB-27. Przyspieszenie pionowe nadwozia siódmego pojazdu nad zawieszeniem II stopnia $a_{b.7.f}(t) \text{ [m/s^2]}$ dla prędkości rezonansowej $v_{21} = 171 \text{ km/h}$.

| <i>v</i> [km/h] | TI | w _{max} [mm] | $\sigma_{ m max}$ [MPa] | $a_{p,\max}$ [m/s ²] | R _{min} [kN] | $a_{b,max}$ [m/s ²] | | | |
|----------------------|-----|--------------------------|----------------------------|----------------------------------|--------------------------|------------------------------------|--|--|--|
| 30 | NTI | 2,2 | 13,0 | ~0 | 156,4 | ~0 | | | |
| v ₃₁ =180 | NTI | 6,7 | 43,3 | 7,4 | 141,4 | 0,2 | | | |
| v ₃₁ =180 | TI6 | 6,9 | 44,8 | 7,3 | 49,9 | 0,4 | | | |
| v ₃₁ =180 | TI5 | 6,4 | 42,1 | 7,0 | 0 | 0,7 | | | |
| v ₃₁ =180 | TI4 | 5,8 | 42,4 | 6,9 | 0 | 1,1 | | | |
| $v_{21} = 270$ | NTI | 5,8 | 38,3 | 6,1 | 136,5 | 0,2 | | | |
| $v_{21} = 270$ | TI6 | 6,0 | 40,0 | 6,3 | 21,2 | 0,4 | | | |
| $v_{21} = 270$ | TI5 | 6,6 | 44,4 | 7,3 | 0 | 0,6 | | | |
| $v_{21} = 270$ | TI4 | 5,0 | 43,6 | 6,7 | 0 | 1,1 | | | |
| $v_{\rm max}=300$ | NTI | 4,4 | 27,2 | 3,8 | 138,7 | 0,1 | | | |
| $v_{\text{max}}=300$ | TI6 | 4,3 | 27,5 | 3,9 | 0 | 0,2 | | | |
| $v_{\rm max}$ =300 | TI5 | 4,3 | 29,3 | 4,2 | 0 | 0,4 | | | |
| $v_{\rm max}=300$ | TI4 | 4,2 | 33,8 | 4,0 | 0 | 0,7 | | | |

Tabela 12. Wartości wielkości projektowych dla układu BTT=SCB-15/T/ICE-3 (dla wybranych realizacji losowych nierówności).

 Tabela 13. Wartości wielkości projektowych dla układu BTT=SCB-18/T/ICE-3 (dla wybranych realizacji losowych nierówności).

| v [km/h] | TI | w _{max} [mm] | $\sigma_{ m max}$ [MPa] | $a_{p,\max}$ [m/s ²] | R _{min} [kN] | $a_{b,max}$ [m/s ²] | | | |
|------------------------|-----|--------------------------|----------------------------|----------------------------------|--------------------------|------------------------------------|--|--|--|
| 30 | NTI | 2,9 | 14,1 | ~0 | 156,3 | ~0 | | | |
| v ₃₁ =149 | NTI | 5,8 | 29,4 | 3,0 | 150,6 | 0,2 | | | |
| v ₃₁ =149 | TI6 | 5,6 | 28,5 | 3,2 | 98,8 | 0,3 | | | |
| v ₃₁ =149 | TI5 | 5,3 | 29,1 | 3,7 | 0 | 0,5 | | | |
| v ₃₁ =149 | TI4 | 7,0 | 37,4 | 4,8 | 0 | 0,9 | | | |
| v ₂₁ =225 | NTI | 2,9 | 15,2 | 0,9 | 145,7 | 0,1 | | | |
| v ₂₁ =225 | TI6 | 3,3 | 19,2 | 1,0 | 13,1 | 0,4 | | | |
| v ₂₁ =225 | TI5 | 4,0 | 24,2 | 1,3 | 0 | 0,8 | | | |
| v ₂₁ =225 | TI4 | 4,9 | 30,6 | 1,9 | 0 | 1,1 | | | |
| $v_{\rm max}=300$ | NTI | 5,3 | 26,6 | 2,6 | 140,6 | 0,2 | | | |
| $v_{\text{max}}=300$ | TI6 | 5,3 | 29,5 | 3,4 | 7,2 | 0,3 | | | |
| $v_{\text{max}} = 300$ | TI5 | 5,0 | 32,3 | 3,8 | 0 | 0,5 | | | |
| $v_{\text{max}}=300$ | TI4 | 6,3 | 38,2 | 4,3 | 0 | 1,0 | | | |

| v [km/h] | TI | w _{max} [mm] | σ _{max} [MPa] | $a_{p,\max}$ [m/s ²] | R _{min} [kN] | $a_{b,max}$ [m/s ²] |
|------------------------|-----|--------------------------|---------------------------|----------------------------------|--------------------------|------------------------------------|
| 30 | NTI | 3,2 | 14,0 | ~0 | 156,3 | ~0 |
| v ₃₁ =135 | NTI | 3,8 | 17,2 | 0,8 | 154,6 | 0,1 |
| v ₃₁ =135 | TI6 | 3,6 | 17,5 | 1,0 | 93,0 | 0,2 |
| v ₃₁ =135 | TI5 | 4,4 | 20,9 | 1,5 | 6,2 | 0,5 |
| v ₃₁ =135 | TI4 | 4,3 | 23,5 | 2,7 | 0 | 0,8 |
| $v_{21} = 203$ | NTI | 5,4 | 24,3 | 1,9 | 150,4 | 0,2 |
| v ₂₁ =203 | TI6 | 5,2 | 24,8 | 2,2 | 34,7 | 0,4 |
| v ₂₁ =203 | TI5 | 6,6 | 31,4 | 2,4 | 0 | 0,8 |
| v ₂₁ =203 | TI4 | 7,0 | 36,1 | 3,8 | 0 | 1,1 |
| $v_{\text{max}}=300$ | NTI | 5,9 | 26,0 | 2,6 | 141,4 | 0,2 |
| $v_{\text{max}} = 300$ | TI6 | 6,3 | 28,6 | 2,8 | 2,0 | 0,4 |
| $v_{\text{max}}=300$ | TI5 | 6,5 | 37,1 | 3,7 | 0 | 0,5 |
| $v_{\text{max}} = 300$ | TI4 | 6,6 | 37,8 | 4,6 | 0 | 0,9 |

 Tabela 14. Wartości wielkości projektowych dla układu BTT=SCB-21/T/ICE-3 (dla wybranych realizacji losowych nierówności).

 Tabela 15. Wartości wielkości projektowych dla układu BTT=SCB-24/T/ICE-3 (dla wybranych realizacji losowych nierówności).

| <i>v</i> [km/h] | TI | w _{max} [mm] | $\sigma_{ m max}$ [MPa] | $a_{p,\max}$ [m/s ²] | R _{min} [kN] | $a_{b,max}$ [m/s ²] |
|----------------------|-----|--------------------------|----------------------------|----------------------------------|--------------------------|------------------------------------|
| 30 | NTI | 3,5 | 13,7 | ~0 | 156,3 | ~0 |
| v ₂₁ =185 | NTI | 6,4 | 25,6 | 2,1 | 151,9 | 0,3 |
| v ₂₁ =185 | TI6 | 6,8 | 29,0 | 2,2 | 46,5 | 0,5 |
| v ₂₁ =185 | TI5 | 6,4 | 28,6 | 2,6 | 0 | 0,7 |
| v ₂₁ =185 | TI4 | 5,7 | 29,3 | 3,0 | 0 | 1,2 |
| v ₃₁ =123 | NTI | 6,5 | 25,9 | 2,2 | 149,9 | 0,3 |
| v ₃₁ =123 | TI6 | 6,6 | 26,8 | 2,3 | 106,8 | 0,4 |
| v ₃₁ =123 | TI5 | 6,1 | 25,5 | 2,4 | 23,3 | 0,5 |
| $v_{31} = 123$ | TI4 | 7,3 | 29,9 | 2,8 | 0 | 0,7 |
| $v_{\text{max}}=300$ | NTI | 7,1 | 27,9 | 2,6 | 143,7 | 0,3 |
| $v_{\text{max}}=300$ | TI6 | 6,7 | 28,2 | 3,3 | 0 | 0,3 |
| $v_{\text{max}}=300$ | TI5 | 7,5 | 31,1 | 4,2 | 0 | 0,7 |
| $v_{\text{max}}=300$ | TI4 | 7,8 | 37,6 | 4,9 | 0 | 0,9 |

 Tabela 16. Wartości wielkości projektowych dla układu BTT=SCB-27/T/ICE-3 (dla wybranych realizacji losowych nierówności).

| v [km/h] | TI | w _{max} [mm] | σ _{max} [MPa] | $a_{p,\max}$ [m/s ²] | R _{min} [kN] | $a_{b,max}$ [m/s ²] |
|----------------------|-----|--------------------------|---------------------------|----------------------------------|--------------------------|------------------------------------|
| 30 | NTI | 3,7 | 13,3 | ~0 | 156,4 | ~0 |
| v ₂₁ =171 | NTI | 5,6 | 20,8 | 1,3 | 153,2 | 0,2 |
| v ₂₁ =171 | TI6 | 5,8 | 22,4 | 1,4 | 71,3 | 0,3 |
| v ₂₁ =171 | TI5 | 6,4 | 24,4 | 1,8 | 0 | 0,7 |
| v ₂₁ =171 | TI4 | 5,1 | 20,1 | 2,3 | 0 | 0,8 |
| v ₃₁ =141 | NTI | 5,1 | 19,0 | 1,0 | 153,0 | 0,2 |
| v ₃₁ =141 | TI6 | 5,1 | 19,3 | 1,1 | 111,1 | 0,3 |
| v ₃₁ =141 | TI5 | 5,1 | 19,6 | 1,8 | 34,5 | 0,4 |
| v ₃₁ =141 | TI4 | 4,9 | 19,9 | 2,1 | 0 | 0,7 |
| $v_{\text{max}}=300$ | NTI | 7,7 | 28,2 | 2,7 | 145,5 | 0,3 |
| $v_{\rm max}=300$ | TI6 | 5,8 | 22,4 | 3,1 | 71,3 | 0,3 |
| $v_{\text{max}}=300$ | TI5 | 8,8 | 39,8 | 3,4 | 0 | 0,7 |
| $v_{\text{max}}=300$ | TI4 | 9,3 | 41,0 | 4,8 | 0 | 0,8 |

| | | | v ₂₁ =27 | /0 km/h | $v_{31} = 180 \text{ km/h}$ | | | | |
|----------|-----|--------------------------|---------------------------|----------------------------------|----------------------------------|--------------------------|---------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| Wielkość | TI | w _{max} [mm] | σ _{max} [MPa] | $a_{p,\max}$ [m/s ²] | $a_{b,\max}$ [m/s ²] | w _{max} [mm] | σ _{max} [MPa] | $a_{p,\max}$ [m/s ²] | $a_{b,\max}$ [m/s ²] |
| Ζ | NTI | 5,8 | 38,3 | 6,1 | 0,2 | 6,7 | 43,3 | 7,4 | 0,2 |
| Z_l | TI4 | 4,2 | 29,2 | 5,8 | 0,8 | 3,0 | 22,4 | 6,8 | 0,9 |
| Z_u | TI4 | 8,2 | 56,7 | 6,7 | 1,1 | 10,8 | 73,0 | 8,2 | 1,1 |
| E(Z) | TI4 | 6,1 | 44,5 | 6,2 | 0,9 | 6,9 | 47,8 | 7,5 | 1,0 |
| D(Z) | TI4 | 1,1 | 7,9 | 0,3 | 0,1 | 2,1 | 14,0 | 0,4 | 0,1 |
| Z_l | TI5 | 4,4 | 31,2 | 4,8 | 0,5 | 5,0 | 34,3 | 7,0 | 0,5 |
| Z_u | TI5 | 7,1 | 47,8 | 7,6 | 0,7 | 9,3 | 59,5 | 7,8 | 0,8 |
| E(Z) | TI5 | 5,8 | 40,7 | 6,3 | 0,6 | 7,2 | 47,6 | 7,5 | 0,7 |
| D(Z) | TI5 | 0,8 | 5,1 | 0,7 | 0,1 | 1,2 | 7,3 | 0,3 | 0,1 |

Tabela 17. Układ BTT=SCB-15/T/ICE-3 z nierównościami TI4, TI5. Podstawowe statystyki wielkości projektowych dla predkości rezonansowych.

Tabela 18. Układ BTT=SCB-18/T/ICE-3 z nierównościami TI4, TI5. Podstawowe statystyki wielkości projektowych dla prędkości rezonansowych.

| | | | v ₂₁ =225 km/h | | | | $v_{31} = 149 \text{ km/h}$ | | | |
|----------|-----|--------------------------|---------------------------|----------------------------------|----------------------------------|--------------------------|-----------------------------|----------------------------------|----------------------------------|--|
| Wielkość | TI | w _{max} [mm] | σ _{max} [MPa] | $a_{p,\max}$ [m/s ²] | $a_{b,\max}$ [m/s ²] | w _{max} [mm] | $\sigma_{ m max}$ [MPa] | $a_{p,\max}$ [m/s ²] | $a_{b,\max}$ [m/s ²] | |
| Ζ | NTI | 2,9 | 15,2 | 0,9 | 0,1 | 5,8 | 29,4 | 3,0 | 0,2 | |
| Z_l | TI4 | 4,2 | 26,5 | 0,8 | 1,1 | 4,0 | 24,2 | 2,4 | 0,7 | |
| Z_u | TI4 | 5,5 | 34,6 | 2,1 | 1,5 | 7,6 | 39,2 | 5,0 | 0,9 | |
| E(Z) | TI4 | 4,8 | 30,4 | 1,4 | 1,2 | 5,6 | 30,8 | 3,8 | 0,8 | |
| D(Z) | TI4 | 0,3 | 1,9 | 0,4 | 0,1 | 0,9 | 4,2 | 0,7 | 0,1 | |
| Z_l | TI5 | 3,8 | 20,9 | 0,8 | 0,7 | 4,8 | 25,5 | 2,4 | 0,5 | |
| Z_u | TI5 | 4,1 | 25,1 | 1,4 | 0,8 | 6,7 | 36,1 | 4,1 | 0,7 | |
| E(Z) | TI5 | 4,0 | 23,4 | 1,1 | 0,8 | 5,8 | 30,9 | 3,3 | 0,5 | |
| D(Z) | TI5 | 0,1 | 1,2 | 0,2 | 0,1 | 0,6 | 3,0 | 0,5 | 0,1 | |

Tabela 19. Układ BTT=SCB-21/T/ICE-3 z nierównościami TI4, TI5. Podstawowe statystyki wielkości projektowych dla prędkości rezonansowych.

| | | $v_{21}=203 \text{ km/h}$ | | | | v ₃₁ =135 km/h | | | |
|----------|-----|---------------------------|---------------------------|----------------------------------|----------------------------------|---------------------------|---------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| Wielkość | TI | w _{max} [mm] | σ _{max} [MPa] | $a_{p,\max}$ [m/s ²] | $a_{b,\max}$ [m/s ²] | w _{max} [mm] | σ _{max} [MPa] | $a_{p,\max}$ [m/s ²] | $a_{b,\max}$ [m/s ²] |
| Ζ | NTI | 5,4 | 24,3 | 1,9 | 0,2 | 3,8 | 17,2 | 0,8 | 0,1 |
| Z_l | TI4 | 3,6 | 21,8 | 1,6 | 1,0 | 3,7 | 18,9 | 0,6 | 0,7 |
| Z_u | TI4 | 7,5 | 39,3 | 4,2 | 1,3 | 5,1 | 27,1 | 3,0 | 0,8 |
| E(Z) | TI4 | 5,9 | 30,7 | 2,6 | 1,2 | 4,5 | 23,8 | 1,7 | 0,7 |
| D(Z) | TI4 | 1,1 | 4,7 | 0,6 | 0,1 | 0,4 | 2,4 | 0,7 | 0,0 |
| Z_l | TI5 | 4,1 | 20,7 | 1,8 | 0,2 | 3,5 | 17,5 | 0,7 | 0,4 |
| Z_u | TI5 | 6,6 | 33,3 | 2,4 | 0,7 | 4,3 | 21,9 | 1,8 | 0,5 |
| E(Z) | TI5 | 5,7 | 28,2 | 2,0 | 0,9 | 3,9 | 19,4 | 1,2 | 0,4 |
| D(Z) | TI5 | 0,8 | 3,6 | 0,2 | 0,8 | 0,3 | 1,3 | 0,3 | 0,0 |

| | | $v_{21} = 185 \text{ km/h}$ | | | | v ₃₁ =123 km/h | | | |
|----------|-----|-----------------------------|----------------------------|----------------------------------|----------------------------------|---------------------------|----------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| Wielkość | TI | w _{max} [mm] | $\sigma_{ m max}$ [MPa] | $a_{p,\max}$ [m/s ²] | $a_{b,\max}$ [m/s ²] | w _{max} [mm] | $\sigma_{ m max}$ [MPa] | $a_{p,\max}$ [m/s ²] | $a_{b,\max}$ [m/s ²] |
| Ζ | NTI | 6,4 | 25,6 | 2,1 | 0,3 | 6,5 | 25,9 | 2,2 | 0,3 |
| Z_l | TI4 | 5,3 | 25,8 | 1,7 | 0,9 | 5,8 | 24,1 | 1,9 | 0,6 |
| Z_u | TI4 | 8,3 | 40,4 | 3,3 | 1,3 | 7,2 | 32,3 | 3,0 | 0,9 |
| E(Z) | TI4 | 7,1 | 33,0 | 2,4 | 1,1 | 6,6 | 28,4 | 2,3 | 0,7 |
| D(Z) | TI4 | 0,9 | 3,9 | 0,6 | 0,1 | 0,5 | 2,1 | 0,3 | 0,1 |
| Z_l | TI5 | 5,7 | 24,8 | 1,8 | 0,7 | 6,0 | 25,1 | 2,0 | 0,4 |
| Z_u | TI5 | 7,7 | 35,0 | 2,8 | 0,8 | 6,9 | 29,4 | 2,5 | 0,7 |
| E(Z) | TI5 | 6,6 | 30,6 | 2,3 | 0,7 | 6,5 | 27,2 | 2,3 | 0,5 |
| D(Z) | TI5 | 0,6 | 2,8 | 0,4 | 0,1 | 0,3 | 1,2 | 0,1 | 0,1 |

Tabela 20. Układ BTT=SCB-24/T/ICE-3 z nierównościami TI4, TI5. Podstawowe statystyki wielkości projektowych dla prędkości rezonansowych.

Tabela 21. Układ BTT=SCB-27/T/ICE-3 z nierównościami TI4, TI5. Podstawowe statystyki wielkości projektowych dla prędkości rezonansowych.

| | | v ₂₁ =171 km/h | | | | v ₃₁ =141 km/h | | | |
|----------|-----|---------------------------|----------------------------|----------------------------------|----------------------------------|---------------------------|---------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| Wielkość | TI | w _{max} [mm] | $\sigma_{ m max}$ [MPa] | $a_{p,\max}$ [m/s ²] | $a_{b,\max}$ [m/s ²] | w _{max} [mm] | σ _{max} [MPa] | $a_{p,\max}$ [m/s ²] | $a_{b,\max}$ [m/s ²] |
| Ζ | NTI | 5,7 | 20,8 | 1,3 | 0,3 | 5,1 | 19,1 | 1,0 | 0,2 |
| Z_l | TI4 | 4,5 | 21,0 | 1,0 | 0,8 | 4,7 | 18,2 | 0,7 | 0,5 |
| Z_u | TI4 | 7,3 | 34,9 | 2,7 | 1,2 | 5,6 | 22,3 | 2,5 | 0,9 |
| E(Z) | TI4 | 6,4 | 28,2 | 1,3 | 1,0 | 5,2 | 21,0 | 1,4 | 0,7 |
| D(Z) | TI4 | 0,8 | 3,9 | 0,8 | 0,1 | 0,3 | 1,1 | 0,7 | 0,1 |
| Z_l | TI5 | 4,8 | 19,0 | 1,0 | 0,6 | 4,9 | 18,7 | 0,8 | 0,4 |
| Z_u | TI5 | 6,7 | 29,0 | 2,1 | 0,8 | 5,4 | 21,2 | 2,3 | 0,6 |
| E(Z) | TI5 | 5,7 | 23,3 | 1,4 | 0,7 | 5,1 | 20,1 | 1,4 | 0,4 |
| D(Z) | TI5 | 0,6 | 2,9 | 0,3 | 0,1 | 0,2 | 0,6 | 0,5 | 0,0 |

Tabela 22. Wartości współczynników dynamicznych ugięć i naprężeń oraz naprężenia normalne równoważne dla konstrukcji nośnych mostów SCB z nierównościami TI4, TI5

| Most | <i>v</i> [km/h] | TI | $\varphi_w(0.5L)$ | $\varphi_{\sigma}(0.5L)$ | σ _f (0.5L) [MPa] |
|--------|--------------------|-----|-------------------|--------------------------|--------------------------------|
| SCB-15 | 180 | TI4 | 4,9 | 5,6 | 196,1 |
| SCB-15 | 270 | TI4 | 3,7 | 4,4 | 157,9 |
| SCB-15 | 300 | TI4 | 2,5 | 3,4 | 129,9 |
| SCB-15 | 180 | TI5 | 4,2 | 4,6 | 164,6 |
| SCB-15 | 270 | TI5 | 3,2 | 3,7 | 137,0 |
| SCB-15 | 300 | TI5 | 2,2 | 2,9 | 112,5 |
| SCB-18 | 149 | TI4 | 2,6 | 2,8 | 119,3 |
| SCB-18 | 225 | TI4 | 1,9 | 2,5 | 108,3 |
| SCB-18 | 300 | TI4 | 2,3 | 3,1 | 130,9 |
| SCB-18 | 149 | TI5 | 2,3 | 2,6 | 112,0 |
| SCB-18 | 225 | TI5 | 1,4 | 1,8 | 86,0 |
| SCB-18 | 300 | TI5 | 2,1 | 2,6 | 114,8 |
| SCB-21 | 135 | TI4 | 1,6 | 1,9 | 91,7 |
| SCB-21 | 203 | TI4 | 2,3 | 2,8 | 120,2 |
| SCB-21 | 300 | TI4 | 2,5 | 3,6 | 145,8 |
| SCB-21 | 135 | TI5 | 1,4 | 1,6 | 79,4 |
| SCB-21 | 203 | TI5 | 2,1 | 2,4 | 106,1 |
| SCB-21 | 300 | TI5 | 2,2 | 2,8 | 119,7 |
| SCB-24 | 123 | TI4 | 2,1 | 2,4 | 105,7 |
| SCB-24 | 185 | TI4 | 2,4 | 3,0 | 124,7 |
| SCB-24 | 300 | TI4 | 2,7 | 3,7 | 149,1 |
| SCB-24 | 123 | TI5 | 2,0 | 2,2 | 98,8 |
| SCB-24 | 185 | TI5 | 2,2 | 2,6 | 112,2 |

M. Podwórna, Autoreferat

| SCB-24 | 300 | TI5 | 2,4 | 3,3 | 135,7 |
|--------|-----|-----|-----|-----|-------|
| SCB-27 | 114 | TI4 | 1,5 | 1,7 | 81,9 |
| SCB-27 | 171 | TI4 | 2,0 | 2,6 | 111,3 |
| SCB-27 | 300 | TI4 | 2,8 | 3,9 | 152,4 |
| SCB-27 | 114 | TI5 | 1,4 | 1,4 | 73,3 |
| SCB-27 | 171 | TI5 | 1,8 | 2,2 | 97,6 |
| SCB-27 | 300 | TI5 | 2,4 | 3,6 | 143,1 |

Szczegółowa analiza dynamiczna wyników symulacji układów BTT została przedstawiona w pracy [P7]. Poniżej zestawiono kluczowe wnioski końcowe odnoszące się do mostów z typoszeregu SCB poddanych działaniu pociągu szybkobieżnego ICE-3:

- Mosty zespolone stalowo-betonowe obciążone pociągami szybkobieżnymi są złożonymi układami dynamicznymi, nieliniowymi fizycznie. Odpowiedzi dynamiczne układów BTT można wyznaczyć tylko numerycznie w szerokim zakresie zmienności prędkości eksploatacyjnej.
- Warunek użytkowalności wyrażony w ugięciach pionowych konstrukcji nośnej jest spełniony we wszystkich badanych układach. W przypadku toru bez nierówności i prędkości rezonansowych, amplitudy drgań wymuszonych mostu narastają quasiliniowo. Nierówności toru najczęściej zaburzają przebiegi czasowe ugięć w formie wzmocnienia rezonansu lub rozstrojenia.
- Warunek nośności z uwzględnieniem zmęczenia wysokocyklowego jest spełniony dla mostów SCB-18, SCB-21, SCB-24, SCB-27 w przypadkach prędkości rezonansowych i prędkości maksymalnej (300 km/h) oraz nierówności TI4, TI5, TI6. W przypadku mostu SCB-15 warunek ten nie jest spełniony dla prędkości rezonansowych 180 km/h, 270 km/h i nierówności TI4 oraz dla prędkości rezonansowej 180 km/h i nierówności TI5. Dla tego mostu konieczne są ograniczenia prędkości eksploatacyjnej w zależności od stanu toru.
- Warunek bezpieczeństwa ruchu jest spełniony dla mostów SCB-18, SCB-21, SCB-24, SCB-27. W przypadku mostu SCB-15 warunek ten nie jest spełniony dla wybranych przypadków prędkości eksploatacyjnej i nierówności toru.
- Warunek komfortu pasażerów jest spełniony prawie we wszystkich badanych przypadkach.
- W przypadku toru bez nierówności mikro odrywania zestawów kołowych od toru nie występują. Maksymalne odciążenie zestawów kołowych wynosi 2–11% w zależności od rozpiętości mostu i prędkości eksploatacyjnej.
- W przypadku nierówności toru TI4 lub TI5 i rezonansowych prędkości eksploatacyjnych stwierdzono występowanie wielokrotnych mikro odrywań zestawów kołowych od toru. Po każdym oderwaniu następuje uderzenie zestawu kołowego w szyny, co prowadzi do bardzo dużych nacisków dynamicznych ruchomych zestawów kołowych na tor. Zjawisko to maleje wraz ze wzrostem rozpiętości mostu i klasy linii kolejowej. Jest to zjawisko nowe w dynamice mostów kolejowych. Dotychczas, brak jest eksperymentalnych metod weryfikujących prognozę teoretyczną w tym zakresie.
- Mosty SCB-18, SCB-21, SCB-24, SCB-27 obciążone pociągiem szybkobieżnym ICE-3 poruszającym się po torze bezstykowym na podsypce tłuczniowej (linie klasy 4, 5, 6) spełniają warunki nośności i użytkowalności zawarte w Eurokodach. Most SCB-15 wymaga nałożenia dodatkowych ograniczeń na prędkość eksploatacyjną i nierówności toru.

4.7. Literatura cytowana w autoreferacie

- [1] Klasztorny M., Vibrations of railway single-track bridges induced by trains moving at high-speeds [in Polish], Wroclaw University of Technology Press, Wroclaw, 1987.
- [2] Klasztorny M., Dynamics of beam bridges loaded by high-speed trains [in Polish], Scientific-Technological Press, Warsaw, 2005.
- [3] Fryba L., Vibrations of solids and structures under moving load, Academia, Praha, 1972.
- [4] Filipov A. P. et al., Action of dynamic loads on elements of structures [in Russian], ND, Kiev, 1974.
- [5] Barczenkov A. G., Dynamic analysis of road bridges [in Russian], Transport, Moscow, 1976.
- [6] Matsuura A., A theoretical analysis of dynamic response of railway bridge to the passage of rolling stock, RTRI Quarterly Reports, 1970, 11, 1, pp. 18–21.
- [7] Matsuura A., Dynamic interaction between vehicles and girders in high speed railway, RTRI Quarterly Reports, 1974, 15, 3.
- [8] Matsuura A., Dynamic behavior of bridge girder for high speed railway bridge, RTRI Quarterly Reports, 1979, 20, 2, pp. 70–76.
- [9] Śniady P., Vibration of girders under moving load [in Polish], Wroclaw University of Technology Press, Wroclaw, 1976.
- [10] Klasztorny M., Vibrations of railway beam bridges under complex cyclic moving load [in Polish], Archives of Civil Engineering, 1982, 28, 1-2, pp. 31–46.
- [11] Klasztorny M., Dynamic stability of bridge structures under inertial moving loads [in Polish], Engineering Transactions, 1986, 34, 3, pp. 215–231.
- [12] Klasztorny M., Langer J., Formulation variants and analysis of equations-of-motion of bridge structures under streams of inertial loads [in Polish], Arch. Civil Engineering, 1990, 36, 1-2, pp. 3–18.
- [13] Yang Y.-B. et al., Vibrations of simple beams due to trains moving at high speeds, Engineering Structures, 1997, 19, 11, pp. 936–944.
- [14] Fryba L., A rough assessment of railway bridges for high speed trains, Engineering Structures, 2001, 23, pp. 548–556.
- [15] Cheng Y. S. et al., Vibration of railway bridges under a moving train by using bridge-track-vehicle element, Engineering Structures, 2001, 23, pp. 1597–1606.
- [16] Yau J.-D. et al., Impact response of bridges with elastic bearings to moving loads, J. Sound & Vibrations, 2001, 248, 1, pp. 9–30.
- [17] Au F. T. K. et al., Impact study of cable-stayed bridge under railway traffic using various models, J. Sound & Vibration, 2001, 240, 3, pp. 447–465.
- [18] de Pater A. D., Lateral vibrations of railway vehicles systems; in: Dynamics of high-speed vehicles, Ed.: W.O. Schiehlen, Springer-Verlag, Wien; New York, 1982.
- [19] Song M.-K., Choi C.-K., Analysis of high-speed vehicle-bridge interactions by a simplified 3-D model, Structural Eng. & Mechanics, 2002, 13, 5, pp. 505–532.
- [20] Klasztorny M., Vertical vibrations of a multi-span beam steel bridge induced by a superfast passenger train, Structural Eng. & Mechanics, 2001, 12, 3, pp. 267–281.
- [21] Klasztorny M., Spatial vibrations of a multi-span railway steel bridge under a train moving at high speed, Archives of Civil Engineering, 2000, 46, 2, pp. 287–311.
- [22] Podwórna M., Vertical vibrations of steel beam bridges induced by trains moving at high speeds. Part 1 theory, Archives of Civil Engineering, 2005, 51, 2, pp. 179–209.

- [23] Podwórna M., Vertical vibrations of steel beam bridges induced by trains moving at high speeds. Part 2 numerical analysis, Arch. Civ. Engineering, 2005, 51, 2, pp. 211–231.
- [24] Podwórna M., Determination of the design model for simulating vibrations of steel beam bridges under moving trains, Arch. Civil & Mech. Eng. 2004, 4, 1, pp. 57–69.
- [25] Podwórna M., Dynamics of a bridge beam under a stream of moving elements. Part 1 Modelling and numerical integration, Structural Engineering & Mechanics, 2011, 38, 3, pp. 283–300.
- [26] Podwórna M., Dynamics of a bridge beam under a stream of moving elements. Part 2 Numerical simulations, Structural Engineering & Mechanics, 2011, 38, 3, pp. 301–314.
- [27] Szurgott P., Klasztorny M., Niezgoda T., Modelling and numerical simulation of symmetric vibrations of the KNI140070 viaduct – ballasted track – KTX train system, J. KONES Powertrain & Transport, 2010, 17, 3, pp. 415–422.
- [28] Szurgott P., Klasztorny M., Grosel J., Wojcicki Z., Experimental validation of numerical modelling of the bridge – track – moving train system, 15th Int. Conf. on Computational Methods & Experimental Measurements, Southampton, England, 2011; in: WIT Transactions on Modelling and Simulation, 2011, Vol. 51, pp. 97–109.
- [29] Klasztorny M., Szurgott P., Modelling and numerical simulation of symmetric vibrations of the KNI 140070 viaduct – ballasted track – ICE-3 train system, Proc. of 8th Int. Conf. on Structural Dynamics, EURODYN 2011, pp. 1129–1136, Leuven, Belgium, 2011.
- [30] Klasztorny M., Szurgott P., Modeling and Simulation of Bridge / Track / Train Systems at High Service Velocities with LS-DYNA®, 12th Int. LS-DYNA Users Conference, Dearborn, MI, USA, 2012, CD Proc., Paper No 008, pp. 1–13.
- [31] Podworna M., Klasztorny M., Vertical vibrations of composite bridge / track structure / high-speed train systems. Part 1: Series-of-types of steel-concrete bridges, Bulletin of the Polish Academy of Sciences – Technical Sciences, 2014, 62, 1, pp. 165–179.
- [32] Podworna M., Klasztorny M., Vertical vibrations of composite bridge / track structure / high-speed train systems. Part 2: Physical and mathematical modelling, Bulletin of the Polish Academy of Sciences – Technical Sciences, 2014, 62, 1, pp. 181–196.
- [33] Podworna M., Klasztorny M., Vertical vibrations of composite bridge / track structure / high-speed train systems. Part 3: Deterministic and random vibrations of exemplary system, Bulletin of the Polish Academy of Sciences – Technical Sciences, 2014, 62, 2, pp. 305–320.
- [34] Podwórna M., Modelling of random vertical irregularities of railway tracks, International Journal of Applied Mechanics and Engineering, 20:3 (2015) 647–655.
- [35] Podworna M., Dynamic response of steel-concrete composite bridges loaded by high-speed train, Structural Engineering and Mechanics, Vol. 62, No. 2 (2017) 179-196.
- [36] Domenech A., Museros P., Martinez-Rodrigo M.D., Influence of the vehicle model on the prediction of the maximum bending response of simply-supported bridges under high-speed railway traffic, Engineering Structures, 72 (2014) 123-139.
- [37] Rocha J.M., Henriques A.A., Calcada R., Probabilistic safety assessment of a short span high-speed railway bridge, Engineering Structures, 71 (2014) 99-111.
- [38] Mao J., Yu Z., Xiao Y., Jin C., Bai Y., Random dynamic analysis of a train-bridge coupled system involving random system parameters based on probability density evolution method, Probabilistic Engineering Mechanics, 46 (2016) 48-61.
- [39] Oleszek R., Radomski W., Dynamic analysis of an existing arch railway bridge according to Eurocodes, Archives of Civil Engineering, 62:4:1 (2016) 99-117.
- [40] Zhang N., Tian Y., Xia H., A train-bridge dynamic interaction analysis method and its experimental validation, Engineering, 2 (2016) 528-536.

- [41] Fedorova M., Sivaselvan M.V., An algorithm for dynamic vehicle-track-structure interaction analysis for high-speed trains, Engineering Structures, 148 (2017) 857-877.
- [42] Zhu Z., Gong W., Wang L., Li Q., Bai Y., Yu Z., Harik I.E., An efficient multi-time-step method for traintrack-bridge interaction, Computers and Structures, 196 (2018) 36-48.
- [43] Karlikowski J., Madaj A., and Wołowicki W., Composite steel concrete bridge structures [in Polish], WKŁ Press, Warsaw, 2007.
- [44] Machelski Cz., Modelling of bridge compression [in Polish], DWE Press, Wroclaw, 2010.
- [45] Lei X., Noda N.-A., Analyses of dynamic response of vehicle and track coupling system with random irregularity of track vertical profile, Journal of Sound and Vibration, 258:1 (2002) 147-165.
- [46] EN 1990 Eurocode: Basis of structural design, Annex A2: Application for bridges.
- [47] EN 1991-2 Eurocode 1: Actions on structures, Part 2: General actions traffic loads on Bridges.
- [48] UIC (Draft) Code 776-2 (2003), Design requirements for rail bridges based on interaction phenomena between train, track, bridge and in particular speed, Paris, France, Union Int. des Che-mins de Fer.
- [49] Fryba L., Dynamics of railway bridges, Academia, Praha, 1996.
- [50] PN-EN13848-5 (2010). Eurocode: Railway applications-Track-Track geometry quality-Part 5: Geometric quality levels-Plain line.

4.8. Podsumowanie wkładu habilitantki do dyscypliny Inżynieria lądowa i transport

Główne osiągnięcie habilitantki, będące podstawą do ubiegania się o stopnień naukowy doktora habilitowanego, stanowi cykl 7 publikacji z dynamiki mostów kolejowych obciążonych pociągami szybkobieżnymi. Publikacje te są wynikiem badań kandydatki w dynamice mostów kolejowych w latach 2010–2017.

Dynamika mostów kolejowych była wcześniej rozwijana przez prof. M. Klasztornego w latach 1972–2005. W latach 1997–2005 kandydatka rozwijała tę tematykę pod kierunkiem prof. M. Klasztornego w ramach projektów badawczych KBN Nr 7 T07E 036 12 i KBN Nr 8 T07E 024 20. Głównym wynikiem badań w drugim projekcie była praca doktorska kandydatki, której promotorem był prof. M. Klasztorny.

W roku 2010 współpraca naukowa w dynamice mostów kolejowych między habilitantką a prof. M. Klasztornym została wznowiona, ale już z wiodącym udziałem habilitantki. W latach 2011–2013 habilitantka była kierownikiem i głównym wykonawcą projektu badawczego NCN nr N N506 0992 40. Publikacje [P3–P7] zostały zrealizowane w ramach tego projektu.

Badania naukowe kandydatki opublikowane w pracach [P1–P7] stanowią znaczne rozwinięcie badań naukowych prowadzonych przez prof. M. Klasztornego w latach 1972–2005 oraz przez kandydatkę samodzielnie lub we współpracy z prof. M. Klasztornym w latach 1997–2005. Wkład kandydatki do dyscypliny Inżynieria lądowa i transport w ramach publikacji [P1–P7] jest następujący:

 Opracowanie czterech zadań podstawowych w dynamice mostów kolejowych poddanych działaniu pociągów szybkobieżnych, sformułowanie macierzowych równań ruchu układów odpowiadających zadaniom podstawowym z uwzględnieniem jednostronnych więzów sprężystych na styku zestaw kołowy–szyny, badania numeryczne w zakresie adekwatności czterech modeli obciążenia ruchomego w dynamice mostów kolejowych.

- Projekt konstrukcyjny typoszeregu zespolonych (stalowo-betonowych) mostów kolejowych o symetrycznym przekroju poprzecznym i kompozytowych ściankach ograniczających podsypkę, dostosowanych do ruchu pociągów z dużymi prędkościami.
- 3) Modelowanie fizyczne i matematyczne układu most-tor-pociąg szybkobieżny (model płaski) z uwzględnieniem jednostronnych więzów sprężystych na styku zestaw kołowyszyny, losowych pionowych nierówności toru, płyt przejściowych, odbojnic, stref dojazdowych, nieliniowości fizycznej podsypki i przytwierdzeń szyn do podkładów, cech lepkosprężystych podtorza.
- 4) Wyznaczenie wartości parametrów numerycznych funkcji pionowych nierówności toru ruchu, właściwych do generowania losowych realizacji tych nierówności.
- 5) Opracowanie oprogramowania do symulacji odpowiedzi dynamicznych zespolonych mostów kolejowych poddanych działaniu pociągów szybkobieżnych z uwzględnieniem warunków nośności i użytkowalności określonych w Eurokodach.
- 6) Analizy dynamiczne typoszeregu zespolonych mostów kolejowych poddanych działaniu wybranego szybkobieżnego pociągu pasażerskiego, ukierunkowane na badanie wpływu prędkości eksploatacyjnej, rozpiętości przęsła, losowych pionowych nierówności toru.

Ww. osiągnięcia są oryginalne w skali światowej oraz określają nową wiedzę w stosunku do rozwiązań zawartych w pracy doktorskiej habilitantki z roku 2003 oraz w publikacjach na bazie pracy doktorskiej w latach 2004-2005. Tylko modelowanie stref dojazdowych, podtorza, podsypki i przytwierdzeń szyn do podkładów jest częściowo zgodne z modelami opracowanymi w pracy doktorskiej habilitantki.

5. Informacja o wykazywaniu się istotną aktywnością naukową realizowaną w więcej niż jednej uczelni, instytucji naukowej, w szczególności zagranicznej

- 1997–1999 Zakład Mechaniki, Instytut Mechaniki i Konstrukcji, Wydział Inżynierii Produkcji, Politechnika Warszawska, umowa o dzieło (realizacja projektu badawczego KBN Nr 7 T07E 036 12 jako główny wykonawca)
- 2001–2003 Zakład Mechaniki, Instytut Mechaniki i Konstrukcji, Wydział Inżynierii Produkcji, Politechnika Warszawska, umowa o dzieło (realizacja projektu badawczego KBN Nr 8 T07E 024 20 jako główny wykonawca)
- 2011–2013 współpraca naukowa z Katedrą Mechaniki i Informatyki Stosowanej (obecnie Instytut Mechaniki i Inżynierii Obliczeniowej) Wydziału Mechanicznego (obecnie Wydział Inżynierii Mechanicznej) Wojskowej Akademii Technicznej w Warszawie ((realizacja projektu badawczego NCN nr N N506 0992 40 jako kierownik projektu)

6. Informacja o osiągnięciach dydaktycznych, organizacyjnych oraz popularyzujących naukę

Osiągnięcia dydaktyczne

- ✓ Doświadczenie dydaktyczne z bloku przedmiotowego Mechanika Budowli (od 1995):
 - Zajęcia dydaktyczne na Wydziale Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej:
 - Mechanika ogólna studia I stopnia, stacjonarne i niestacjonarne oraz studia jednolite wykład, ćwiczenia audytoryjne, ćwiczenia projektowe
 - Podstawy statyki budowli studia I stopnia, stacjonarne i niestacjonarne oraz studia jednolite

wykład, ćwiczenia audytoryjne, ćwiczenia projektowe

- Podstawy dynamiki budowli studia I stopnia, stacjonarne i niestacjonarne wykład, ćwiczenia audytoryjne, ćwiczenia projektowe
- Dynamika budowli studia jednolite stacjonarne

ćwiczenia audytoryjne, ćwiczenia projektowe, ćwiczenia laboratoryjne

Łączna liczba studentów, dla których kandydatka prowadziła zajęcia dydaktyczne z bloku przedmiotowego Mechanika Budowli: >5000

- AZON Aktywna Platforma Informacyjna e-scienceplus.pl (2017–2018):
 - autorka materiałów dydaktycznych do przedmiotu Podstawy statyki budowli
 - autorka materiałów dydaktycznych do przedmiotu Podstawy dynamiki budowli

✓ Wykłady dot. wyceny nieruchomości (od 2010) :

- Politechnika Wrocławska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, studia podyplomowe, Gospodarka Nieruchomościami, Zarządzanie – Utrzymanie – Wycena,
- Politechnika Wrocławska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, warsztaty zawodowe dla studentów Jak zostać rzeczoznawcą majątkowym,
- Uniwersytet Przyrodniczy we Wrocławiu, Katedra Gospodarki Przestrzennej, studia podyplomowe Wycena nieruchomości,
- Uniwersytet Wrocławski, Wydział Prawa, Administracji i Ekonomii, studia podyplomowe, Prawa Gospodarki Nieruchomościami,
- Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy w Bydgoszczy, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, warsztaty zawodowe dla rzeczoznawców majątkowych,
- Izba Komornicza we Wrocławiu, szkolenie dla komorników sądowych,
- Bank BGŻ BNP Paribas Oddział we Wrocławiu, szkolenie dla pracowników banku.

Łączna liczba słuchaczy, dla których kandydatka prowadziła zajęcia dydaktyczne z bloku przedmiotowego Wycena nieruchomości: >1000

Osiągnięcia organizacyjne

- 1999–2002 członek Zarządu Koła Nr 1 Polskiego Związku Inżynierów i Techników Budownictwa (PZITB) przy Politechnice Wrocławskiej
- 2008–2016 administracja zajęć dydaktycznych w Zakładzie Dynamiki Budowli Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego PWr (10 nauczycieli ak.)
- od 2008 członek Komisji Egzaminacyjnej na studiach podyplomowych na Wydziale Budownictwa Lądowego i Wodnego PWr
- 2012–2015 członek Rady Instytutu Inżynierii Lądowej PWr (przedstawiciel pozostałych nauczycieli ak.)
- 2013 członek Prezydium w sesji pt. "Badania i rozwój" konferencji naukowej "Wrocławskie Dni Mostowe" nt. "Obiekty mostowe w infrastrukturze miejskiej"
- 2014 członek Komitetu Organizacyjnego międzynarodowej konferencji XXIII RSP SEMINAR, Theoretical Foundation of Civil Engineering., Szklarska Poręba,
- od 2014 członek Komisji ds. Standardów Wyceny Stowarzyszenia Rzeczoznawców Majątkowych we Wrocławiu
- 2014–2018 reprezentant Politechniki Wrocławskiej w Państwowej Komisji Egzaminacyjnej (ds. rzeczoznawców majątkowych) powołanej przez Ministra Infrastruktury i Rozwoju
- 2015 członek Rady Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego PWr.
- od 2015 członek Komisji Egzaminów Dyplomowych na Wydziale Budownictwa Lądowego i Wodnego PWr
- od 2015 Komisja Arbitrażowa i Opiniowania Wycen Stowarzyszenia Rzeczoznawców Majątkowych We Wrocławiu, przewodnicząca zespołu
- od 2016 administracja zajęć dydaktycznych w Katedrze Mechaniki Budowli i Inżynierii Miejskiej Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego PWr (41 nauczycieli ak.)
- 2017 członek Komitetu Organizacyjnego międzynarodowej konferencji XXVI RSP SEMINAR, Theoretical Foundation of Civil Engineering, Warszawa
- 2018 członek zespołu przygotowującego projekt pt. Akredytacje zagraniczne w ramach Programu Operacyjnego Wiedza Edukacja Rozwój współfinansowanego ze środków Europejskiego Funduszu Społecznego (akredytacja EUR-ACE Label ENAEE European Network for Accreditation of Engineering Education Komisja Akredytacyjna Uczelni Technicznych)
- 2018–2022 nadzór merytoryczny na Wydziale Budownictwa Lądowego i Wodnego -Program Operacyjny Wiedza Edukacja Rozwój, Zintegrowany Program Rozwoju Politechniki Wrocławskiej, tytuł projektu ZPR PWr - Zintegrowany Program Rozwoju Politechniki Wrocławskiej, finansowanie: Europejski Fundusz Społeczny, (nr naboru POWR.03.05.00-IP.08-00-PZ3/17)
- od 2018 reprezentant Politechniki Wrocławskiej w Państwowej Komisji Egzaminacyjnej (ds. rzeczoznawców majątkowych) powołanej przez Ministra Inwestycji i Rozwoju, obecnie Ministra Rozwoju
- od 2018 członek Komisji ds. Standardów Wyceny Stowarzyszenia Rzeczoznawców Majątkowych we Wrocławiu

- 2019 członek Prezydium w sesji "Building materials, Technologies, Organization and Management in construction" konferencji naukowej XXVIII RSP SEMINAR, Theoretical Foundation of Civil Engineering, Zylina
- 2021 członek Komitetu Naukowego XXX Konferencji Rzeczoznawców Majątkowych, Wrocław, 2021

Osiągnięcia popularyzujące naukę

2015 wykład dla uczniów Szkoły Podstawowej nr 15 we Wrocławiu w ramach Dolnośląskiego Festiwalu Nauki, "Inżynier budownictwa"

7. Inne informacje dotyczące kariery zawodowej habilitantki

Urlopy macierzyńskie i wychowawcze (prawie 6 lat)

02.12.1999 - 31.01.2002

09.12.2004 - 30.06.2008

Znajomość języków obcych

język angielski:

First Certificate in English (1998),

ACADEMIC ENGLISH I i II - kurs specjalistyczny dla nauczycieli akademickich prowadzących zajęcia w języku angielskim (2011)

- język niemiecki: poziom podstawowy
- język rosyjski: poziom podstawowy

Członkostwo w organizacjach zawodowych

| 1995–2007 | członek PZITB |
|-----------|---|
| od 1997 | członek Stowarzyszenia Rzeczoznawców Majątkowych we Wrocławiu |
| od 2003 | członek Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa we Wrocławiu |

Uprawnienia zawodowe

- uprawnienia do kierowania robotami budowlanymi w zakresie konstrukcji budow.(2001)
- państwowe uprawnienia rzeczoznawcy majątkowego (1997)

Nagrody

2004 nagroda rektora PWr za pracę doktorską

2012, 2015, 2016, 2017, 2018, 2019 nagrody rektora PWr za wyróżniające się osiągnięcia naukowe/dydaktyczne/organizacyjne

Odznaczenia/wyróżnienia

- 2010 Złota Odznaka Politechniki Wrocławskiej
- 2014 Medal Brązowy za Długoletnią Służbę (nadany przez Prezydenta RP)
- 2008, 2013, 2018 Recognised European Valuer TEGoVA (Świadectwo Uznania Zawodowego Rzeczoznawców Majątkowych)

Opis zainteresowań naukowych habilitantki po uzyskaniu stopnia doktora

Na podstawie przedstawionego materiału w załączniku 4, można stwierdzić, że w zakresie mechaniki budowli główne zainteresowania habilitantki koncentrowały się na trudnym i problemie drgań mostów kolejowych wywołanych złożonym ruchem pociagów szybkobieżnych. Z jednej strony problem ten wymaga sformułowania równań różniczkowych o zmiennych współczynnikach uwzględniających złożona strukture konstrukcji inżynierskiej (nie tylko mostu) i poruszających się po niej pojazdów kolejowych. W opracowanych modelach uwzględniono wzajemne sprzeżenia drgań most – pociąg ruchomy. Sprzeżenie tych drgań powoduje, że układ tych równań różniczkowych jest o zmiennych w czasie współczynnikach. Następnym ważnym elementem analizowanych zagadnień było opracowanie algorytmów obliczeniowych pozwalających na analizę wpływu wybranych parametrów konstrukcji i pojazdów ruchomych odpowiedź dynamiczną układu.

W ostatnich latach habilitantka poszerzyła swoje zainteresowania naukowe o nowe tematy badawcze. Jednym z nich jest dynamika konstrukcji o własnościach nielokalnych z zakresu nano-mechaniki. W roku 2019 opublikowała pracę współautorską w czasopiśmie Probabilistic Engineering Mechanics, zawierającą analizę drgań stochastycznych belki Eulera, której własności mechaniczne określone są przez dwa różne modele gradientowe.

W ramach współpracy z prof. Pawłem Śniadym, habilitantka rozwija także nowy temat z optymalizacji absorberów DVA w zakresie tłumienia drgań konstrukcji budowlanych poddanych obciążeniom stochastycznym.

Równocześnie z zainteresowaniami związanymi z mechaniką budowli, habilitantka rozszerza horyzonty o analizę podejmowania decyzji w warunkach niepewnych, czego wynikiem są prace naukowo-techniczne związane z tematyką wyceny nieruchomości. Podkreśla również szczególne zagadnienia z warsztatu rzeczoznawcy majątkowego, wykorzystując swoje wykształcenie techniczne z zakresu budownictwa – zużycie techniczne budynków.

Oprócz pracy naukowej, habilitantkę bardzo absorbuje dydaktyka, stąd powstaje współautorski skrypt z przedmiotu prowadzonego przez habilitantkę od 25 lat – Podstawy statyki budowli.

Prace w trakcie realizacji

Prace naukowe:

- Podwórna M., Anysz H., Ibadov N., Hybrid Predictions of the Homogenous Property's Market Value with the Use of ANN, zaawansowanie prac około 90%
- Podwórna M., Śniady P., Grosel J., Random vibration of structure modified by damped absorbers, zaawansowanie prac około 80%

Prace dydaktyczne:

• Grosel J., Podwórna M., Podstawy Statyki Budowli, skrypt dla studentów WBLiW PWr, zaawansowanie prac około 70%

Gr

Wrocław, 05.05.2020 r.

(podpis wnioskodawczyni)