

Identyfikacja cech **mostu kolejowego** o konstrukcji łuku siatkowego

tekst: dr inż. PIOTR ŁAZIŃSKI, dr inż. MARCIN JASIŃSKI, dr inż. GRZEGORZ POPRAWA, mgr inż. DAWID PIOTROWSKI, prof. dr inż. MAREK SALAMAK, mgr inż. JAKUB KRZĄKAŁA, dr inż. PIOTR BĘTKOWSKI, Politechnika Śląska

Obecnie w Polsce realizowany jest przez PKP PLK S.A. program przebudowy istniejących linii kolejowych. Niezależnie trwają prace związane z programem kolejowym w ramach budowy Centralnego Portu Komunikacyjnego, koordynowane przez spółkę Centralny Port Komunikacyjny. Zamierzenia inwestycyjne na lata 2021–2030 z perspektywą do 2040 r. obejmować będą dalszą modernizację infrastruktury kolejowej z dopasowaniem do potrzeb techniczno-eksploatacyjnych całej sieci kolejowej [1]. Inwestycje kolejowe CPK [2] przewidują budowę ok. 2000 km nowych linii kolejowych spełniających standardy techniczne KDP. Wymagania zostały zawarte w szczegółowych warunkach technicznych dla budowanej infrastruktury [3].

Tak duży program rozwoju transportu kolejowego wymaga zaangażowania wielu firm projektowych i wykonawczych oraz dostawców specjalistycznych elementów infrastruktury. Dzięki temu uzyskane doświadczenie podmiotów zaangażowanych w zadania będzie przydatne w utrzymaniu infrastruktury w cyklu życia. W artykule przedstawiono przykład identyfikacji cech mostu kolejowego na potrzeby budowy cyfrowego bliźniaka [4]. Jest to obiekt nad Wisłą na linii kolejowej nr 91 w Krakowie, który został oddany do użytku w 2023 r. (ryc. 1).

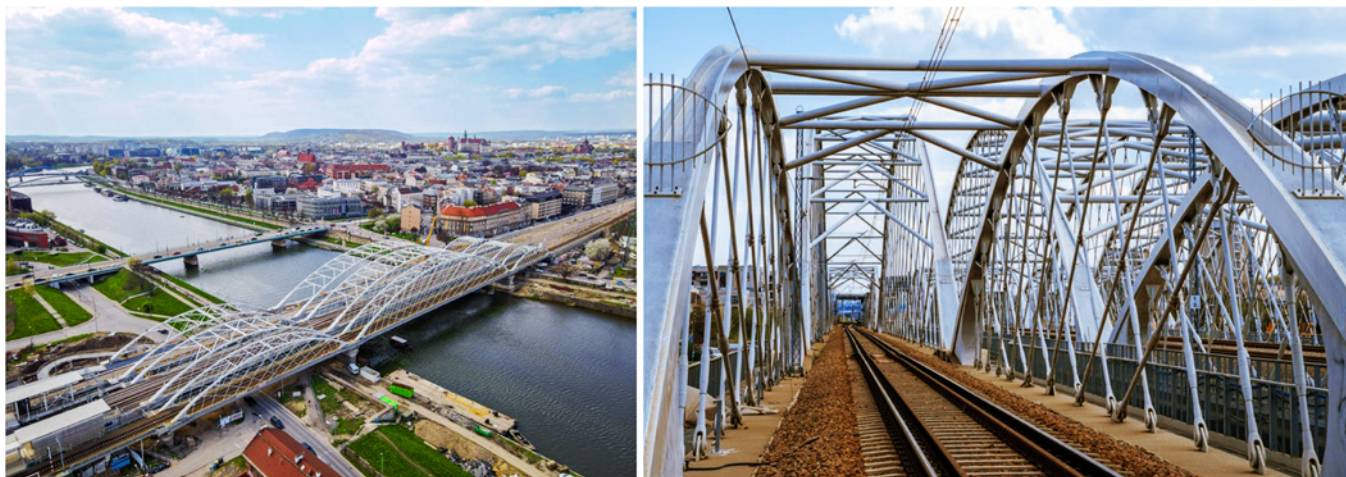
Opis obiektu

Przeprowadzenie linii kolejowej przez Wisłę w Krakowie zrealizowano trzema wyodrębnionymi obiektami mostowymi: M1, M2 oraz M3. Każdy z nich – dwa jednotorowe (M2 oraz M3) oraz jeden dwutorowy (M1) – ma stalową konstrukcję łukową o podwieszeniu typu network arch i wieszakach mocowanych w sposób przegubowy, umożliwiającą zmianę siły naciągu. Zastosowanie takiego schematu podwieszenia zakłada krzyżowanie się każdego wieszaka z innym minimum dwa razy. Dużą zaletą tego rozwiązania jest

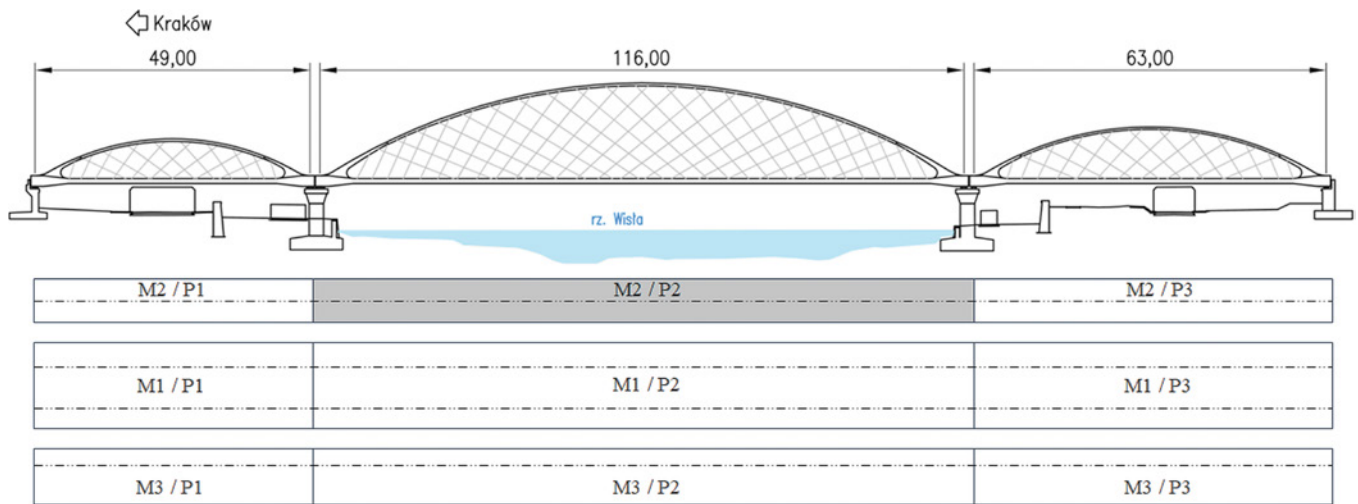
możliwość stosowania smuklejszych przekrojów z uwagi na mniejsze wartości momentów zginających występujących w łuku i w pomoście [5].

Konstrukcję każdego z obiektów stanowią trzy swobodnie podparte przęsła łukowe o rozpiętościach 49,5 + 116,0 + 63,5 m (ryc. 2).

Dźwigary łukowe powstały z profili stalowych HD, natomiast w miejscach wezłowi zaprojektowano profile HL, które zostały obetonowane. Stężenia poprzeczne łuków wykonano jako rurowe. Płyta pomostowa, spełniająca funkcję ściągą z betonu sprężo-



Ryc. 1. Obiekty M1, M2 i M3 w ramach przebudowy LK91 w Krakowie



Ryc. 2. Schemat konstrukcji z zaznaczonym przęsłem nr 2 obiektu M2

nego, zawieszona jest na łukach za pomocą ukośnych stalowych wieszaków systemu Macalloy 460. Dźwigary łukowe są wykonane ze stali HISTAR 460, stężenia rurowe ze stali S355J2, a wieszaki ze stali S460.

Konstrukcję pomostu stanowi sprężona płyta w formie koryta balastowego na utrzymanie nawierzchni kolejowej o grubości min. 0,45 m w środku przekroju poprzecznego w przęśle i ok. 1,13 m nad podporami. Płyta na całej długości mostu (poza miejscem węzłowi) ma stałą szerokość równą 7,10 m. W miejscach węzłowi (w zakresie 6,80 m od końca obiektów) zwiększa swoją szerokość do 8,50 m. Kablobetonowa płyta pomostu jest połączona na sztywno z dźwigarami łukowymi w węzłach. Płytę wykonano z betonu klasy C50/60. Przęsła oparto na przyczółkach za pomocą łożysk garnkowych (ryc. 3). Wszystkie podpory zaprojektowano jako

masywne, żelbetowe, monolityczne, posadowione na palach prefabrykowanych.

Opisany w niniejszym artykule schemat badań odnosi się do przęsła nurtowego nr 2 obiektu M2.

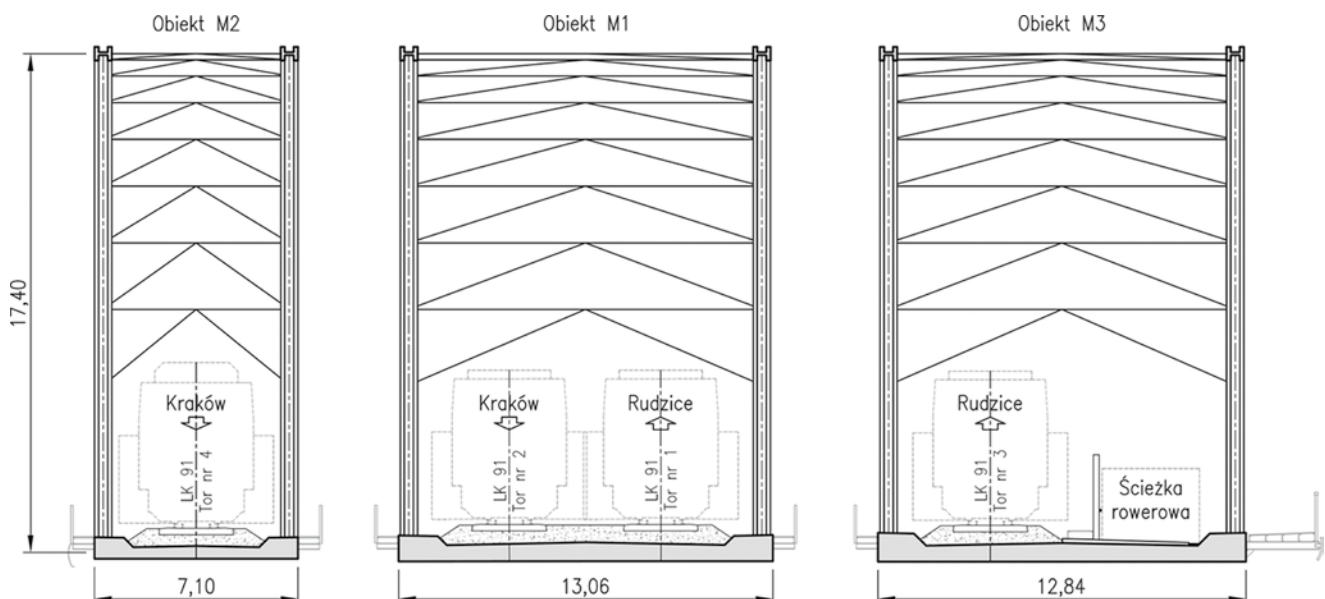
Identyfikacja odkształcalności betonu

W trakcie budowy dla wybranego przęsła nurtowego obiektu M2 przeprowadzono badania identyfikujące rzeczywistą odkształcalność betonu z uwzględnieniem ciepła wiązania. Z uwagi na ilość zabudowywanej mieszanki i czas wbudowywania projekt technologiczny zakładał podział na segmenty z wprowadzonym różnym opóźnieniem początku wiązania.

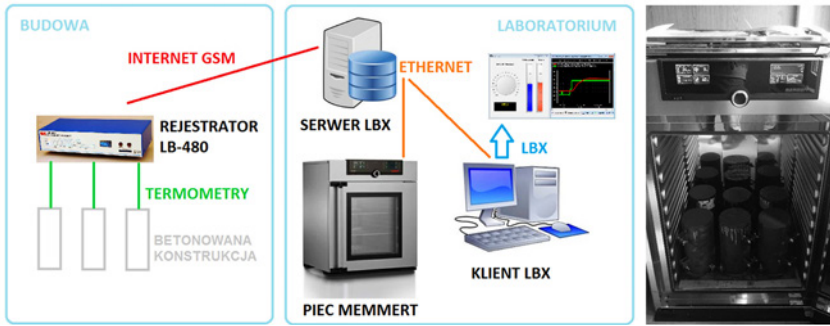
W badaniach cech betonu zastosowano system monitoringu na potrzeby rejestracji temperatury dojrzewania betonu wewnątrz pomostu (ryc. 4). Dzięki rejestracji

temperatury w konstrukcji system sterował piecem, uzyskując zbliżone warunki do pielęgnacji próbek w laboratorium. Uzyskane warunki odwzorowane dojrzewania betonu pozwoliły określić jego cechy mechaniczne. System monitoringu składał się z czujników temperatury umieszczonych w konstrukcji, rejestratora LB-480, serwera LBX oraz pieca Memmerta [6]. Innowacyjny system monitoringu firmy TPA jest mobilny i umożliwia kontrolę betonowania na budowie. Uzupełnieniem systemu była wdrożona przez autorów [7] własna procedura postępowania na potrzeby określania cech mechanicznych betonu.

Do budowy pomostu zaprojektowana została mieszanka betonowa z wykorzystaniem cementu portlandzkiego CEM I. Dodatkowo z uwagi na zastrzone wymagania zamawiającego w stosunku do nasiąkliwości ($\leq 4,0\%$) zastosowano dodatek w postaci



Ryc. 2. Schemat konstrukcji z zaznaczonym przęsłem nr 2 obiektu M2



Ryc. 4. System monitorowania temperatury w elemencie i pielęgnowania próbek w warunkach odwzorowanych

pyłu krzemionkowego w ilości 25 kg/m³. Płyta pomostowa pręśła nr 2 obiektu M1 została wykonana z mieszanki betonowej według receptury N/5/D3/3-2G/STRK. Betonowanie odbyło się 9 września 2021 r. (ryc. 5). Właściwości wbudowanej mieszanki zostały przedstawione w tabelicy 1.

Podczas procesu wiązania i twardnienia betonu maksymalną temperaturę wynoszącą 63,8 °C zarejestrowano 34 godziny po wbudowaniu mieszanki. Pomiar temperatury został zakończony po 10 dniach,

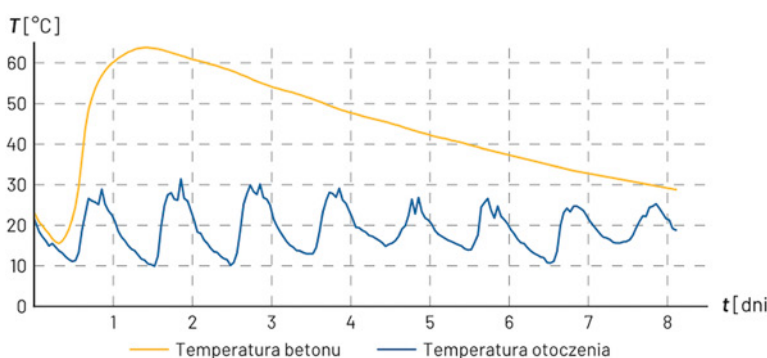
kiedy temperatura w konstrukcji spadała do 20 °C. Temperatura otoczenia w czasie pomiarów wynosiła od 9,9 °C do 31,4 °C. Wykres temperatury w czasie pomiaru przedstawiono na rycinie 6. Wykonano 24 próbki walcowe do badań modułu sprężystości betonu metodą bezpośrednią po czterech, siedmiu i 238 dniach oraz metodą A po 238 dniach. Ten nietypowy termin wynikał z harmonogramu naciągu wieszaków. Ostatnie badania odbyły się tydzień przed zaplanowanym



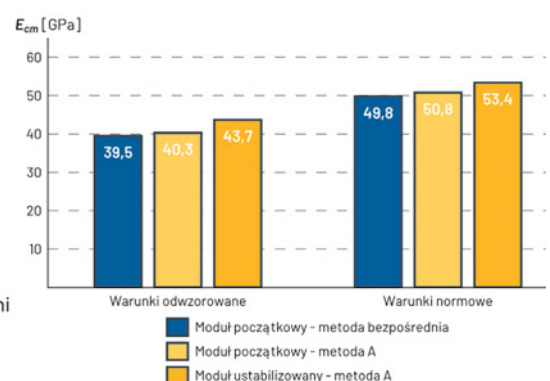
Ryc. 5. Mosty w trakcie budowy

Tab. 1. Skład mieszanki betonowej

Mieszanka	Cement	Piasek	Kruszywo grube	Woda	Zawartość powietrza
M1	CEM I 42,5R 390 kg/m ³	621 kg/m ³	grys dolomitowy 1158 kg/m ³	w/c = 0,38 148 kg/m ³	5,0%



Ryc. 6. Temperatura betonu w początkowym okresie dojrzewania oraz wyznaczony moduł sprężystości betonu



procesem naciągu wieszaków. W fazie I, podczas sprężania pomostu, w modelu MES uwzględniono wartość modułu określoną metodą bezpośrednią na próbkach pielęgnowanych w warunkach odwzorowanych (39,5 GPa). Do analiz w fazie II po eliminacji odkształceń trwałych w betonie przyjęto moduł (50,8 GPa) określony metodą A na próbkach pielęgnowanych w warunkach normowych.

Identyfikacja cech statycznych mostu

W ramach identyfikacji cech obiektu mostowego przeprowadzono program badań statycznych i dynamicznych wszystkich dziewięciu pręśli (ryc. 7). Badania statyczne obiektu M2 zostały wykonane na początku grudnia 2019 r., a badania dynamiczne po przygotowaniu torowiska na dojazdach prawie pół roku później. Pełny program badań dla obiektu M1 został wykonany w maju 2022 r. Na koniec zrealizowano badania obiektu M3, które odbyły się rok później, już w połowie 2023 r. W artykule ograniczono się do opisu badań pręśli nurtowego obiektu M2.

W zakresie analizy cech statycznych badanego obiektu mostowego zawiera się pomiar osiadań fundamentów, określenie ugięć ustroju nośnego z podziałem na ugięcia sprężyste i trwałe oraz pomiar odkształceń wybranych elementów konstrukcji. Wszystkie wartości mierzono pod obciążeniem próbnym złożonym z zestawu trzech lokomotyw: 2 x ST44 + SM31 o łącznej masie 350 t. Zrealizowano trzy schematy obciążenia próbnego, oznaczone kolejno jako S1, S2 i S3 (ryc. 8a).

Do pomiaru przemieszczeń pionowych pomostu oraz osiadań zastosowano niwelację precyzyjną. Przemieszczenia mierzono w sześciu punktach zlokalizowanych na pomoście – po dwa na każdy z trzech miarodajnych przekrojów poprzecznych (ryc. 8b). Osiedania podpór mierzono w czterech punktach – po dwa punkty na



Ryc. 7. Przebieg badań statycznych i dynamicznych

każdą podporę. Dodatkowo obserwowano pracę łożysk. Niezależnie realizowany był pomiar drgań wieszaków przed wprowadzeniem lokomotyw oraz podczas obciążenia przęsła.

Pierwszą serię odczytów odkształceń konstrukcji według podanego schematu wykonano natychmiast po zainicjowaniu wymuszenia. Kolejne serie przeprowadzono w regularnych odstępach czasowych co 10 minut, do czasu ustabilizowania się przemieszczeń. Po cofnięciu wymuszenia wykonano serię odczytów co 10 minut, również do czasu ustabilizowania się przemieszczeń.

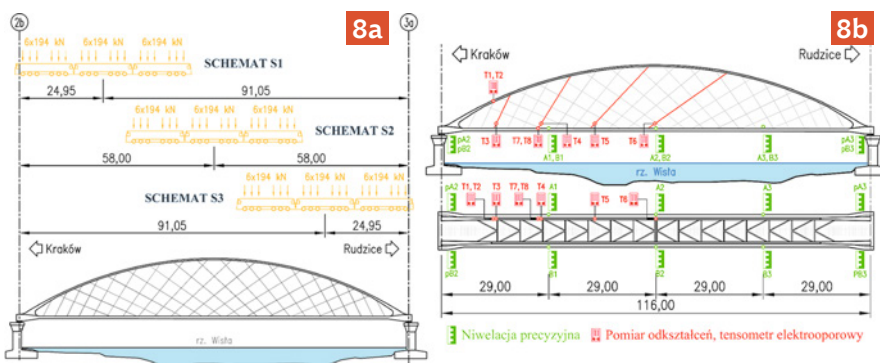
Przez stabilizację przemieszczeń rozumieć należy sytuację, w której różnica kolejnych dwóch odczytów nie przekroczy 1% wcześniejszego wyniku, przy czym liczba odczytów tak samo w stanie obciążenia, jak i odciążenia nie może być mniejsza niż 3.

W rezultacie na podstawie pomierzonych przemieszczeń pionowych pięciu punktów na długości obu pasm pomostu (dwóch punktów podporowych oraz trzech w przęsle) można określić strzałkę ugięcia ustroju nośnego z uwzględnieniem wpływu osiadań podpór. Wartości ugięć całkowitych trwałych i sprężystych w badanych

punktach przy obciążeniu schematem S2 zestawiono w tablicy 2 i zobrazowano na rycinie 9. Ugięcia sprężyste porównuje się z wartościami ugięć obliczeniowych wyznaczonych na podstawie analizy numerycznej MES, będącej częścią projektu próbnego obciążenia.

W ramach badań statycznych wykonano dodatkowe pomiary odkształceń wybranych elementów konstrukcji w miejscach potencjalnych karbów konstrukcyjnych (ryc. 10). Przewidziano pomiar w dwóch punktach dźwigara łukowego (T1 i T2), czterech punktach na wieszakach z uwagi na maksymalne widma zmian naprężeń (od T3 do T6) oraz dwóch punktach na dolnej blasze kotwiącej jednego z wieszaków (T7 i T8 – pomiar odkształceń odpowiednio wzdłuż i w poprzek osi wieszaka). Pomiary wykonano z użyciem tensometrii elektrooporowej o bazie pomiarowej wynoszącej 67 mm z podłączeniem do rejestratora wielokanałowego. Zmiany odkształceń rejestrowano z częstotliwością próbkowania wynoszącą 16 Hz. Przed analizą sygnały zostały odfiltrowane filtrem dolnoprzepustowym o częstotliwości odcięcia wynoszącej 0,50 Hz.

Wartość odkształceń w czasie w punktach pomiarowych od T3 do T8 przedstawiono na rycinie 9a. Do określenia odkształceń łuku w punktach T1 i T2 wykonano dodatkowe próbne przejazdy zestawu trzech lokomotyw wykorzystanych do badań statycznych. Skład przejechał przez konstrukcję sześciokrotnie z prędkością zbliżoną do 5 km/h (ryc. 11). Jazdę rozpoczęto od strony podpory nr 2 w stronę podpory nr 3. Celem pomiarów była eliminacja zakłóceń związanych z kompensacją punktów pomiarowych łuku. Zarejestrowane sygnały pozwoliły na określenie przyrostów odkształceń w łuku oraz pośrednie wyznaczenie przyrostu naprężeń w badanych elementach konstrukcji (tab. 3). Przyjęto moduł sprężystości stali.

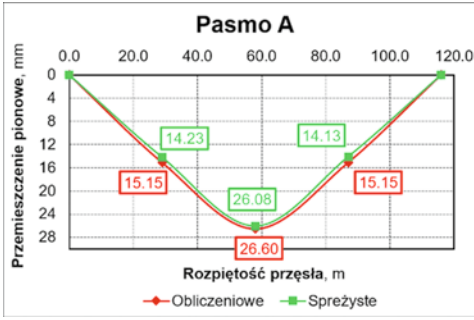


Ryc. 8a i 8b. Schemat statycznych obciążeń próbnych i lokalizacja punktów pomiarowych na moście nurtowym M2

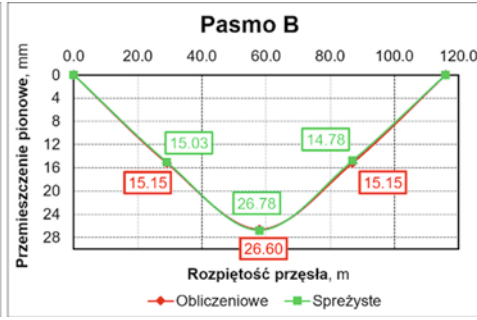
Tab. 2. Maksymalne ugięcia pomostu pod wpływem obciążenia próbnego w schemacie S2

Przekrój	1		2		3	
Punkt pomiarowy	A1	B1	A2	B2	A3	B3
Ugięcie całkowite [mm]	14,23	15,18	26,08	27,03	14,13	14,78
Ugięcie trwałe [mm]	0,00	0,15	0,00	0,25	-0,15	-0,05
Ugięcie sprężyste [mm]	14,23	15,03	26,08	26,78	14,13	14,78
Ugięcie obliczeniowe [mm]	15,15	15,15	26,60	26,60	15,15	15,15
Stosunek ugięć	0%	1%	0%	1%	0%	1%
Stosunek ugięć	94%	99%	98%	101%	93%	98%
Średnia			97%			

9a

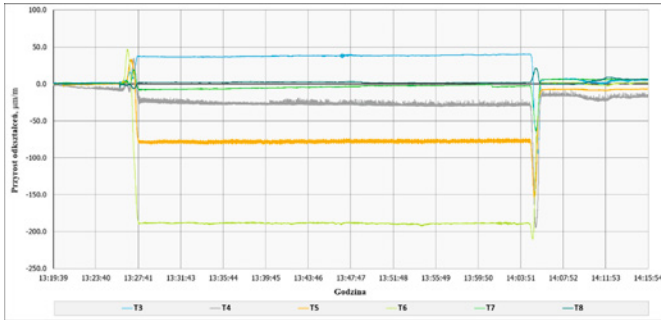


9b

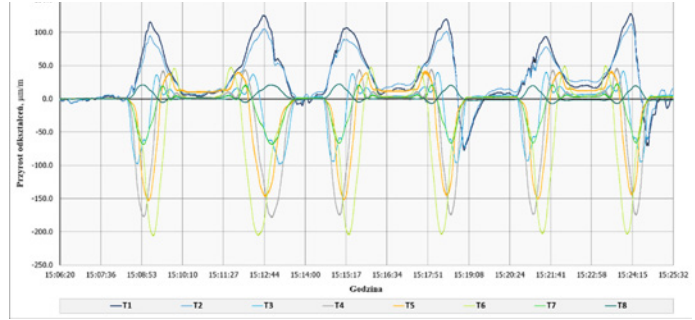


Ryc. 9a i 9b. Wykresy obrazujące przemieszczenia poziome w pasmach A i B schematu S2

OMA pozwala na wykorzystanie drgań konstrukcji zarejestrowanych w warunkach eksploatacyjnych do określenia podstawowych parametrów modalnych konstrukcji. OMA może bazować na różnych algorytmach identyfikacji systemu, a w ogólności można tę grupę metod identyfikacyjnych traktować jak rozwiązanie zagadnienia odwrotnego z zarejestrowanej odpowiedzi dynamicznej. Z zarejestrowanych przyspieszeń możliwe jest określenie parametrów



Ryc. 10. Wartości odkształceń w punktach od T3 do T8 pod wpływem obciążenia statycznego w schemacie S2



Ryc. 11. Wartości odkształceń w punktach od T1 do T8 w przestrzeni czasowej obejmującej sześć przejazdów quasi-statycznych

Tab. 3. Zestawienie odkształceń i naprężeń w poszczególnych punktach pomiarowych, schemat S2

Punkt pomiarowy	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7	T8
Przyrost odkształceń [µm/m]	-95,1	-77,8	-36,6	25,1	78,6	188,4	7,5	-2,1
Przyrost naprężeń [MPa]	-19,5	-15,9	-7,5	5,1	16,1	38,6	1,5	-0,4

Identyfikacja cech dynamicznych mostu

Głównym celem badań dynamicznych, niezależnie od rodzaju mostu, jest identyfikacja cech dynamicznych konstrukcji oraz obserwacja i ocena jej zachowania w trakcie przejazdów pojazdu próbnego. Na podstawowe cechy dynamiczne składają się częstotliwości drgań swobodnych, odpowiadające im postaci drgań oraz przyporządkowane im właściwości tłumiące w postaci np. ułamka tłumienia krytycznego lub logarytmicznego dekrementu tłumienia. Badania dynamiczne omawianego przęsła oparto na pomiarze przyspieszeń konstrukcji za pomocą akcelerometrów. Ze względów praktycznych zrezygnowano z pomiaru przemieszczeń pionowych przęsła. Umieszczenie konstrukcji całkowicie nad korytem rzeki uniemożliwiło montaż czujników przemieszczeń nawet w pobliżu podpór. Rozmieszczenie punktów pomiarowych pokazano na rycinie 12. Rezygna-

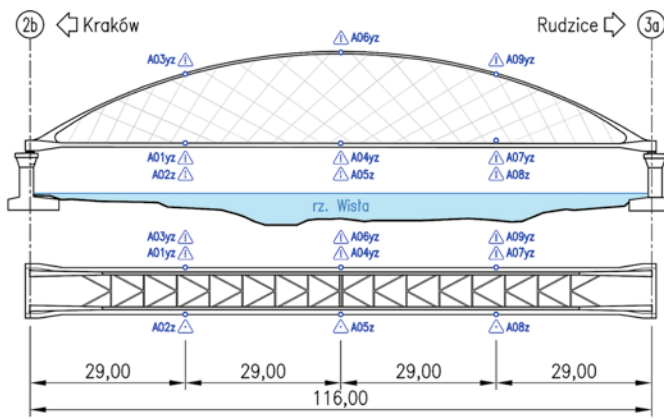
cja z pomiaru przemieszczeń pociąga za sobą rezygnację z określenia współczynnika przewyższenia dynamicznego (WPD). Nie stanowi to dużego problemu, bo jak powszechnie wiadomo, parametr ten błędnie utożsamiany jest z normowym współczynnikiem dynamicznym [8] i niewiele wnosi do oceny właściwości konstrukcji. Powinien być stosowany przez projektantów w trakcie przeprowadzania analizy dynamicznej mostów podatnych na wzbudzenie rezonansowe. WPD będzie różny dla różnych pojazdów i składów kolejowych. Trudno zatem oczekiwać, że wartość wyznaczona w trakcie przejazdu pojedynczej lokomotywy będzie reprezentatywna dla dowolnego innego obciążenia, jak np. skład zespółony ED250 Pendolino.

W pomiarach zastosowano 14 akcelerometrów na pomoście i łukach oraz jeden na wybranym wieszaku. Do identyfikacji cech dynamicznych zastosowano operacyjną analizę modalną (OMA) [9, 10].

modalnych, a nawet zredukowanej macierzy mas i sztywności konstrukcji. Metoda ta jest odwrotna w stosunku do analiz bazujących na MES.

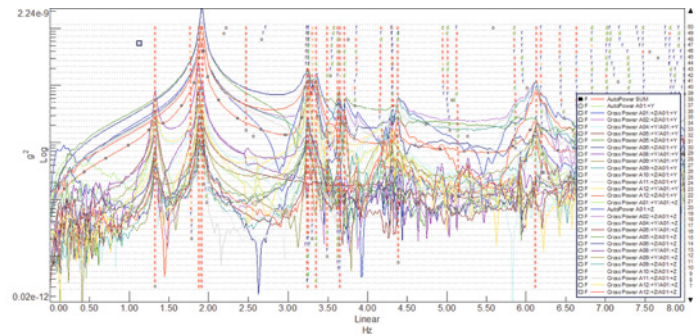
Estymację parametrów modalnych przeprowadzono z zastosowaniem algorytmu identyfikacyjnego SSI-COR, zaimplementowanego w oprogramowaniu Siemens LMS Test.Lab. Estymację tłumienia uzupełniono o wyznaczenie wartości uśrednionego logarytmicznego dekrementu tłumienia, odpowiadającego częstotliwości drgań własnych zidentyfikowanych z zastosowaniem algorytmu SSI-COR (ryc. 13). W tym przypadku źródłem sygnału były zanikające drgania swobodne wywołane przejazdem taboru próbnego.

Zastosowanie OMA pozwoliło na jednoznaczne stwierdzenie, że podstawowa poprzeczna częstotliwość drgań swobodnych jednotorowego przęsła o rozpiętości 116,0 m ma wartość 1,32 Hz. Wartość ta jest większa od minimalnej = 1,20 Hz podanej w Eurokodzie 1990. Analiza modalna przeprowadzona w środowisku MES wskazywała niższą częstotliwość podstawowej postaci drgań poprzecznych. Przeprowadzone pomiary potwierdziły, że rzeczywista konstrukcja ma poprzecznie wyższą sztywność niż model MES z założonym odwzorowaniem. Aktualizacja modelu MES wymagała wprowadzenia oporów tarcia na łożyskach przy niewielkich przemieszczeniach oraz wpływie konstrukcji torowiska na sztywność poprzeczną.



△ Pomiar przyspieszeń

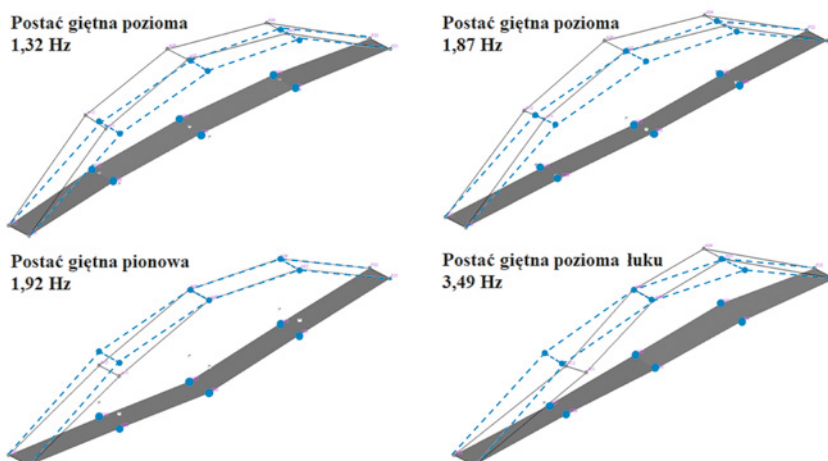
Ryc. 12. Rozmieszczenie punktów pomiarowych na potrzeby identyfikacji cech dynamicznych mostu



Ryc. 13. Diagram stabilizacyjny algorytmu SSI-COR

Podstawowe postacie drgań pokazano na rycinie 14. Należy zaznaczyć, że kształty te zostały określone za pomocą OMA bazującej na dużej liczbie akcelerometrów oznaczonych niewielkimi prostokątami. Oprócz podstawowej – poprzecznej – formy drgań zidentyfikowano również jednoznacznie siedem innych postaci drgań swobodnych. Na uwagę zasługuje szczególnie pierwsza, pionowa, postać drgań własnych, ważna w przypadku mostów kolejowych. Przeprowadzona identyfikacja z zastosowaniem OMA pozwoliła na określenie tej częstotliwości jako równej 1,92 Hz.

Przyspieszenia pionowe konstrukcji wywołane przejazdem pojedynczej lokomotywy były niskie i osiągnęły w pomocy maksymalną wartość wynoszącą 0,77 m/s² przy dopuszczalnej wynoszącej 3,50 m/s². Ciekawy jest fakt, że taką wartość zarejestrowano przy przejeździe z prędkością 10 km/h. Przejazdy z prędkością maksymalną możliwą do uzyskania w dniu pomiarów wynoszącą 70 km/h wywołały drgania o maksymalnej amplitudzie przyspieszeń wynoszącej 0,57 m/s². Trudno oczekiwać wzbudzenia rezonansowego o wysokich amplitudach przyspieszeń z przejazdu pojedynczej lokomotywy.



Ryc. 14. Wizualizacja podstawowych postaci drgań swobodnych określonych na podstawie zarejestrowanych drgań konstrukcji – analiza odwrotna OMA

Podsumowanie

W artykule przedstawiono proces identyfikacji cech mostu kolejowego M2 nad Wisłą na LK91 w Krakowie, który został oddany do użytku w 2023 r. Przeprowadzone próbné obciążenie obiektu kolejowego pozwoliło określić odpowiedź przęseł w zakresie oddziaływań statycznych i dynamicznych. Zidentyfikowana sztywność giętna i skrętna oraz cechy dynamiczne są podstawą do przeprowadzenia procesu aktualizacji modelu MES. Zweryfikowany model obliczeniowy jest elementem cyfrowego bliźniaka i może być stosowany w zarządzaniu obiektem w cyklu życia. Dalsze gromadzone informacje o obiekcie mogą być odnoszone do zweryfikowanego modelu MES, który powinien służyć do podejmowania decyzji o bezpiecznym użytkowaniu. Szczególnie ważne jest to w trwających pracach modernizacyjnych infrastruktury kolejowej w Polsce. Należy ustalić standard i sposób przekazywania zarządcy modeli MES, a nie tylko dokumentacji powykonawczej. Takie podejście pozwoli ograniczyć koszty i zminimalizować ryzyko w cyklu życia obiektów kolejowych.

Literatura

[1] PKP Polskie Linie Kolejowe S.A. – zamierzenia inwestycyjne na lata 2021–2030 z perspek-

tywą do 2040 roku. PKP PLK S.A. Warszawa 2021.

- [2] Strategia rozwoju obszaru otoczenia Centralnego Portu Komunikacyjnego do 2040 roku. Projekt. CPK SA. Warszawa 2022.
- [3] Szczegółowe warunki techniczne dla budowy infrastruktury kolejowej Centralnego Portu Komunikacyjnego. Wytyczne projektowania. Instytut Kolejnictwa. Warszawa 2021.
- [4] Jasiński M., Łaziński P., Piotrowski D.: *The concept of creating digital twins of bridges using load tests*. „Sensors” 2023, Vol. 23, No. 17, pp. 1–18. Nr artykułu: 7349. DOI:10.3390/s23177349.
- [5] Teich S.: *Beitrag zur Optimierung von Netzwerkbogenbrücken*. Rozprawa doktorska. Wydział Inżynierii Lądowej Uniwersytetu Technicznego w Dreźnie.
- [6] Krząkała J., Łaziński P., Gerges M. et al.: *Influence of actual curing conditions on mechanical properties of concrete in bridge superstructures*. „Materials” 2022, Vol. 16, No. 1, pp. 1–16. Nr artykułu: 54. DOI:10.3390/ma16010054.
- [7] Łaziński P., Krząkała J., Grządziela G.: *Metoda identyfikacji odkształcalności betonu w procesie budowy mostów*. „Inżynieria i Budownictwo” 2023, nr 7/8, s. 368–376. DOI:10.5604/01.3001.0053.7986.
- [8] Weseli J.: *O właściwie rozumienie roli i wyników badań dynamicznych w czasie obciążeń próbných*. „Inżynieria i Budownictwo” 2014, nr 7, s. 372–376.
- [9] Dudek M., Wilde K.: *Identyfikacja parametrów dynamicznych mostu zespolonego w warunkach eksploatacyjnych*. „Inżynieria i Budownictwo” 2007, nr 11, s. 605–608.
- [10] Poprawa G., Pradelok S., Salamak M.: *Specific dynamic response of truss railway bridge identified using operational modal analysis as an extension of typical dynamic load testing*. Proceedings of ISMA2018 and USD2018. Leuven 2018.

