



SŁAWOMIR KARAŚ¹⁾
ANDRZEJ KRASNOWSKI²⁾

ADJUSTMENT OF THE EXISTING STRUCTURES LOCATED ON THE TRUNK RAILWAY LINE CMK TO ACCOMMODATE HIGH-SPEED RAIL (HSR) BASED ON THEORETICAL AND EXPERIMENTAL ANALYSES

DOSTOSOWANIE OBIEKTÓW MOSTOWYCH NA CMK DO DUŻYCH PRĘDKOŚCI POCIĄGÓW W ŚWIETLE BADAŃ TEORETYCZNYCH I DOŚWIADCZALNYCH

STRESZCZENIE. W pracy zawarto analizę możliwości dostosowania istniejących obiektów na odcinku linii kolejowej Grodzisk Mazowiecki - Zawiercie do warunków obciążenia pociągami dużej prędkości. Na podstawie analiz numerycznych i badań doświadczalnych, w tym próbnych obciążeń, przeprowadzono oceny stanu technicznego istniejących 68 przepustów i 31 mostów pod kątem możliwości ich wykorzystania przy prędkości pociągów 250-350 km/h. Praca zawiera wnioski o zasadności przebudowy ustrojów swobodnie podpartych na zintegrowane ramowo-gruntowe, które charakteryzuje zwiększona sztywność statyczna i dynamiczna. W artykule zamieszczono krótki przegląd podstawowych prac z zakresu problematyki szybkich kolei.

SŁOWA KLUCZOWE: dynamika, kolej dużych prędkości (KDP), mosty, przepusty.

ABSTRACT. The existing structures located on the railway line Grodzisk Mazowiecki - Zawiercie are analysed from the point of view of the required adjustments to accommodate high-speed rail (HSR) in the paper. The total number of sixty eight (68) culverts and thirty one (31) bridges were evaluated for their suitability, upon the required adjustment, to 250-350 km/h line speed by way of numerical analyses and experimental tests including load tests and condition surveys. The authors give recommendations for altering the static system from simply supported for fully integral construction. Moreover, an overview of publications on high-speed rail is presented.

KEYWORDS: bridges, culverts, dynamics, High Speed Rail (HSR).

DOI: 10.7409/rabdim.013.025

¹⁾ Katedra Dróg i Mostów, Politechnika Lubelska; s.karas@pollub.pl (✉)

²⁾ Biuro Projektów Kolejowych w Lublinie - Movares Polska Sp. z o.o.; andrzej.krasnowski@movares.pl

1. WSTĘP

Pierwszy system połączeń kolejowych o dużych prędkościach (KDP) – Shinkansen – powstał w Japonii w latach 60-tych, a jego otwarcie wiązało się z olimpiadą w roku 1964. Najstarszą linią sieci jest Tokaido Shinkansen (Tokyo-Nagoya-Kyoto-Osaka). Prędkości pociągów osiągają 300 km/h. System jest rozbudowywany i modernizowany. Obecnie sieć połączeń pokrywa wszystkie potrzeby transportowe pomiędzy dużymi miastami Japonii.

W roku 1965 w Niemczech uruchomiono linię DB Monachium-Augsburg, a następnie regularną linię SNCF Paryż-Tuluza, gdzie pociągi osiągały prędkości 200 km/h. W latach 70-tych ubiegłego wieku pomiędzy Rzymem a Florencją rozpoczął kursowanie pociąg Diretissima, w Niemczech uruchomiono szybką kolej na odcinkach Hanower-Würzburg i Stuttgart-Mannheim, we Francji linię TGV Paryż-Lion, a w 1981 r. linię Paryż-Dijon. Francja była liderem w tworzeniu rozbudowanej sieci połączeń KPD do Belgii oraz do Anglii. W rezultacie powstały połączenia z prędkością pociągów do 300 km/h: Paryż-Lille-Calais, Paryż-Londyn, Paryż-Bruksela, Bruksela-Londyn, i podobne w Niemczech na trasach Frankfurt-Kolonia i Hamburg-Berlin.

Zupełnie od podstaw zbudowano system szybkich połączeń kolejowych w Hiszpanii. Jest to najśmielszy projekt transportowy w Europie. Jego budowę rozpoczęto wraz z otwarciem linii Madryt-Sewille w 1992 r. Zgodnie z założeniami hiszpańskich władz do 2020 r. dostępność szybkich kolei ma objąć 90% mieszkańców. Obecnie AVE tworzą system połączeń o długości około 2200 km, który co do łącznej długości ustępuje jedynie szybkim kolejom w Chinach, gdzie pierwszą linię dużych prędkości Quinhuangdao-Shenyang otwarto w 2003 r., a obecnie długość połączeń KDP wynosi w przybliżeniu 6500 km.

Dostosowanie polskich linii kolejowych do dużych prędkości oraz zakup odpowiednich pociągów jest kwestią najbliższych lat, ale już teraz podjęto działania, które można określić jako rozpoznawcze co do stanu obiektów inżynierskich na liniach przewidzianych dla szybkich kolei. Do tworzenia sieci połączeń kolejowych wykorzystuje się doświadczenia z Japonii i Europy. W szczególności są to przepisy normowe w formie standardów technicznych³⁾ z zakresu zastosowanego taboru kolejowego, zasilania trakcji, sterowania, monitoringu i łączności,

³⁾ Standardy techniczne – szczegółowe warunki techniczne dla modernizacji linii CMK do prędkości 200-250 km/h, CNTK 6924/23, Warszawa 2002

1. INTRODUCTION

The history of high-speed rail dates back to 1960s when the first service named Shinkansen was launched in relation to the 1964 Tokyo Olympics. The oldest part of system is the Tokaido Shinkansen line with the major stops in Tokio, Nagoya, Kyoto and Osaka. Presently the trains operate the line with a max. speed of 300 km/h. The system is being expanded and upgraded on continuous basis. In its current shape the system satisfies all the transport needs between the largest cities of Japan.

In 1965 Deutsche Bahn launched the Munich-Augsburg line, followed by a regular service SNCF Paris-Toulouse, where the trains could operate with max. speed of 200 km/h. The 1970s saw launching of the Diretissima service between Rome and Florence in Italy, Hanower-Würzburg and Stuttgart-Mannheim sections in Germany and TGV service between Paris and Lion, followed by the Paris-Dijon line opened in 1981. France took lead in development of a well-developed HSR network providing connection to Belgium and England. In this scope the following sections were upgraded to the 300 km/h line speed: Paris-Lille-Calais, Paris-London, Paris-Brussels, Brussels-London. Similar services began operating in Germany on the Frankfurt-Kolonia and Hamburg-Berlin routes.

In Spain the high-speed rail system was built almost from the scratch. This deserves to be called the most challenging transport project in Europe. The scheme started with construction of high-speed rail connection between Madrid and Seville, which was opened in 1992. According to the governmental plans to the year 2020 high speed rail will serve up to 90% of the population of Spain. At the time of writing this, the total length of AVE system is ca 2200 km and, in terms of length, it is outdone only by the HRS system operating in China with the total length of ca. 6500 km whose development started with Quinhuangdao-Shenyang line opened in 2003.

Soon also Poland will see upgrading of the rail infrastructure and rolling stock and to this end some actions have already been undertaken, which can be called a preliminary investigation of the current condition of the bridges and culverts located on the lines to be upgraded to the HSR standards. In its undertaking Poland is able to make use of the experiences from similar projects in Japan and European countries. This concerns in particular the codes of practice³⁾ defining the requirements for the rolling stock,

³⁾ Code of Practice – Detailed Specification of Requirements for Upgrading of Existing Rail Lines to 200-250 km/h Standards, CNTK 6924/23, Warsaw, Poland, 2002

inżynierii środowiskowej, konstrukcji podtorza i nawierzchni kolejowej, które powstały wraz z Dyrektywą Rady UE 96/48⁴⁾.

Tworzenie magistral KDP w Polsce rozpoczęto od przeglądów eksperckich obiektów mostowych. Jednym z elementów takich działań był program badań i ocen mostów przeprowadzony przez Movares Polska na odcinku Grodzisk Mazowiecki - Idzikowice w ciągu linii nr 4 CMK - E65.

Celem poniższych rozważań jest próba wyciągnięcia ogólnych wniosków z przeprowadzonych prac w zakresie rozpoznania technicznego stanu obiektów istniejących, metod zastosowanych do diagnostyki, charakterystyk dynamicznych obiektów. W pracy dokonano krótkiego przeglądu literatury naukowej z zakresu obciążeń ruchomych na mostach oraz przeglądu prac z zakresu badań dynamicznych mostów.

2. ELEMENTY DYNAMIKI KONSTRUKCJI MOSTOWYCH

Analiza dynamiczna a dokładniej aerodynamiczna jest jednym z podstawowych elementów w projektowaniu i ocenie konstrukcji mostowych w przypadku mostów o dużych rozpiętościach o przesłach podwieszonych i wiszących. W diagnostyce i projektowaniu mostów o małych rozpiętościach (do 30 m) i średnich (do 100 m) pełna analiza dynamiczna, uwzględniająca w równaniach ruchu człon oddziaływań bezwładnościowych d'Alemberta, ma miejsce w przypadku obciążeń kolejowych przy dużych prędkościach, tj. prędkościach przekraczających 150 km/h.

W mechanice zagadnienia dynamiki belki lub płyty poddanych obciążeniom ruchomym mają w Polsce długą historię. Przez wiele lat prace z tego zakresu były traktowane jako teoretyczne tj. w tym sensie, że nie znajdowały praktycznych zastosowań podczas projektowania i badania konstrukcji mostowych. Ostatnio ta sytuacja uległa zasadniczej zmianie. Zakres zainteresowań problemami dynamiki mostów można poznać poprzez np. prace Szcześniaka [1-2], Kłasztornego [3], Bajera i Dyniewicz [4], w których zamieszczono obszerną bibliografię problemu.

Zagadnienia dynamiki obejmują jednocześnie trzy podstawowe aspekty: opis oddziaływań dynamicznych, dynamiczne cechy materiałów, zwłaszcza ustroju nośnego mostu

traction power supply system, interlocking, monitoring and communication systems, environmental engineering, design of track substructure and superstructure which accompanied the Council Directive No. 96/48/EC⁴⁾.

The HSR scheme in Poland started with the structure condition survey program. Under this program, Movares Polska was employed to carry out investigations and evaluations of bridges located on the line between Grodzisk Mazowiecki and Idzikowice on the CMK trunk railway line No. 4 (E65).

The objective of this paper is to draw some general conclusions from the work carried out covering condition assessment, diagnostic techniques and bridge dynamics. It includes an overview of publications devoted to live loading of bridges and an overview of scientific literature on bridge dynamics.

2. STRUCTURAL DYNAMICS OF BRIDGES

The bridge dynamic analysis and, to be exact, aerodynamics is a particular consideration in design and evaluation of long-span cable-stayed and suspension bridges. In the evaluation and design of smaller (up to 30 m) and medium span bridges (up to 100 m) full dynamic analysis of the bridge considering in the equations the d'Alembert force is applicable only to high speed railway systems (i.e. for line speed exceeding 150 km/h).

The research on the dynamics of beams and plates subjected to moving loads has a long history in Poland. However, for many years the works in this field were perceived as purely theoretical and their results were not applied in the design and testing of bridges. Fortunately enough, this has changed in the recent times. An idea on the areas of research interest can be obtained for example by looking into the works of Szcześniak [1-2], Kłasztorny [3], Bajer and Dyniewicz [4] which provide an extensive overview of the relevant publications.

The following three problems can be identified within the scope of the bridge dynamics analysis: description of dynamic interactions, dynamic behaviour of the material, especially of bridge structure and the interaction between the actions and the structure. The first two problems, when considered separately can be regarded as solved. The third

⁴⁾ Council Directive 96/48/EC of 23 July 1996 on the interoperability of the trans-European high-speed rail system, Official Journal of the European Communities, L 235/13

oraz interakcję pomiędzy oddziaływaniami a konstrukcją. Dwa pierwsze zagadnienia osobno można uznać za rozwiązane na polu naukowym. Trzecie zagadnienie – w zakresie ciągłego kontaktu pomiędzy kołem a nawierzchnią – także zostało rozwiązane, nieciągłość kontaktu – czeka na rozwiązanie [5].

W monografii Klasztornego [3], znajdujemy bardzo ważny rozdział „Badania doświadczalne podstawą rozwoju dynamiki mostów kolejowych”. Autor wskazuje na konieczność weryfikacji rozważań analitycznych na drodze eksperymentalnej, bez której metody matematyczne pozostaną tylko akademicką aplikacją często daleką od inżynierii. Powyższa uwaga dotyczy także wyników analiz numerycznych, dla których niezbędne jest cechowanie każdego modelu numerycznego do rzeczywistej konstrukcji. Może to nastąpić poprzez uwzględnianie np. dynamicznych obciążeń próbnych. Jak do tej pory, obciążenia próbne obejmują na ogół przejazdy pociągów z prędkościami maksymalnymi około 160 km/h. Odpowiedź konstrukcji mostowej przy prędkościach wyższych jest wyznaczana na drodze ekstrapolacji numerycznej.

W obliczeniach konstrukcji mostowych, pomimo łatwego dostępu do odpowiedniego oprogramowania, uwzględnienie efektów dynamicznych następuje najczęściej poprzez korektę obliczeń statycznych, np. poprzez wprowadzenie współczynników dynamicznych, zweryfikowanych laboratoryjnie i na drodze praktyki inżynierskiej. Ten sposób postępowania jest skuteczny oraz efektywny i w konsekwencji stosowany w [6].

Współczynniki dynamiczne są na ogół definiowane w formie modułu z proporcji efektów dynamicznych do statycznych:

$$\varphi = \left| E_{dyn} / E_{stat} \right|. \quad (1)$$

We wzorze (1) symbolem E oznaczono efekt oddziaływań, zazwyczaj stosuje się proporcję ugięć y , naprężeń σ lub odkształceń ε . Występuje jednak wyraźna różnica pomiędzy takimi miarami. Typową sytuacją jest, że:

$$\varphi_y = \left| y_{dyn} / y_{stat} \right| < \varphi_\varepsilon = \left| \varepsilon_{dyn} / \varepsilon_{stat} \right|. \quad (2)$$

Ze względu na łatwość pomiaru przemieszczeń oraz ich integralny charakter, w porównaniu do lokalnego stanu odkształceń proporcja przemieszczeń, mimo, że jest miarą słabszą, jest stosowana powszechnie.

W procesach dynamicznych zdarza się, że w efekcie falowej zmienności deformacji następuje zmiana charakteru wielkości mechanicznej tj. np. zmiana statycznego rozciągania na dynamiczne ściskanie:

problem has been solved only for wheel-rail contact without spatial discontinuities and the problem of spatial discontinuities is yet to be solved [5].

The monograph of Klasztorny [3] includes a chapter entitled “Experimental Approach as the Basis for Progress in the Research on Rail Bridge Dynamics” which is very important from the methodology point of view. The author points out that theoretical analyses must be validated by experiments as otherwise they will be treated as purely academic work – a far cry from practical engineering. This concerns also the results of numerical analyses: numerical models must always be calibrated for the existing structure. This can be done, for example, by incorporating the results of the dynamic load tests. So far, the speed of trains in the dynamic load tests did not exceed ca. 160 km/h. As a consequence, the structure response at higher speeds had to be determined by numerical extrapolation.

The most common approximation of dynamic effects in the bridge design is modification of the static calculations by application of dynamic factors, validated by laboratory testing and engineering practice. This procedure is followed even though efficient software tools are readily available. This approach has proven to be effective and efficient and hence it was applied in [6].

The dynamic factors are generally defined as a module being a ratio of dynamic and static effects:

$$\varphi = \left| E_{dyn} / E_{stat} \right|. \quad (1)$$

In equation (1) letter E designates the effect of actions on structures, and the terms of the ratio are most often deflections y , stresses σ or deformations ε . However, the results differ significantly depending on which of them is used. The following equation is representative of a typical situation:

$$\varphi_y = \left| y_{dyn} / y_{stat} \right| < \varphi_\varepsilon = \left| \varepsilon_{dyn} / \varepsilon_{stat} \right|. \quad (2)$$

The displacement ratio, although less representative is still the most popular measure owing to ease of measurement and integral character of the displacements as compared to space-dependent deformations.

It happens in dynamic processes that waveform changes of deformations may change the nature of the mechanical quantity and thus, for example, static tension may change to dynamic compression:

$$\varphi = E_{dyn} / E_{stat} = - \left| E_{dyn} / E_{stat} \right|. \quad (3)$$

$$\varphi = E_{dyn} / E_{stat} = -|E_{dyn} / E_{stat}|. \quad (3)$$

Wówczas stosowanie współczynnika dynamicznego może w sposób przypadkowy uwzględnić przeciążenie. Nie dotyka to jednak istoty dynamicznego ściskania, które jest związane z utratą stateczności. Przykładem elementów, w których może takie zjawisko wystąpić są krzyżulce kratownic. Alternatywą do stosowania normowego współczynnika dynamicznego jest prowadzenie pełnej analizy dynamicznej, która poza specjalnymi przypadkami powinna prowadzić do rezultatów zbliżonych do ujęcia statycznego ze współczynnikiem dynamicznym. Jest jednak bardziej złożona i pracochłonna, z drugiej strony otrzymane wyniki są bliższe rzeczywistości. Odpowiednie „filtrowanie” wielkości dynamicznych może prowadzić do wartości quasistatycznych [7].

3. DIAGNOSTYKA DYNAMICZNA MOSTÓW

Rozpoznanie lub sprawdzenie nowo wybudowanego obiektu inżynierskiego przebiega w dwóch etapach. W etapie pierwszym prowadzone są badania modelowe, w tym analiza dynamiczna – wyznaczenie wartości własnych i postaci własnych drgań. Istotne są kolejność i rodzaj modów, wartości przyspieszeń, rzadziej prędkości rozchodzenia się fal. W zakresie analiz numerycznych jest rozpoznawana odpowiedź modelu konstrukcji na bliskie rzeczywistym modele obciążeń [8]. W etapie drugim podstawowym elementem rozpoznania konstrukcji są pomiary amplitud przemieszczeń, odkształceń, prędkości lub przyspieszeń podczas obciążeń próbnych. Obciążenie próbne rzeczywistego testu odpowiada założeniom modelu numerycznego i jest zdefiniowane normowo. Zgodność wyników pomiarów z wynikami obliczeń przesądza o poprawności modelowania numerycznego.

Interpretacja komplikuje się w przypadku konstrukcji złożonych. Na Rys. 1 zamieszczono trzy postacie drgań modelu związane z różnymi częstotliwościami drgań własnych kratownicy typu Warrena. W każdym z przypadków obserwuje się różne deformacje rygła ramy portalowej. Częstotliwość 2. dotyczy deformacji osiowych prętów skratowania oraz wspomnianego rygła (Rys. 1a). Częstotliwość 3. dotyczy deformacji giętej całej kratownicy (Rys. 1b). Obraz deformacji kratownicy związany z 5. częstością drgań własnych obejmuje tylko skrętną postać rygła ramy portalowej (Rys. 1c).

Should this take place, the dynamic factor could accidentally include overloading. However, the essence of dynamic compression, which is related to loss of stability is left aside. The truss cross braces are a good examples of structural components where this phenomenon can occur. A full dynamic analysis provides an alternative to the application of the standard dynamic factor to static calculations and generally, except for some specific cases, the results should be the same. Although it is more complex and time-consuming the results it gives are closer to the real-life situation. Appropriate filtering of the dynamic quantities may lead to obtaining quasi-static values [7].

3. INVESTIGATION OF THE DYNAMIC PERFORMANCE OF BRIDGES

The investigation or verification of new structures is carried out in two steps. In the first step numerical models are studied including in particular determination of eigenvalues and natural vibration modes. The relevant factors include the types and sequence of modes, acceleration values and, less often also the speed of wave propagation (velocity factor). This step includes also checking the response of the structure model to loading models approximating real-life conditions [8]. The main element of the second step of investigation is determination of the amplitudes of displacements, strains, velocities and accelerations during the load test. The load test is carried out in real-life conditions according to a standard procedure. The results of this test are verified by the numerical model as accurately as practicable. The correctness of numerical modelling is validated by comparing numerical results with measurements.

Interpretation becomes more difficult in the case of complex structures. Fig. 1 shows three modes of vibration of a Warren truss model for different natural frequencies of the structure. Note the difference in the deformation of the portal frame transom between the cases. The frequency No. 2 concerns the axial deformation of braces and the above-mentioned portal strut (Fig. 1a). Frequency No. 3 concerns bending deformation of the entire truss (Fig. 1b). For frequency No. 5 the response is limited to torsion of the portal transom (Fig. 1c).

The ability to identify the prevailing modes and displacement oscillation curves, as well as other mechanical quantities, considerably facilitates the qualitative interpretation of the test load results, and as such it is most useful and valuable. However, it is not an easy task, as it can be concluded from [8].

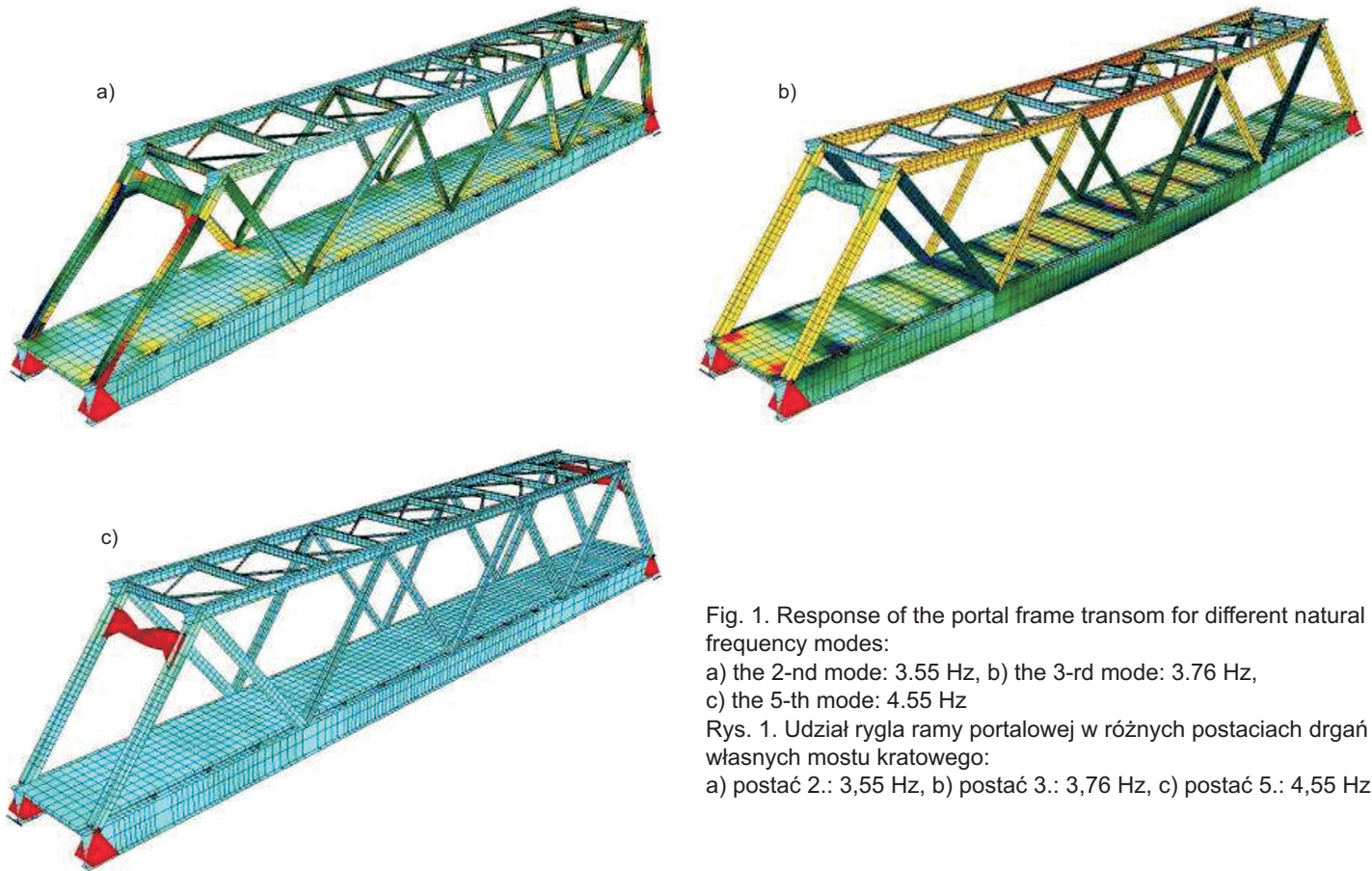


Fig. 1. Response of the portal frame truss for different natural frequency modes:

a) the 2-nd mode: 3.55 Hz, b) the 3-rd mode: 3.76 Hz, c) the 5-th mode: 4.55 Hz

Rys. 1. Udział rygla ramy portalowej w różnych postaciach drgań własnych mostu kratowego:

a) postać 2.: 3,55 Hz, b) postać 3.: 3,76 Hz, c) postać 5.: 4,55 Hz

Umiejętność wyodrębnienia dominujących modów i wykresów oscylacji przemieszczeń oraz wybranych wielkości mechanicznych ułatwia znacznie interpretację jakościową uzyskiwanych wyników obciążeń próbných, jest zatem cenne i pożądane. Nie jest to łatwe, o czym możemy przeczytać w pracy [8]. We wszystkich publikacjach, w których zawarto wyniki badań dynamicznych odnotowano jako dominujący efekt najazdu na most. W pracy [9] znajdujemy bardzo interesujący obraz oscylacji odkształceń w pasie dolnym kratownicy Warrena wyznaczony przy dwóch różnych prędkościach. Poniżej zamieszczono, za zgodą autorów, replikę wykresów (Rys. 2).

Zauważmy, że po pominięciu oscylacji występujących po zjeździe pociągu wykresy w zamieszczonym układzie są w przybliżeniu – lustrzanym odbiciem. Oczywiście jest to rezultat przypadku, jednakże dla nas pomocnego. Różnice amplitud pomiędzy dźwigarami są w zasadzie stałe. Na wykresie dotyczącym prędkości 60 km/h odnajdujemy osie lokomotywy według metody przedstawionej w pracy [8]. Przy zastosowanej skali wykresu przy 128 km/h lokalizacja osi pojazdu jest niemożliwa. Po zjeździe pojazdu przy 60 km/h występują drgania tłumione harmoniczne

Passing the first bridge support has been found to have the greatest effect in all the publications including the results of dynamic testing. The work [9] provides a most interesting diagram of the oscillation of deformations in the bottom flange of Warren truss determined at two speeds. The following charts are reproduced courtesy of the authors (Fig. 2).

Note that subtracting the oscillation that appears after leaving the bridge by train we have obtained more or less mirror curves. Although this clearly occurred by chance but we can still make use of it for the purposes hereof. The differences in amplitude between the girders are generally constant. In the graph on the left-hand side for the train speed of 60 km/h two axles of the locomotive can be identified using the method described in [8]. This is not possible for 128 km/h (graph on the right-hand side) unless a different scale was used. At the point of leaving the bridge the train travelling at the speed of 60 km/h generates damped harmonic response distributed equally between the girders. The situation changes for 128 km/h in that the distribution is not equal, the response is nonharmonic and the vibrations are undamped. Without

równe dla obu dźwigarów. Inaczej jest przy prędkości 128 km/h, tu drgania odkształceń są różne w przypadku każdego z dźwigarów, nie są harmoniczne i nie obserwujemy tłumienia, są to zatem drgania nieharmoniczne sprężyste. W konsekwencji brak tłumienia i postaci harmonicznej uniemożliwia odczytanie częstości drgań swobodnych z zamieszczonego wykresu. Podobny, choć w niewielkim stopniu, rezultat oscylacji nieharmonicznych zarejestrował Niemierko [10] w przypadku oscylacji odkształceń (i w konsekwencji naprężeń) w pasie dolnym blachownicy przy prędkości pociągu 180 km/h.

damping and for nonharmonic vibrations the natural frequency of the structure cannot be figured out from the graph. This resembles the result of nonharmonic response reported by Niemierko [10] for oscillation of stresses (deformations to be exact) in the lower flange of a plate girder to loading imposed by train travelling with the speed of 180 km/h.

The truss at 214.863 km - Dynamics - Stresses at bottom flange of lower chord
Kratownica zlokalizowana w km 214.863 - Analiza dynamiczna - Naprężenia w dolnej półce pasa dolnego

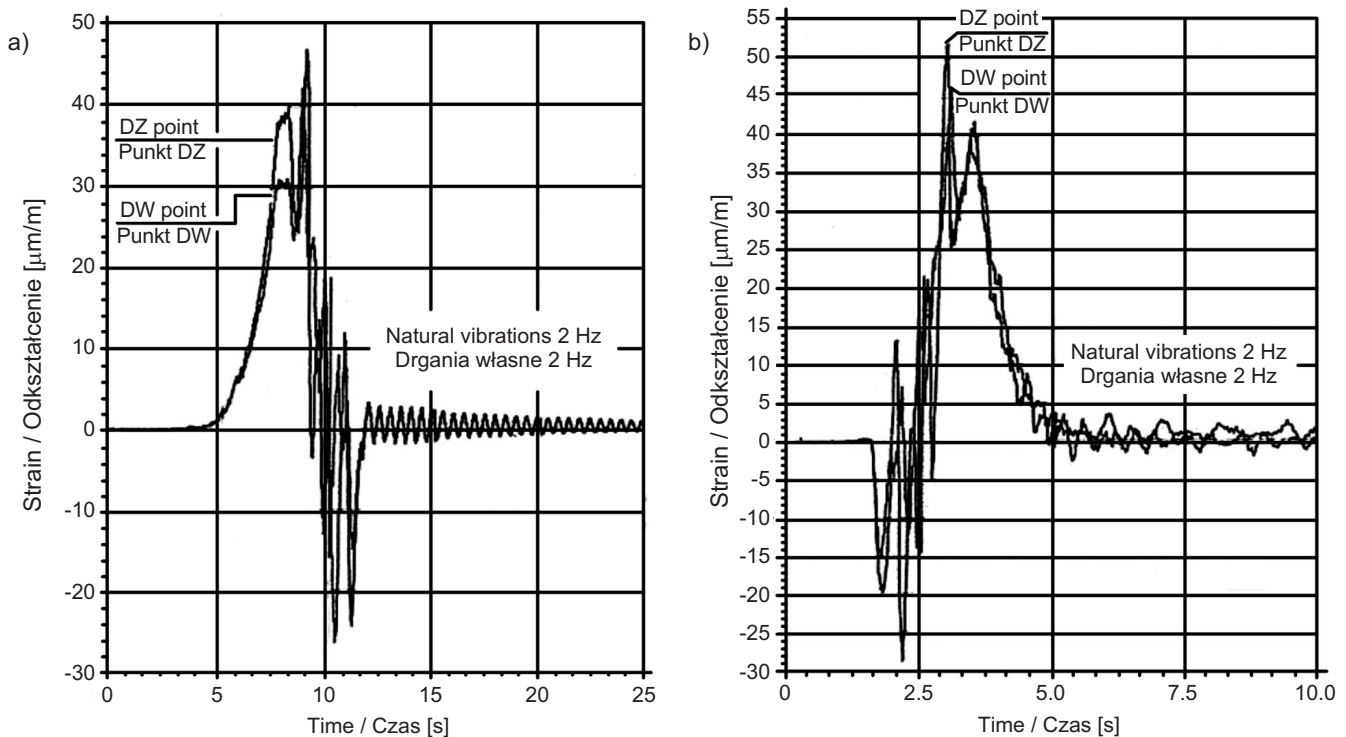


Fig. 2. Strain at the bottom chord of the truss depending on the train speed: a) $v = 60$ km/h (two locomotives ET22),

b) $v = 128$ km/h (two locomotives ET22), reproduction from [9]

Rys. 2. Odształcenia w pasie dolnym kratownicy przy prędkościach pociągu: a) $v = 60$ km/h (dwie lokomotywy ET22),

b) $v = 128$ km/h (dwie lokomotywy ET22), [9]

Na wykresach poza falą poprzeczną drgań giętych, obserwujemy dodatkowe zjawisko, a mianowicie falę podłużną. Prędkość rozchodzenia się tej fali jest mniejsza od fali poprzecznej przy prędkości 60 km/h, podczas gdy przy prędkości 128 km/h jest odwrotnie; stąd obraz oscylacji na pierwszym wykresie jest przed zjazdem obciążenia z mostu, podczas gdy w drugim wariantcie poprzedza wykres drgań odkształceń giętych. Dolna amplituda fali podłużnej jest niemal równa w obu wariantach.

Besides the transverse wave of bending vibrations another phenomenon can be seen on the graph, namely a wave propagating in the longitudinal direction. At the speed of 60 km/h it is slower than the transverse wave and at 128 km/h it is the faster. Hence, the oscillation in the first graph occurs before the train has left the bridge and in the second graph it precedes the curve representing the bending vibrations. The lower amplitude of the longitudinal wave is almost equal in both cases.

Wykresy amplitud odkształceń mogą dostarczyć dodatkowych informacji o cechach dynamicznych konstrukcji. W przypadku pasa górnego kratownicy, w tym przypadku nie odnaleziono w literaturze stosownych wyników pomiaru odkształceń, należy dodatkowo uwzględnić wystąpienie odkształceń spowodowanych skrotną deformacją ram portalowych i pośrednich w kratownicy oraz wpływu usytuowania łożyska stałego. Różnica sposobu podparcia, tj. występowanie łożyska stałego lub przesuwanego powoduje występowanie w przybliżeniu równych wartości częstotliwości drgań własnych przy różnych postaciach drgań.

Praca Niemierko [10] jest cytowana praktycznie zawsze przy ekspertyzach dynamicznych. Nie bez racji, gdyż charakteryzuje się pełnym ujęciem badań dynamicznych oraz czytelnością przeprowadzonych ocen trzech wybranych obiektów, tj. zespolonego ustroju nośnego, kratownicy Warrena oraz łuku Langerera. Znajdujemy tam wyniki pomiarów przemieszczeń, naprężeń i przyspieszeń. Sposób prowadzenia pomiarów umożliwił wnioskowanie o wymiarze i charakterze skręcania ustrojów nośnych. W artykule wykazano także, że istotne znaczenie mają deformacje i naprężenia w płaszczyźnie poziomej w różnych elementach składowych ustrojów nośnych. Dodatkowym walorem pracy jest prezentacja wyników obejmujących odpowiedź konstrukcji przy przejeździe zestawu lokomotyw i pociągów tradycyjnych z prędkością od 160 do 200 km/h. Na podstawie tej publikacji wnioskujemy, że w każdym z badanych przypadków deformacje, odkształcenia i przyspieszenia poziome mają wyraźne i znaczne amplitudy i jako składowe wypadkowych wymienionych wielkości nie mogą być pomijane. Dodatkowo częstotliwości tych drgań są niższe od podstawowych drgań giętych. W pracy znajdujemy także wyniki pomiarów określające wpływ kierunku jazdy pociągu po moście, tj. wpływu usytuowania łożyska stałego, co jest ważnym elementem ocen amplitud odkształceń.

Zakres i przebieg badań mostów kolejowych najłatwiej prześledzić studiując kolejne roczniki konferencji „Współczesne metody wzmocnienia i przebudowy mostów organizowana przez Zakład Budowy Mostów Politechniki Poznańskiej. Karlikowski i Wołowicki [11] sformułowali metodykę badań istniejących obiektów inżynierskich z myślą o ich dostosowaniu do dużych prędkości, przy czym podobny zakres zamieszczono także w podsumowaniu programu Sustainable Bridges [12]. Apanas i Jankowiak [13] rozpatrują obiekty inżynierskie na trasie E-65. Badano małe obiekty żelbetowe wykonane z prefabrykowanych płyt PW-600 o długości 6,0 m

The amplitude of the strains may supply additional information on the dynamic characteristics of the analysed structure. For the upper chord of the truss (appropriate results of deformation measurements have not been found in the literature on the subject) it is necessary to additionally take into account the deformations caused by the torsional response of the portal and intermediate frames of the truss and the influence of fixed bearing location. With a change of the bearing type from fixed to sliding the natural frequency of the structure remains basically unchanged at different frequency modes.

The work of Niemierko [10] is referred to in almost every dynamic survey. This is not without due reason since it provides a compendium of dynamic studies accompanied with a clearly described evaluation of three selected structural systems: girder and slab, Warren truss and Langer arch. The measured displacements, stresses and accelerations are presented in there. The measurement technique allowed to define the extent and character of the torsional response of the deck. Niemierko demonstrated the importance of the deformations and stresses of the deck components in the horizontal plane. Yet another value of this work are the results for both coupled locomotives and regular trains travelling at the speeds of 160-200 km/h. It allows us to conclude that in each of the studied cases the horizontal accelerations, strains and deformations have clear and large amplitudes and must not be omitted when considering the above quantities. Besides, the frequencies of these vibrations are lower than that of the primary bending vibrations. It defines also the effect of the direction of travel, i.e. the influence of fixed bearing location, which is an important item in evaluation of the amplitude of deformations.

The best source of information on the rail bridge studies are the annual proceedings from the conference "Contemporary Methods of Strengthening and Reconstruction of Bridges" organised by the Bridge Construction Institute at the Technical University of Poznań. Karlikowski and Wołowicki [11] formulated a methodology of investigation of existing structures in view of planned upgrading to accommodate HSR traffic. A similar scope is provided in the summary of the Sustainable Bridges research project [12]. Apanas and Jankowiak [13] investigated the structures located on the E-65 route. The study covered small pre-cast concrete structures made of 6.0 m long by 1.48 wide reinforced concrete slabs with the depth varying in the range 0.51-0.60 (model PW-600) making up a simply supported deck. Also the abutments were made of pre-cast T-beams model SW-450. Generally good rating

i szerokości 1,48 m, przy zmiennej wysokości od 0,51m do 0,60 m tworzących swobodnie podparty ustrój nośny. Przyczółki zbudowane także z prefabrykatów teowych SW-450. Ogólne dobre oceny zostały osłabione małą nośnością statyczną, która osiągnęła stan graniczny. Podobny zakres prac odnajdujemy w opracowaniu Jankowiak i Karlikowskiego [14]. Madaj w [15] rozpoznał trzy typy przyczółków mostów kolejowych: monolityczne wykonane w zwykłych szalunkach, monolityczne wykonane w szalunkach traconych z prefabrykatów betonowych oraz z prefabrykatów typu SW. We wnioskach podkreślono, że jakość zastosowanego betonu była niska, miary korozji betonu osiągały wartości graniczne, natomiast nie występowały efekty przeciążenia i oznaki nieprawidłowości w pracy fundamentów. Autor dopuszcza możliwość ich dalszej eksploatacji jednakże pod warunkiem odbudowy z jednoczesnym wzmocnieniem.

Problem modernizacji typowych kolejowych ustrojów nośnych zespolonych podjęli Skierski i Sturzbecher w [16]. Analizowano łącznie 6 obiektów. Odnotowano niską wytrzymałość betonu w płytach betonowych, korozję prętów zbrojeniowych, przecieki w dylatacjach, dysfunkcyjność hydroizolacji. Belki stalowe są na ogół we właściwym stanie, choć dostrzeżono słabości zabezpieczeń antykorozyjnych przejawiające się niewystarczającymi grubościami powłok ochronnych. Obliczenia statyczne wykazały, że zarówno stan graniczny nośności jaki i stan graniczny użytkowania w przypadku obciążenia LM71 przy klasie $\alpha=1,21$ są przekroczone. W zakresie analiz dynamicznych uzyskano zbieżność ich rezultatów z wynikami pomiarów. Wyznaczono proporcje $M_{HSLM} / M_{\alpha=1,21}$, która przyjmuje wartości w przedziale od 0,367 do 0,534 odpowiednio przy prędkościach 230 i 250 km/h.

W pracy [17] przedstawiono opis realizacji dostosowania istniejącego mostu przez Pilicę do dużych prędkości pociągów. Jest ona ważna nie tylko ze względu na pierwszą tego typu realizację inwestycji, ale również na zastosowaną metodykę wynikającą ze współpracy teoretyków z wykonawcami przy rozwiązywaniu na bieżąco problemów wynikających z systemu „zaprojektuj i zbuduj”. Celem przebudowy było dostosowanie czteroprzęsłowego swobodnie podpartego mostu zespolonego stal-beton, z tzw. płytą denną, z niezależnym ustrojem przeznaczonym pod każdy z dwóch torów. Zdecydowano o przebudowie i wzmocnieniu istniejącej konstrukcji poprzez zmianę schematu statycznego i zastosowanie dodatkowych elementów w newralgicznych miejscach. Na przyczółkach zamontowano tłumiki hydrauliczne pełniące funkcję dynamicznych podparć stałych. Prowadzone prace projektowe

had to be decreased due to low static bearing capacity, which reached the limit state. The research of Jankowiak and Karlikowski [14] covered a similar scope. Madaj [15] investigated the following three types of bridge abutments: in-situ concrete construction in conventional forms, in-situ construction in stay-in-place concrete forms and pre-cast construction (model SW). The concrete was of low quality and deteriorated to critical limit. On the other hand, there were no signs of overloading or poor performance of foundations. Based on these findings the author allowed for further operation of the structure on condition that it has been renewed and strengthened.

Renewal of decks typically used in railway bridges was the subject of research undertaken by Skierski and Sturzbecher [16]. The following types of distress were noted: low strength of concrete in the slabs, corrosion of rebars, leaking expansion joints, poor performance of the waterproofing system. The steel beams were generally in satisfactory condition and the weak point was poor performance of the anti-corrosion protection due to insufficient coating thickness. Static calculations were carried out and showed exceeding of both ULS and SLS of LM71 loading and class $\alpha=1.21$. The results obtained through dynamic analysis were consistent with the field data. The $M_{HSLM} / M_{\alpha=1.21}$ ratio assumed the value of 0.367-0.534 for the test speeds of 230 and 250 km/h.

Description of upgrading work carried out on the bridge over the Pilica, as required for high speed rail is presented in [17]. The above-mentioned article is noteworthy firstly because this was the first in Poland project of this type and, secondly, because of the applied approach based on co-operation between the scientists and the engineers and solving continuously the problems associated with the Design and Built type of contract. The scope of the project was alteration of the four-span simply supported bridge with composite steel and concrete construction with a bottom slab and independent support systems for the two tracks. A decision was taken to alter and strengthen the existing structure by modifying the static scheme and providing additional strengthening elements at the most sensitive points. Hydraulic dampers were mounted at the abutments as dynamic fixed bearings. The engineering work was supported with static and dynamic numerical analyses. As the final step of the research static and dynamic load tests were carried out using a regular train model ES64U4. The measured values were consistent with the results obtained as output of calculations, always with a safety margin of ca 20%.

były wspomagane analizami numerycznymi w zakresie statycznym i dynamicznym. Na zakończenie przeprowadzono próbne obciążenia statyczne i dynamiczne stosując pociąg rzeczywisty ES64U4. Osiągnięto zbieżność wartości pomierzonych z obliczonymi, przy czym w sposób wyraźny zawsze od strony bezpiecznej, z zapasem około 20%.

4. BADANIA OBIEKTÓW MOSTOWYCH NA DRODZE E65 NA LINII NR 4 GRODZISK MAZ. - ZAWIERCIE

Badania obiektów prowadzono według zasad sformułowanych w pracach [11-12]. Proponowana tam metodyka badań nie jest zamknięta, przeciwnie – w trakcie rozpoznawania poniżej opisywanych obiektów – stwierdzono łatwość klasyfikowania mostów pod względem statycznym, podczas gdy ich zachowania dynamiczne bywały rozbieżne lub przynajmniej znacząco różne. Właśnie na te niespójności został położony nacisk podczas opisu wybranych obiektów oraz we wnioskach.

W wyniku prac eksperckich przebadano:

- 2 mosty stalowe kratownicowe typu Warrena odpowiednio o rozpiętościach 51 i 93 m,
- 1 most stalowy łukowy systemu Langer'a o rozpiętości 75 m,
- 1 most stalowy o dwóch dźwigarach blachownicowych z jazdą pośrednią po pomoście żelbetowym, który ze względu na umiejscowienie płyty pomostu w pobliżu osi obojętnej dźwigarów został potraktowany jako stalowy,
- 19 obiektów zespolonych typu stal-beton w tym 14 z nich o ustrojach nośnych swobodnie podpartych, 1 dwuprzęsłowy ciągły i 1 czteroprzęsłowy ciągły,
- 7 obiektów żelbetowych prefabrykowanych,
- 2 obiekty monolityczne (w tym jeden ramowy, drugi płytowy),
- 68 przepustów żelbetowych (w tym 59 z prefabrykatów).

Wszystkie obiekty zbudowano w połowie lat 70-tych minionego wieku. Ekspertyzy prowadzono i opracowano w dwóch zespołach: Diagnostyka i Naprawy Konstrukcji – DINKT, oraz Biuro Projektów Kolejowych (BPK) Movares Polska Oddział Regionalny w Lublinie.

4. INVESTIGATION OF BRIDGES LOCATED ON LINE NO. 4 OF E65 ROUTE BETWEEN GRODZISK MAZOWIECKI AND ZAWIERCIE

The principles established in [11-12] were followed. The research methodology proposed in these articles is not as yet complete. This is based on the observed easiness of classification the bridges based on similarity of their static design accompanied with inconsistent or at least considerably different dynamic behaviour. Attention was drawn to these inconsistencies in some descriptions and in the final notes of the report.

The survey covered the following bridges:

- two steel Warren truss bridges with 51.0 m and 93.0 m span lengths,
- one steel Langer arch bridge, 75.0 m span length,
- one steel half-through drive bridge with welded plate girders and reinforced concrete deck (nevertheless the bridge was analysed as steel construction in view of the deck position near the neutral axis of the girders),
- nineteen composite steel-concrete bridges, including fourteen simply supported, one continuous two-span and one continuous four-span,
- seven pre-cast reinforced concrete constructions,
- two in-situ concrete bridges: one of rigid frame and the other of concrete slab design,
- sixty eight reinforced concrete culverts, including fifty nine made of pre-cast units.

All of the above-listed structures were built in mid 1970s. Two teams were involved in the site inspections and reporting: DINKT and BPK Movares Polska, regional office of Lublin.

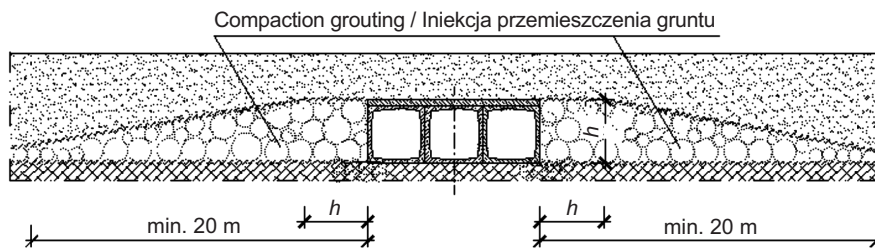
5. PRE-CAST REINFORCED CONCRETE CULVERTS

The lengths of culverts were in the range from 11.33 m to 56.24 m. The thickness of the ground base and ground cover over the top slab varied over a similar range limited by the values of 0.46 to 12.8 m. The condition of all the surveyed culvert was rated as good. The pre-casts have retained integrity, there were no signs of leaking joints and deformations due to poor foundation. Non-destructive tests were carried out and the values

5. PRZEPUSTY ŻELBETOWE Z PREFABRYKATÓW

Długości przepustów w części przelotowej zawierały się w przedziale od 11,33 m do 56,24 m. Podobnie szeroki przedział zmienności obejmował grubość warstwy podsypki i nasypu nad stropem, gdzie graniczne wartości to 0,46 m oraz 12,8 m. Stan wszystkich przepustów oceniono na dobry. Prefabrykaty są zwarte, w stykach nie zaobserwowano przecieków, także nie dostrzeżono deformacji przepustów spowodowanej niewłaściwym posadowieniem. Z nieniszczących badań betonu wynika zachowanie normowych wartości podstawowych parametrów. Deformacjom i korozji uległy wloty i wyloty przepustów, co wynika z braku właściwego ich utrzymania i jest łatwe do naprawy.

W opracowaniach dotyczących przepustów wskazywano we wnioskach na konieczność łączenia przepustów prefabrykowanych proponując różne warianty postępowania, w tym zastosowanie rury ze stalowej blachy falistej połączone z wypełnianiem przestrzeni pomiędzy rurą a prefabrykatami mieszanką betonową. Zaletą takiego postępowania jest zwiększenie sztywności przepustów na oddziaływania dynamiczne [6], wadą jest ograniczenie światła przepustu oraz znaczny wzrost kosztów w porównaniu do innych metod. Wariantowo zalecano wykonanie zastrzyków cementowych (ang. *Jet Grouting*, *Compaction Grouting*) w nasyp kolejowy w sąsiedztwie przepustów, tj. wykształcanie bryły wzmocnionego gruntu na dojazdach i nad przepustem. Szkic kształtu strefy pokazano na Rys. 3.



Badania przepustów przeprowadzono według standardu opracowanego w [12]. Przy analizie pojawił się problem definiowania przepustu, ze względu na różne definicje pojawiające się w opracowaniach na ten temat. Podstawą do sformułowania definicji były prace [18-19]. W kontekście analizowanego zadania przyjęto następującą definicję: przepust to mały obiekt mostowy umożliwiający przemieszczanie w nasypie drogi lub nasypie kolejowym, o cechach zbliżonych do tunelu, z możliwością występowania

defined by the standards were not exceeded. Deformation and corrosion were observed on the inlets and outlets which may be a result of maintenance backlog and these can be repair quite easily.

The culvert investigations indicate the need of proper connection of the pre-cast units. One of the proposed methods is installation of corrugated sheet metal pipe and filling the annular space between pipe and culvert with concrete. The advantage of this method is that it improves the performance under the effect of dynamic forces [6] and the disadvantages include reduction of the culvert opening and much higher cost, as compared to other methods. Pressure grouting is proposed as an optional treatment using jet grouting or compaction grouting technology. The treatment should cover the rail embankment near the culverts to obtain blocks of improved ground both on the approaches and over the culvert. A sketch showing the treatment area is shown in Fig. 3.

The investigation of culverts was carried out according to the procedure defined in [12]. The first problem to be solved was to define the culvert taking into account different definitions given so far in the relevant publications. The definitions given in [18-19] seemed the most relevant. On this basis a culvert was defined for the purposes of the research as: a small bridge allowing transport through the road or rail embankment similarly to a tunnel, with or without ground cover placed over the top slab. This definition is consistent with the criteria use to distinguish fully integral bridges [20].

Fig. 3. Schematic of ground cover strengthening treatment (to both sides of culvert)
Rys. 3. Schemat stabilizacji gruntu nasypu w strefach przed i za przepustem

The next problem, resulting from classification of culverts is determining the scale of dynamic actions. The requirements defined in the Polish Standards PN-66/B-02025, PN-85/S-10030 and in the European Standard EN 1991-2 are limited to bridges, ignoring culverts as separate structure and, besides, EN 1991-2 concerns new bridges only. Determination of the internal forces inside the culvert according to the Polish Standards was limited to the static load analysis with dynamic factor

nasypu nad jego stropem. Takie ujęcie odpowiada kryteriom definiującym obiekty mostowe zintegrowane [20].

Kolejnym problemem wynikającym z klasyfikowania przepustów jest określenie skali oddziaływań dynamicznych. Normy PN-66/B-02025, PN-85/S-10030 oraz PN-EN 1991-2 obejmujące w swych treściach obiekty mostowe nie zawierają wskazań co do przepustów, a PN-EN 1991-2 dotyczy nowo projektowanych obiektów. Wyznaczanie sił wewnętrznych w przepustach według norm PN ograniczono do analizy statycznej z uwzględnieniem zapasu bezpieczeństwa w postaci współczynnika dynamicznego, przy czym grubość nadsypki od jednego metra wżwyż powoduje redukcję współczynnika do 1. Należy zwrócić uwagę, że w normie PN-EN 1991-2 nie uwzględniono odrębnej definicji przepustu. Przepust został uwzględniony jako obiekt mostowy, na dodatek redukcja współczynnika dynamicznego jest o wiele słabsza [6].

Wobec braku podstaw normowych oraz bazując na stwierdzonym dobrym stanie wszystkich badanych przepustów uznano za bezpieczne, w sensie analizy dynamicznej, te istniejące przepusty, w których do wyznaczenia sił wewnętrznych można stosować oddziaływania quasistatyczne spowodowane warstwą nadsypki nad stropem przepustu o wysokości min. 1 m, a strefy za i przed przepustem zostaną odpowiednio zintegrowane. Powyższe stwierdzenie jest kompromisem przepisów dotyczących mostów w normach, wydzielającym przepusty jako składową podgrupę. Przeprowadzono analizę dynamiczną przepustu symulując stan integracji poprzez wprowadzenie podparć sprężystych na całym obwodzie przepustu, uwzględniając różnice w sprężystym podparciu na różnych powierzchniach. Wartości częstości drgań własnych których wartości pierwsze były równe w przybliżeniu 20 Hz wyznaczono numerycznie. Przy ocenie stanu granicznego nośności stwierdzono istnienie zapasów nośności w wymiarze od 8% do 20%.

6. MOSTY ZESPOLONE

Na wszystkich zamieszczonych poniżej wykresach, na osi rzędnych występują wartości liczbowe przemieszczeń lub przyspieszeń wyrażone w różnych jednostkach podanych w legendzie. Przy ocenie przyspieszeń stosowano wartość graniczną $a_{lim} = 3,5 \text{ m/s}^2$.

W ramach analizy numerycznej zastosowano dwa sposoby obciążeń, zgodne z normą PN-EN 1991-2. W pierwszym obciążenie stanowią pociągi HSLM, w drugim – w przypadku konstrukcji swobodnie podpartych dokonuje się wyboru spośród pociągów HSLM-A. Kryterium wyboru jest

applied to a give safety margin, the value of which may be reduced to 1.0 for ground cover thickness of 1 m or more. Note that EN 1991-2 does not provide a definition of a culvert as a separate structure. Instead it is mentioned as a type of bridge only and, besides, it allows for a much smaller reduction of the dynamic factor [6].

In the absence of the standard requirements and taking into account satisfactory condition of all the investigated culverts the structure was considered safe if actions on the structure assumed for determination of internal forces could be limited to quasi-static loads owing to min. 1.0 thick ground cover. This requires appropriate integration of the fill areas before and after the culvert. This approach is a compromise whereby culverts are treated as a sub-group of bridges and apply the requirements defined in the standards for bridges. A dynamic analysis was carried out for the culvert in which integration was simulated by providing elastic supports all around the culvert and allowing for varying stiffnesses for different support locations. The natural frequencies, whose initial values were ca. 20 Hz were determined by numerical analyses. The ULS margin was in the range 8-20%.

6. COMPOSITE STEEL-CONCRETE BRIDGES

In all of the following graphs the values on the ordinate axis are calculated displacements or accelerations given in different units, as stated in the legends. The following limit was applied in evaluation of accelerations: $a_{lim} = 3.5 \text{ m/s}^2$.

Two methods were used in the numerical analysis, both of them in compliance with EN 1991-2. In the first case the applied load were HSLM trains and the second case - analysis of simply-supported structures selection was made among the HSLM-A trains. The selection was based upon consideration of the aggressivity function according to EN 1991-2. The train selected in this way was treated as a representative load travelling at different speeds. Static analyses were also carried out to identify the status of strain of the structure under LM71, $\alpha = 1.21$ load. Many a time the results of static analyses decided about the need of strengthening of the steel-concrete composite decks.

Except for isolated cases the condition of abutments was assessed as poor and their renewal, including strengthening treatment or complete replacement were recommended in the conclusions section. The condition of the steel structures was assessed as good, the places affected

związane z rozpatrzeniem funkcji natężenia ruchu (agresywności) według PN-EN 1991-2. Tak wyznaczony pociąg stosowano jako miarodajne obciążenie z różnymi prędkościami. Prowadzono także analizy statyczne w celu stwierdzenia stanu wyteżeń konstrukcji przy obciążeniu LM71, $\alpha = 1,21$. Wielokrotnie wyniki analiz statycznych przesądzały o konieczności wzmocnienia ustrojów zespolonych mostów.

Poza pojedynczymi przypadkami stan przyczółków obiektów określono jako zły i we wnioskach zalecano ich przebudowę ze wzmocnieniem lub wymianę na nowe. Konstrukcje stalowe są w stanie dobrym, a występujące lokalnie obszary korozji są łatwe do naprawy i zabezpieczenia. Uwzględniając wyniki przeprowadzonych analiz dynamicznych stwierdzono, że jest możliwość dostosowania istniejących ustrojów nośnych do prędkości 205 km/h. W przypadku występowania prędkości wyższych wskazana jest budowa nowych mostów.

Modele numeryczne przygotowano na podstawie dokumentacji projektowych i inwentaryzacyjnych zachowując podstawowe wymiary elementów nośnych i dodatkowych konstrukcyjnych jak żebra podporowe i usztywniające, stężenia oraz sposoby podparcia. Wykorzystywano do obliczeń pakiety MES SOFiSTiK i Autodesk Robot Structural Analysis Professional, w których wykorzystano elementy powłokowe 3D. Pominięto dodatkowe zamocowanie sprężyste powodowane szynami i odbojnicami. Analizy numeryczne prowadzono przy pełnej świadomości konieczności weryfikacji obliczeń wynikami rzeczywistej odpowiedzi statycznej i dynamicznej konstrukcji. W zakresie statycznym kryterium weryfikującym była zgodność wyliczonych wartości przemieszczeń z pomierzonymi podczas próbnego obciążenia. W przypadku dynamicznym weryfikacja następowała tylko częściowo, ze względu na niedostosowanie trakcji, torowiska i wreszcie braku lokomotyw i pociągów, które mogłyby poruszać się z dużymi prędkościami, tj. około 250 km/h. Tak więc zamieszczone komentarze uzyskiwanych analiz numerycznych zawierających wyniki przy dużych prędkościach są szacowaniem możliwych zachowań ustrojów nośnych. W tym miejscu należy ponownie przywołać pracę [17], gdzie rozważano sposoby modelowania konstrukcji. O niedoskonałościach modelowania numerycznego obciążeń i konstrukcji w przypadku analizy dynamicznej napisano w pracy [21].

W dalszej części rozdziału zamieszczono porównania par obiektów mostowych, dobierając je tak, by miały wspólną cechę np. rozpiętość podporową lub zbliżone wartości

by corrosion were limited in area and could be easily made good and provided with protection. According to the results of the dynamic analyses the existing decks were classified for upgrading to the higher travel speed of 205 km/h. For higher speeds the bridge should be replaced with a new structure.

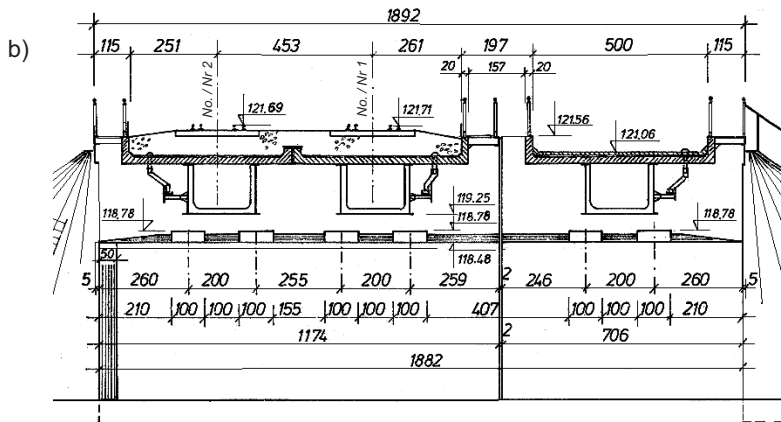
In preparing the numerical models both the designed and measured data were used. The model reflected the main dimensions of the load bearing structure and secondary structural components such as supporting and stiffening ribs, braces and bearing methods. The calculations were done with the software packages MES SOFiSTiK and Autodesk Robot Structural Analysis Professional using 3D shell components. Additional elastic fixing due to running rails and guard rails was omitted. The numerical analyses were carried out with full awareness of the necessary validation by the real-life static and dynamic response of the structure. In the static analysis the validation criterion was the consistency between the calculated displacements and the load test results. Full validation could not be performed for dynamic loading as both the contact system and tracks were not adjusted to allow high speed traffic travelling at ca. 250 km/h, not to mention the unavailability of appropriate locomotives and trains. For this reason the comments on the results of numerical analyses concerning high speeds provide estimation of possible behaviours of decks. At this point reference should be made once again to [17] which discusses the aspects of the structure modelling methods. The deficiencies involved in numerical modelling of loads and structures in the case of dynamic analyses are described for example in [21].

In the following part of this section bridges are compared in pairs and each pair includes bridges for which some common feature characteristic has been identified, such as the span between centres of supports or similar first values of natural frequency of bending vibrations with dissimilar other characteristics. The purpose of this comparison in pairs is to show the complexity of dynamic analysis in the context of very simple method of classification on the basis of a single parameter, namely the span between centres of supports, as proposed by EN 1991-2. In view of similar geometry of the concrete ballast pan in the analysed bridges, the depth of the steel girder has been used as the differentiating parameter.

The results of numerical analyses for two steel-concrete composite decks differing in terms of geometry and static system are illustrated on the following pictures. The first

pierwszych częstotliwości giętych drgań własnych przy pozostałych charakterystykach różnych. Celem tych zestawień jest ukazanie złożoności oceny dynamicznej w kontekście zaproponowanej w normie PN-EN 1991-2 bardzo prostej systematyki opartej tylko na jednym parametrze – rozpiętości podporowej. Ze względu na geometryczne podobieństwo kształtowania betonowej płyty koryta balastowego w rozpatrywanych mostach zespolonych wyróżnia się, jako cechę charakterystyczną, wysokość belki stalowej.

Poniżej zamieszczono obrazy analiz numerycznych dwóch różnych co do wymiarów i schematu statycznego zespolonych ustrojów nośnych mostów. Pierwszy z obiektów jest zlokalizowany w km 9 + 523 na odcinku Grodzisk Mazowiecki - Idzikowice. Wiadukt, składa się z dwóch niezależnych ustrojów nośnych, belek stalowych o przekroju poprzecznym skrzynkowym, zespolonych z płytą żelbetową. Schematem statycznym przęseł jest belka ciągła dwuprzęsłowa o rozpiętości w osiach podpór $2 \times 26,0$ m. Wysokość belki stalowej wynosi 1,51 m (Rys. 4.).



bridge in the pair is located on the section between Grodzisk Mazowiecki and Idzikowice at km 9+523. It is an overpass composed of two independently supported decks and the construction consists of two steel box girders structurally combined with a reinforced concrete slab. The static system is a 2×26.0 m continuous two-span beam. The steel girder is 1.51 m deep (Fig. 4).



Fig. 4. View (a) and cross-section (b) of a continuous two span composite steel-concrete bridge located on the Grodzisk Mazowiecki - Idzikowice section at km 9+523 Rys. 4. Widok (a) i przekrój poprzeczny (b) dwuprzęsłowego ciągłego wiaduktu zespolonego położonego w km 9+523 CMK linii Grodzisk Mazowiecki - Idzikowice

Drugi obiekt to most o rozpiętości $L=29,4$ m, który przedstawiono na Rys. 5. Jest usytuowany w linii Grodzisk Mazowiecki - Korytów, w km trasy 15+593, nad rzeką Pisa Gęgalina. Ustrój nośny i przyczółki są oddzielne dla każdego toru. W przekroju poprzecznym część stalowa składa się z trzech blachownic połączonych w planie płytą denną. Całkowita długość ustroju nośnego wynosi 30,30 m, szerokość 4,87/4,52 m, wysokość belki stalowej 198 mm.

Pomimo różnic geometrii obydwu obiektów tj. różnych schematów statycznych, rozpiętości, kształtu stalowej części dźwigara zespolonego, pierwsze wartości częstotliwości drgań własnych są zbliżone. Na Rys. 6 przedstawiono przebiegi przyspieszeń i przemieszczeń w funkcji prędkości pociągów krytycznych wyznaczonych na cyfrowych modelach zinventaryzowanych konstrukcji, zamieszczono

The second bridge of the pair is a single-span construction of $L=29.4$ m span length and it is shown in Fig. 5 below. It is located on the section between Grodzisk Mazowiecki and Korytów at km 15+593 where the line crosses the Pisa Gęgalina River. Each track has independent deck and abutments. The steel part of the cross-section comprises of three plate girders connected in the horizontal plane by a bottom slab. The deck is 33.00 m long by 4.87/4.52 m wide and the steel beams are 198 mm deep.

The obtained first values of natural frequency were similar despite differences in geometry between these two bridges, i.e. different static systems, span lengths, shape of the steel portion of the composite girder. Fig. 6 presents acceleration and displacement values as a function of critical train speeds established on numerical models of

także wyniki testów dynamicznych oznaczone na wykresach punktami. Na Rys. 6a obserwujemy niestabilność przemieszczeń w funkcji prędkości, mieszczącą się jednakże w miarę regularnej obwiedni, natomiast na Rys. 6b odnotowujemy wystąpienie piku wykresu, który można interpretować jako miejsce wystąpienia prędkości krytycznej, prowadzącej do wzbudzenia dynamicznego.

the surveyed structures. The graphs include also the results of dynamic tests, which are marked by dots. Fig.6a shows instability of displacements as a function of speed which is still within a more or less regular envelope while in Fig. 6b a peak can be seen which could be interpreted as the critical speed zone resulting in dynamic excitation.

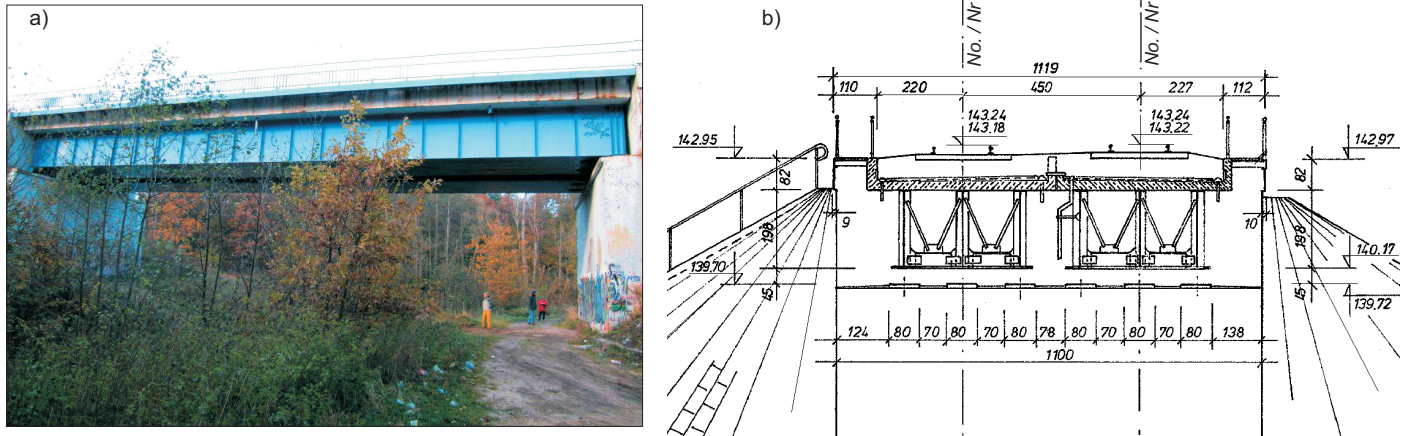


Fig. 5. View (a) and cross-section (b) of a composite bridge located at km 15+593 on a line Grodzisk Mazowiecki-Korytów
Rys. 5. Widok (a) i przekrój poprzeczny (b) wiaduktu zespolonego położonego w km 15+593 linii Grodzisk Mazowiecki-Korytów

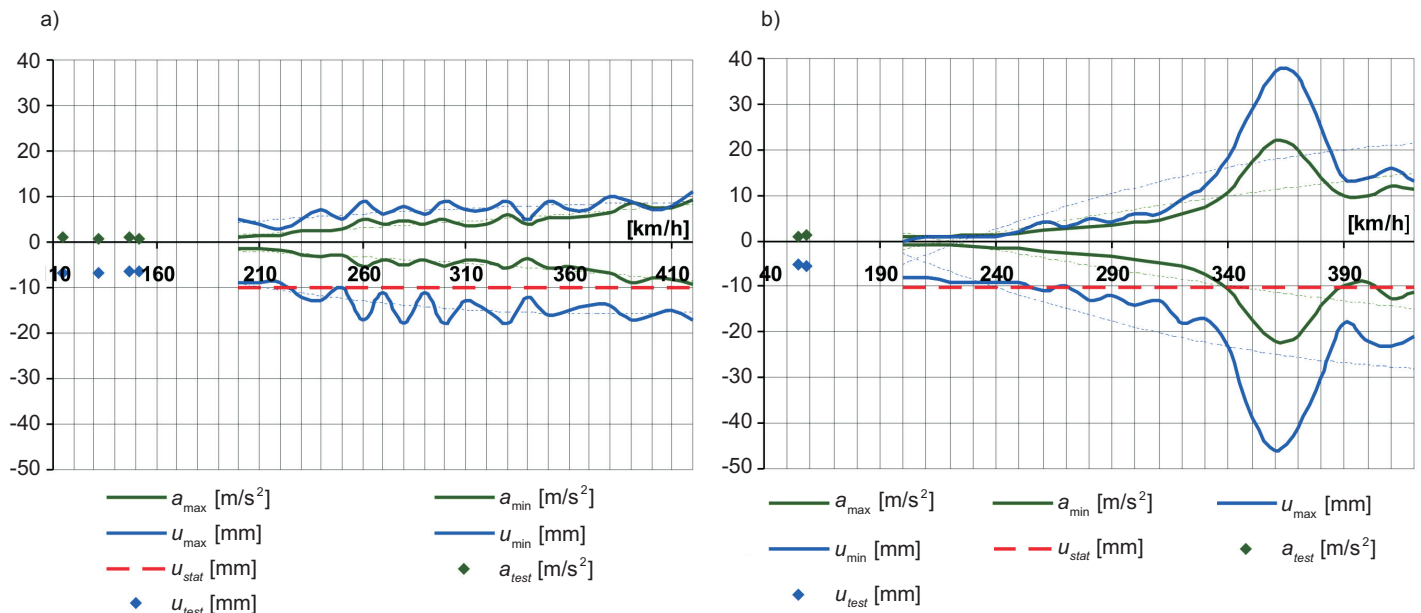


Fig. 6. The distribution of acceleration a and displacement u extrema for two composite steel-concrete composite bridges:
a) continuous bridge of $L=2 \times 26.0$ m and $n_0=3.63$ Hz, b) simply supported of $L=29.4$ m and $n_0=3.9$ Hz

Rys. 6. Zmienność ekstremów przyspieszeń a i przemieszczeń u dwóch mostów zespolonych: a) dwuprzęsłowy ciągły o $L=2 \times 26,0$ m i $n_0=3,63$ Hz, b) swobodnie podparty o $L=29,4$ m i $n_0=3,9$ Hz

Kolejne porównanie dotyczy dwóch ustrojów nośnych zespolonych o tej samej rozpiętości $L=17,4$ m. Pierwszy z porównywanych obiektów to wiadukt zlokalizowany w km 26 + 075 na odcinku Grodzisk Mazowiecki - Idzikowice. Jego część nośną stanowią 4 dźwigary blachownicowe o wysokości 780 mm, krępe o szerokości półek 400 mm, silnie stężone poprzecznie (Rys. 7a). Drugi z obiektów to most usytuowany na tej samej linii znajdujący się w km 17 + 636. Wysokość belki stalowej wynosi 1450 mm (Rys. 7b). Wyniki analiz dynamicznych mostów przedstawiono na Rys. 8.

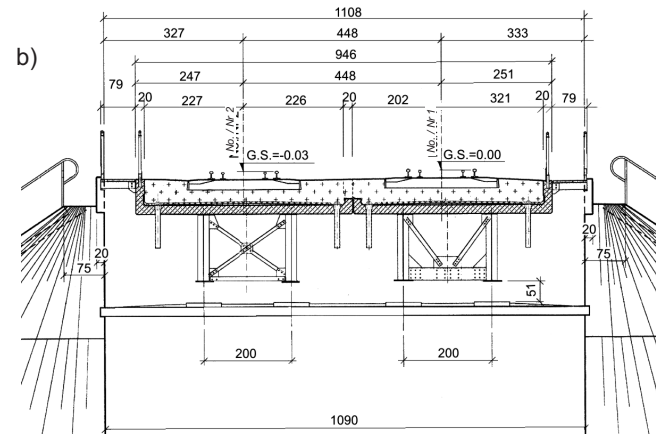
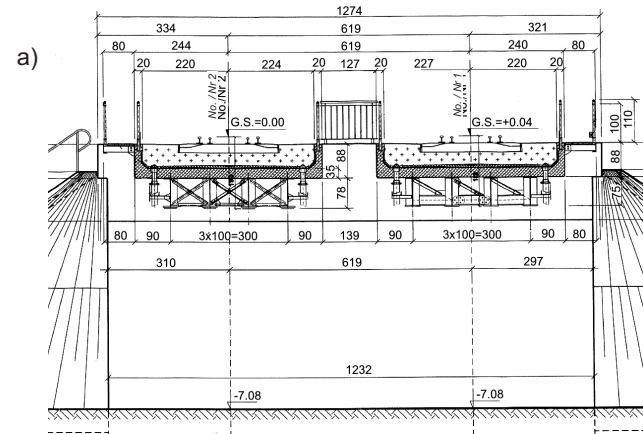


Fig. 7. Cross-sections of the composite steel-concrete bridges located on the section between Grodzisk Mazowiecki and Idzikowice: a) at km 26+075, b) at km 17+636

Rys. 7. Przekroje poprzeczne mostów zespolonych zlokalizowanych na linii Grodzisk Mazowiecki-Idzikowice: a) wiadukt w km 26+075, b) wiadukt w km 17+636

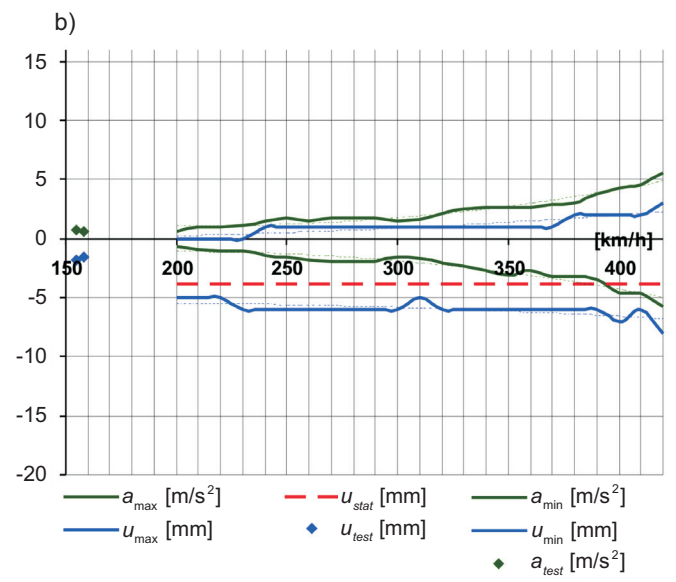
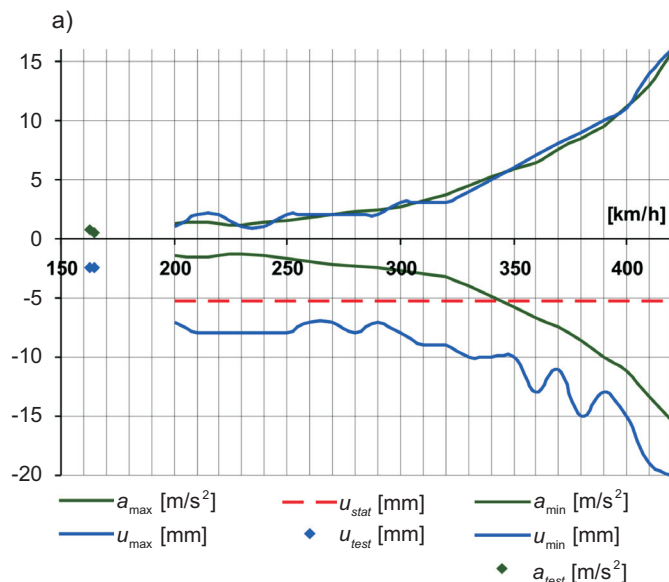


Fig. 8. The distribution of accelerations a and displacements u of two composite bridges with equal span length of $L=17.4$ m and different dynamic performance parameters: a) $n_0 = 6.8$ Hz, b) $n_0 = 9.7$ Hz

Rys. 8. Zmienność przyspieszeń a i przemieszczeń u dwóch mostów zespolonych o rozpiętości $L=17,4$ m i różnych pierwszych częstotliwościach własnych: a) $n_0 = 6,8$ Hz, b) $n_0 = 9,7$ Hz

Jeśli przyjąć za podstawę ocenę dynamiki mostu zaproponowaną w normie PN-EN 1991-2, gdzie o pierwszej częstotliwości giętych drgań własnych decyduje tylko długość mostu to mielibyśmy identyczną ocenę. W rzeczywistości jest inaczej. Na poniższych wykresach widać, że są to zupełnie różne konstrukcje w sensie dynamicznym, ale także statycznym. Podstawowym kryterium w przypadku porównywania tych mostów jest wartość częstotliwości drgań własnych. Wykresy uzasadniają podane na początku rozdziału zalecenia wzmocnień i napraw.

Poniżej przedstawiono porównanie dwóch obiektów, o różnej rozpiętości i kształcie przekroju poprzecznego, jednakże ich pierwsza wartość częstotliwości drgań własnych jest z dokładnością do trzech cyfr po przecinku równa. Mając na uwadze PN-EN 1991-2 ich długości powinny być jednakowe, ale tak nie jest. Pierwszy z obiektów jest położony w km 60 + 868 (60 + 871) na terenie gminy Rzeczyca. Rozpiętość wiaduktu wynosi $L = 20,4$ m, zaś wysokość czterech belek stalowych osiąga 905 mm (Rys. 9).

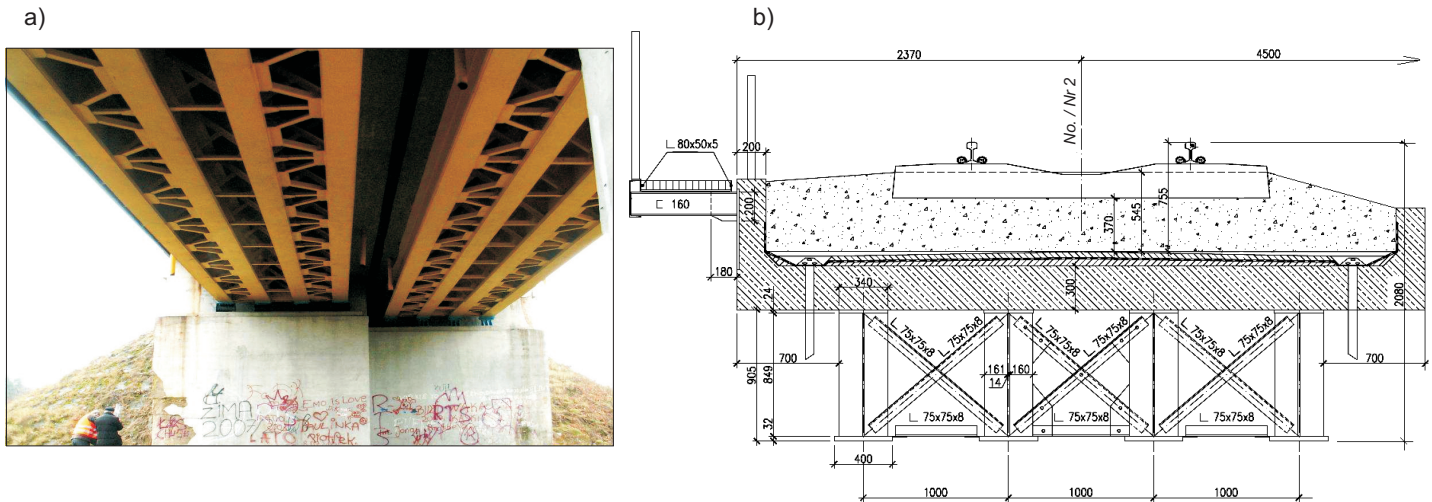


Fig. 9. Bottom view (a) and cross-section (b) of the composite overpass located at km 60+868 (60+871)

Rys. 9. Widok od spodu (a) i przekrój poprzeczny (b) wiaduktu zespolonego zlokalizowanego w km 60+868 (60+871)

Drugi z obiektów to wiadukt stalowy zespolony zlokalizowany w km 54+951. Jego konstrukcja jest zbliżona z opisaną w przypadku pierwszego wiaduktu, jednakże rozpiętość wynosi $L = 17,4$ m, a wysokość elementu stalowego w formie czterech belek stalowych jest niższa i wynosi 780 mm (Rys. 10).

According to EN 1991-2 where the bridge length is the only parameter considered in determination of the first natural frequency of bending vibrations we would obtain two identical structures. The actual situation is slightly different though. In the following graphs it can be seen that these are completely different structures both in terms of behaviour, both dynamic and static. The primary criterion applied in comparing these bridges is the natural frequency of the structure. The graphs support the recommendations given at the beginning of this section concerning strengthening and repairs.

The next pair comprises of bridges differing in terms of span length and cross-section geometry. The common item is the first natural frequency of the structure, which is equal for the two bridges with an accuracy of three decimal places. Taking the approach of EN 1991-2 we should obtain equal lengths and this is not so. The first bridge of the pair is located near the town of Rzeczyca at km 60 + 868 (60 + 871). The span length is $L = 20.4$ m and the four steel beams are 905 mm deep (Fig. 9).

The second of the pair is a steel-concrete composite overpass located at km 54+951. The structure is similar to the first analysed case except for a different span of $L = 17.4$ m and a lower depth of the steel part of the deck made of four steel girders which is 780 mm (Fig. 10).

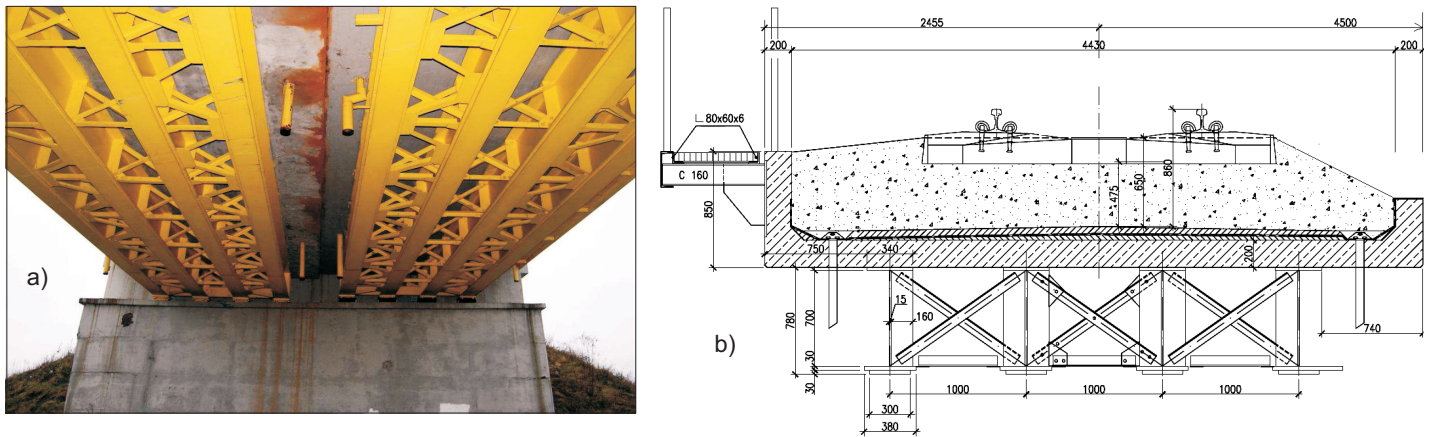


Fig. 10. Botom view (a) and cross-section (b) of the composite bridge located at km 54+951

Rys. 10. Widok od spodu (a) i przekrój poprzeczny (b) wiaduktu zespolonego położonego w km 54+951

Na Rys. 11 zamieszczono wykresy przemieszczeń i przyspieszeń maksymalnych w funkcji zmiennej prędkości wywołanych przejazdem pociągów HSLM. Na rysunku tym uwzględniono wyniki z pomiarów próbnych. Widać znaczne rozbieżności pomiędzy wynikami badań obciążenia próbnego a rezultatami obliczeń, które są spowodowane różnicą pomiędzy zastosowanym w obciążeniach próbnym taborem, nieuwzględnieniem sztywności podsypki i toru kolejowego oraz normowo dobranym współczynnikiem tłumienia. Pomimo to czytelna jest podstawa do zastosowanego w ekspertyzach wnioskowania o konieczności przebudowy obiektów, jeśli mają być wprowadzone na ich trasie pociągi z prędkościami powyżej 250 km/h.

The maximum accelerations and displacements as a function of the speed of HSLM trains is presented in Fig. 11. The graphs include the dots representing the results of the test measurement. There are large differences between the results of the load tests and the results obtained through calculations, which is attributed to the difference between rolling stock used in the load test, omitting the effect of rigidity of the ballast and tracks and taking a standard value of damping coefficient. Nevertheless, the basis for taking decision on the need of alteration to accommodate trains travelling with speeds higher than 250 km/h.

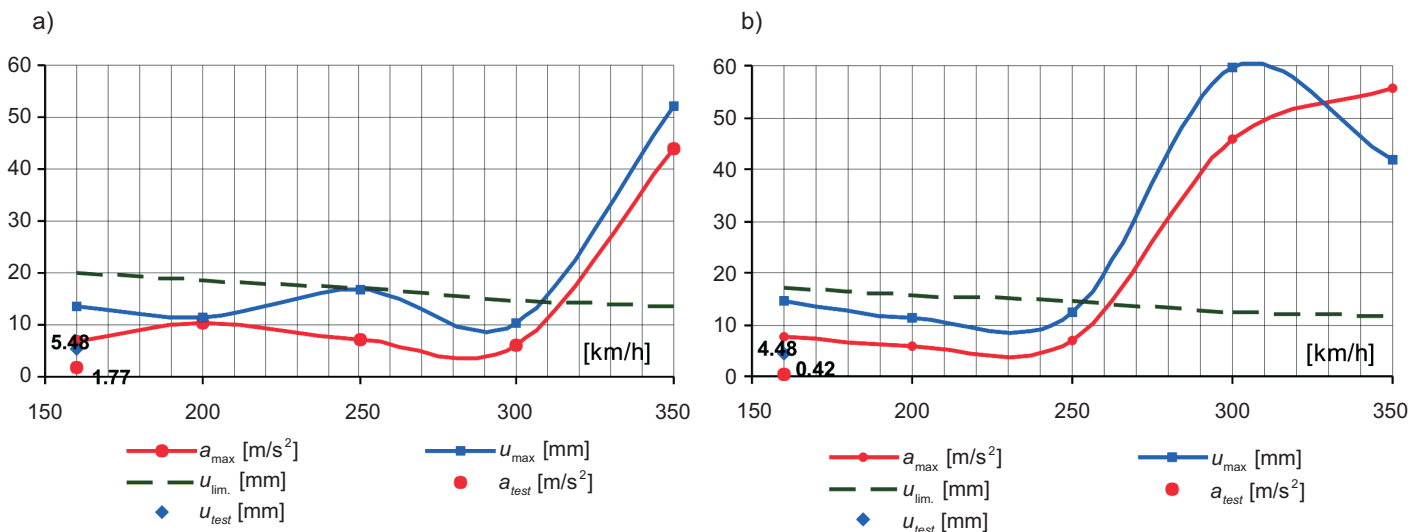


Fig. 11. Acceleration a and displacement u at the centre of composite bridge at peak traffic load: a) $L = 20.4$ m, $n_0 = 4.688$ Hz;

b) $L = 17.4$ m, $n_0 = 4.437$ Hz

Rys. 11. Przyspieszenia a i przemieszczenia u środków mostów zespolonych w warunkach szczytowego natężenia ruchu:

a) $L = 20,4$ m, $n_0 = 4,688$ Hz; b) $L = 17,4$ m, $n_0 = 4,437$ Hz

Na podstawie zamieszczonych powyżej wykresów, można wnioskować, że w zakresie podstawowej częstotliwości drgań własnych występuje zgodność wartości obliczonych i pomierzonych w testach próbnych. Uznając tę zgodność jako kryterium konieczne można stwierdzić, że zostało ono spełnione. Porównanie metody polegającej na stosowaniu wszystkich pociągów z grupy HSLM z metodą zakładającą zastosowanie pociągu krytycznego nie dało wyraźnego wskazania co do przewagi którejś z metod.

7. PREFABRYKOWANE MOSTY BETONOWE

Wnioski wysnute po przebadaniu obiektów betonowych prefabrykowanych są zbliżone z tymi, które można znaleźć w pracach [13-15]. Odnotujmy tylko, że z punktu widzenia dynamiki są to konstrukcje sztywne. Podstawowa częstotliwość drgań własnych jest około 2 do 3 razy wyższa od analogicznej częstotliwości przy mostach zespolonych i przyjmuje wartość około 9 Hz.

8. MOSTY O DUŻYCH ROZPIĘTOŚCIACH W SYSTEMIE WARRENA I LANGERA

Badania i analizy dotyczyły dwóch obiektów kratownicowych o rozpiętościach odpowiednio $L = 93,0$ m i $51,0$ m. Pierwszy obiekt to wiadukt zlokalizowany w km 8+179 / 8+196 na odcinku Grodzisk Mazowiecki - Idzikowice linii nr 4 Grodzisk Mazowiecki - Zawiercie (Rys. 12).



The information provided by the graphs can be summarised by saying that the calculated and measured frequencies are consistent for the base natural frequency of vibration. If such consistency is regarded as the necessary criterion we can say that it is satisfied in this case. The methods based on the use of HSLM trains and the critical train were compared without clear indication which of them should be preferred.

7. PRE-CAST CONCRETE BRIDGES

The outcome of the analysis of pre-cast concrete bridges is consistent with the conclusions given in [13-15]. This being so, it is worthwhile noting that in terms of the bridge dynamics pre-cast bridges are treated as rigid systems. At the value of ca. 9 Hz the base natural frequency of the structure is ca. 2-3 times higher than in the case of composite structures.

8. LONG SPAN TRUSS BRIDGES BASED ON WARREN AND LANGER SYSTEMS

Two truss structures were analysed with span lengths of $L = 93.0$ m and $L = 51.0$ m respectively. The first structure is an overpass located on the section between Grodzisk Mazowiecki and Idzikowice of the route of line No. 4 between Grodzisk Mazowiecki and Zawiercie, between km 8+179 and km 8+196 (Fig. 12).

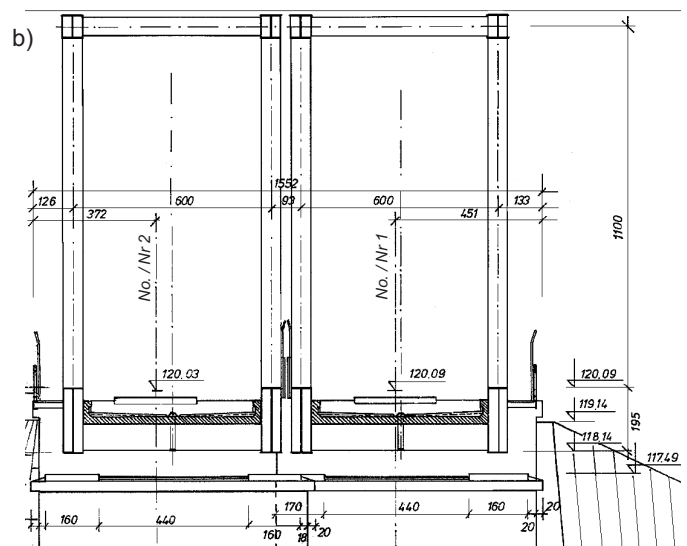


Fig. 12. View (a) and cross-section (b) of the overpass located at km 8+179 / 8+196 on the Grodzisk Mazowiecki - Idzikowice section
Rys. 12. Widok (a) i przekrój poprzeczny (b) wiaduktu na odcinku linii Grodzisk Mazowiecki-Idzikowice zlokalizowany w km 8+179 / 8+196

Jego pas dolny jest wysoką belką dwuteową o wysokości 1950 mm, usztywnioną przez kratownicę typu Warrena. Całkowita wysokość mostu wynosi 12950 mm, szerokość w osiach dźwigarów 6000 mm. Pomost stanowi płyta żelbetowa ułożona na poprzecznicach. Podstawowe wymiary mostu przedstawiono na przekroju poprzecznym (Rys. 12b).

W przypadku drugiego mostu o rozpiętości $L = 51,0$ m (Rys. 13) konstrukcja kratownicy Warrena stanowi w rzeczywistości usztywnienie skrzynkowych dźwigarów stanowiących pas dolny. Most znajduje się na linii Grodzisk Mazowiecki - Zawiercie CMK i jest zlokalizowany w km 63+728. Wysokość belki pasa dolnego obiektu wynosi 1700 mm, przy całkowitej wysokości 9920 mm, zaś szerokość w osiach dźwigarów 5300 mm.

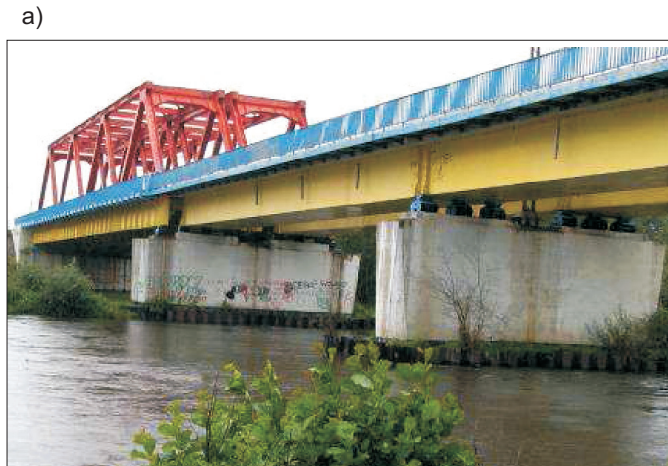


Fig. 13. View (a) and cross-section (b) of the bridge on the Grodzisk Mazowiecki - Zawiercie section located at km 63+728
Rys. 13. Widok (a) i przekrój poprzeczny (b) mostu na linii Grodzisk Mazowiecki - Zawiercie położony w km 63+728 CMK

Na Rys. 14 zamieszczono wyniki analiz numerycznych przyspieszeń i przemieszczeń mostów o konstrukcji nośnej będącej kratownicą typu Warrena. Rezultaty należy traktować jako średnie. Uwzględnienie nieosiowości torów nie wywołało istotnych różnic i dlatego je pominięto.

W analizie rozważono kilka możliwych przyczyn stanu skręcania mostu, oprócz nieosiowości mostu mogą to być deformacje i stany wstępnych naprężeń wynikających z faz montażu, różnic sztywności elementów czy imperfekcje geometrii konstrukcji [10]. Efektem sprzężonym z zarejestrowanym skręceniem konstrukcji są przesunięcia poziome, szczególnie w pasach górnych kratownic, wywołane poprzez podatności ram portalowych i innych stężeń poprzecznych ustroju kratowego. W sprawie tych

The lower chord is made of a 1950 mm deep I-beam, tied by a Warren truss. The bridge has an overall height of 12950 mm and is 6000 mm wide, as measured between centres of girders. The deck is a reinforced concrete slab supported on the floor beams. For the main dimensions see the cross-section given below.

In the second bridge the Warren truss with the span length of $L = 51.0$ m is used in fact as a stiffening member for the box girders making up the lower chord. The bridge is located on the trunk railway line CMK between Grodzisk Mazowiecki and Zawiercie, at km 63+728. The lower chord beam is 1700 mm deep, the overall height is 9920 mm and the width between the centres of girders is 5300 mm.

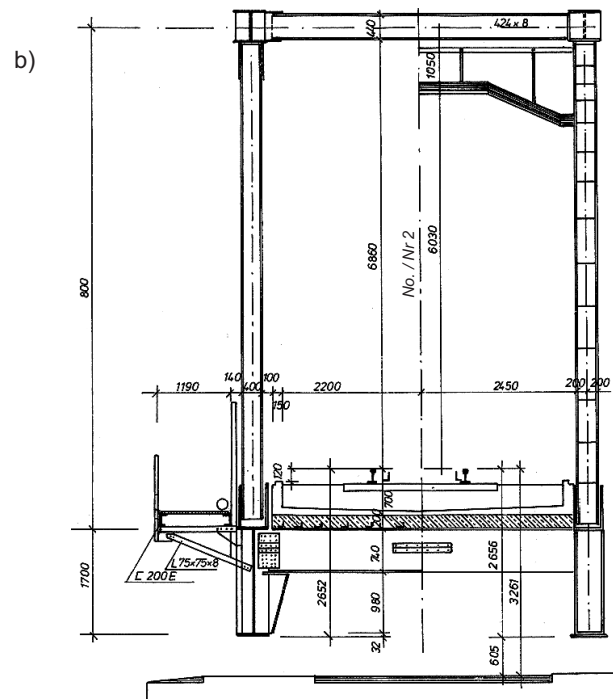


Fig. 14 presents the results of numerical analyses of accelerations and displacements on Warren truss bridges. The values in these graphs should be treated as average. Allowing for misalignment of tracks did not result in any significant differences and, as such, it was not considered.

Potential causes of the recorded twisting of the bridge deck were considered. These include, besides misalignment also deformations and initial stresses resulting from staged erection process, difference in stiffness between the components or imperfections of the structure geometry [10]. The effect associated with the recorded twisting of the bridge structure are horizontal displacements concerning especially the upper chords and caused by yielding of the

rodzajów deformacji konieczne są dalsze odwołania do pracy [10], ale może to być także zakresem indywidualnych studiów.

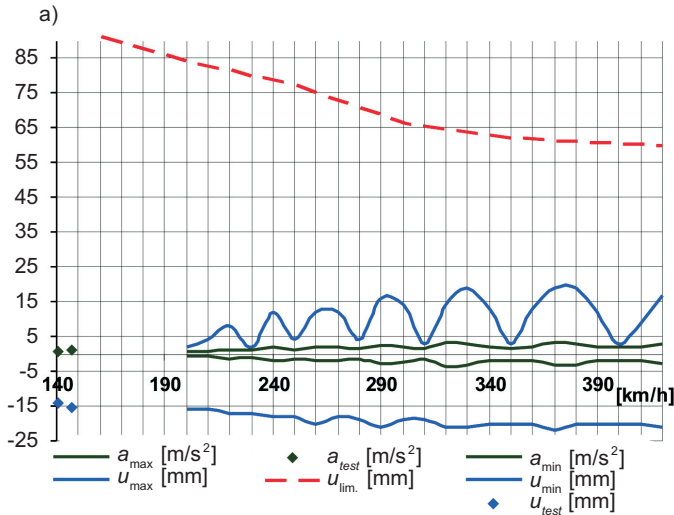


Fig. 14. Variation of the acceleration and displacement extrema for the analysed Warren trusses: a) $L = 93.0$ m and $n_0 = 1.98$ Hz, b) $L = 51.0$ m and $n_0 = 3.76$ Hz

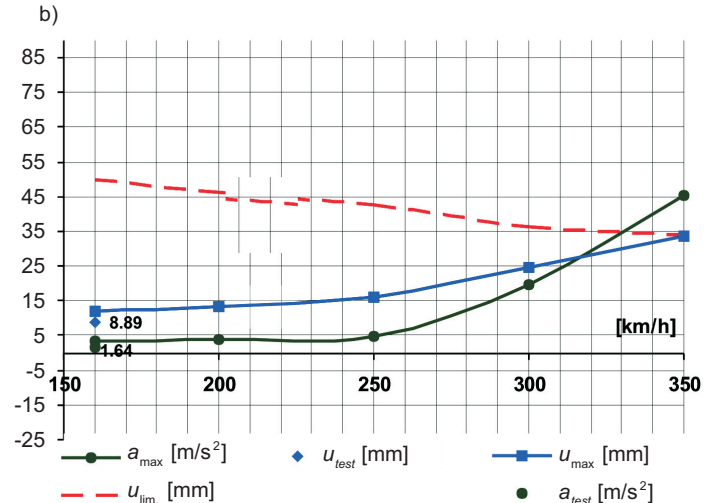
Rys. 14. Zmienność ekstremów przyspieszeń i przemieszczeń w przypadkach kratownic Warrena: a) $L = 93,0$ m i $n_0 = 1,98$ Hz, b) $L = 51,0$ m i $n_0 = 3,76$ Hz

Łuki Langera to konstrukcje eleganckie i estetyczne, jednakże w sensie dynamicznym charakteryzują się małą sztywnością. Analiza statyczna wykazała znany fakt, że lekki łuk stanowi dostateczne wzmocnienie sztywnej belki w środku jej rozpiętości, podczas gdy w odległościach $L/4$ od podparć istnieją „słabe punkty”. Te niedostatki wystąpiły także przy ocenach łuków na CMK, tu zaobserwowano relatywnie silne wzbudzenia dynamiczne. Dodatkowy problem w przypadku łuków polega też na tym, że nie ma prostych metod wzmocnienia konstrukcji, ze względu na występujące w zastosowanych wieszakach więzy jednostronne.

Przedmiotem badań i analiz był wiadukt zlokalizowany w km 26.571 / 26.578 o sztywnym pomoście z dwóch blachownic stalowych i zamocowanym do nich pomoście ortotropowym. Pas dolny w formie dwuteownika o wysokości 1800 mm jest usztywniony wiotkim łukiem w przekroju poprzecznym skrzynkowym o wymiarach zewnętrznych 1000 × 560 mm, wysokość łuku od górnej podstawy belki wynosi 13685 mm, zaś szerokość w osiach łuków to 4970 mm (Rys. 15).

Na Rys. 16 zamieszczono wykresy przyspieszeń i przemieszczeń łuku w środku rozpiętości belki, poza tym przedstawiono wyniki próbnych obciążeń prowadzonych przy prędkościach 160-164 km/h. W granicach prędkości

portal frames and other transverse braces of the truss system. Information on this type of deformations can be found in [10] or obtained by individual analysis.



The Langer arch systems are elegant and nice, yet these advantages are not matched by their stiffness which is low. As it results from the static analyses a slight arch provides sufficient stiffening at the midspan which is compromised by weak points located at $L/4$ distance from the supports. These problems were also noted during investigation of arches on the trunk railway line manifested by a relatively strong dynamic excitation. What makes things worse is that there are no easy methods of strengthening the arch structures due to the fact that hangers are unilateral constraints.

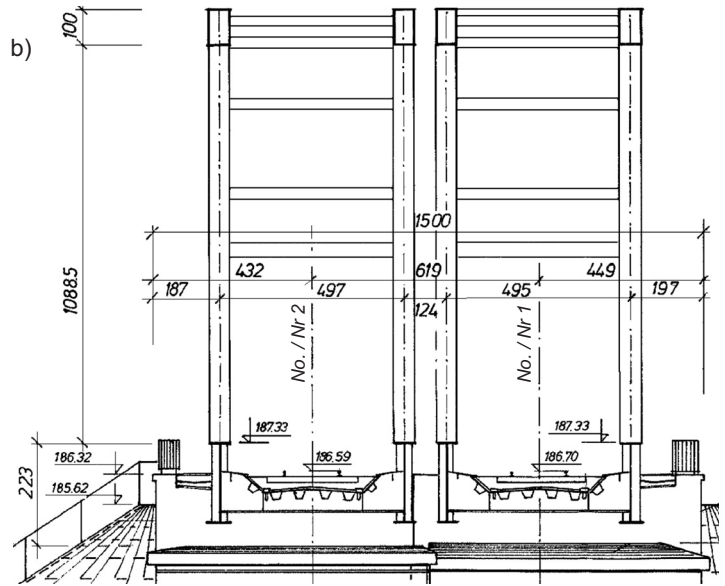
The structure identified for investigation and analyses was an overpass located at km 26.571 / 26.578. It has a rigid deck built of two steel plate girders supporting orthotropic deck slab. The lower chord is made of a 1800 mm deep I-beam, stiffened with slender arch made of 1000 × 560 mm box section (outside dimensions), 13685 mm high (measured from the top of lower chord beam), and 4970 mm wide as measured between the centres of the two upper chords (Fig. 15).

Fig. 16 presents the arch acceleration and displacement charts at the midspan of beam supplemented with the load test results at 160-164 km/h test speeds. The effect typical of the critical speed is observed close to 280 km/h. The outcome of the analyses were supplemented with a graph



Fig. 15. View (a) and cross-section (b) of the bridge located at km 26.571 / 26.578

Rys. 15. Widok (a) i przekrój poprzeczny (b) wiaduktu zlokalizowanego w km 26,571 / 26,578



280 km/h obserwujemy efekt odpowiadający prędkości krytycznej. Uzyskane podczas badań eksperckich rezultaty analityczne uzupełniono poprzez zamieszczenie repliki wykresu zaczerpniętego z [10], dotyczącego także łuku Langer'a o rozpiętości $L=75,0$ m. Można uznać, że w tym przypadku występuje jakościowa zgodność wyników autorów z wynikami z [10].

taken from [10] and concerning Langer arch of $L=75.0$ m. We can say that there is a qualitative consistency between the results of the authors and the results of [10].

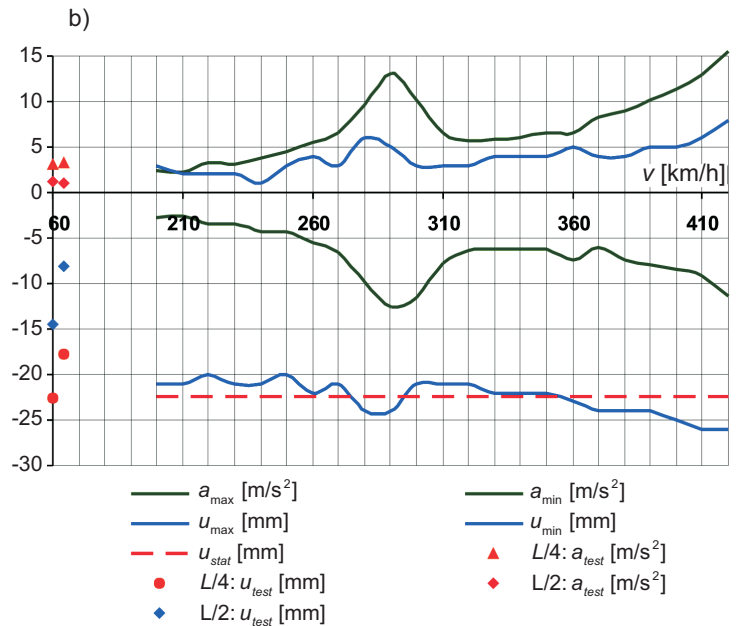
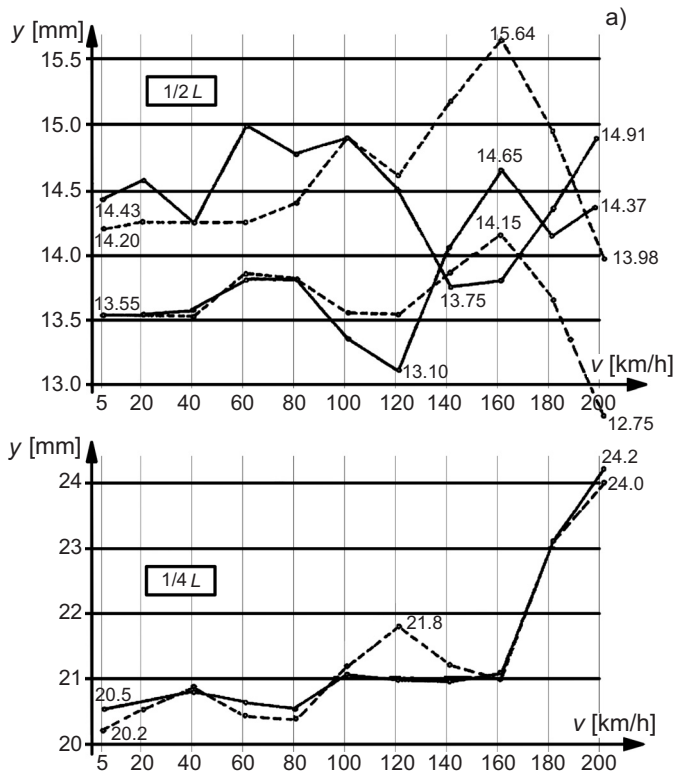


Fig. 16. Langer arch with the span length of $L = 75.0$ m and $n_0 = 2.1$ Hz: a) graph representing the results of dynamic analyses taken from [10], b) test results and the results obtained through dynamic analyses carried out by the authors

Rys. 16. Łuk Langer'a, rozpiętość $L = 75,0$ m i $n_0 = 2,1$ Hz: a) wykres zaczerpnięty z [10] przedstawiający wyniki badań dynamicznych, b) wyniki badań konstrukcji oraz wyniki analiz dynamicznych uzyskane przez autorów

10. ANALIZA WYNIKÓW I WNIOSKI

1. Próbne badania dynamiczne są najtańszym sposobem rozpoznania stanu technicznego konstrukcji. Prowadzone do tej pory pomiary były zorientowane na oszacowanie podstawowych trzech charakterystyk:

- ekstremalnych amplitud pionowych przemieszczeń,
- wielkości przyspieszeń elementów pomostów,
- wartości współczynnika dynamicznego.

Przeprowadzone podczas badań eksperckich numeryczne analizy dynamiczne wskazują, że pomiary powinny także objąć amplitudy poziomych przesunięć pomostów oraz w przypadkach konstrukcji bardziej złożonych jak kratownice i łuki również badania odkształceń w wytypowanych prętach takich ustrojów. Brak danych z rzeczywistych pomiarów w zakresie prędkości powyżej 250 km/h znacznie utrudnił wnioskowanie. W jednej z ekspertyz wykonano symulację wzmocnienia kratownicy, bazując na wynikach analizy dynamicznej. Zaproponowane wzmocnienie obniżyło niekorzystną odpowiedź konstrukcji w stopniu dostatecznym do dopuszczenia do prędkości pociągów w granicy do 200 km/h. Jednakże model numeryczny powinien być zawsze skalowany do warunków rzeczywistych, co nie było możliwe.

2. Dotychczas sztywność konstrukcji czy jej elementów określano jako zdolność konstrukcji do przeciwstawienia się deformacjom, tak na poziomie przemieszczeń i obrotów jak i na poziomie odkształceń. Obecnie należy rozważyć zdefiniowanie i stosowanie pojęcia sztywności dynamicznej. Jednym z parametrów charakteryzujących dynamiczną odpowiedź jest podstawowa częstotliwość drgań giętych, której bezpieczne wartości w przedziale od 3 Hz do 7 Hz rozpoznano jako właściwe. Paradoksalnie zastosowanie stali o niższych cechach wytrzymałościowych powodujące zwiększenie przekrojów elementów konstrukcji jest korzystne, gdyż zwiększa sztywność, a ta z kolei podnosi wartości częstotliwości drgań własnych – co jest na ogół właściwe. Nie chodzi zatem o stosowanie stali o podwyższonych czy wysokich parametrach wytrzymałościowych a raczej o stale typu S235, z których są wykonane w większości badane mosty. Stąd przy przebudowach, jeśli to jest korzystne, należy dalej stosować ten materiał.

3. We wszystkich normach europejskich i badaniach dotyczących obiektów inżynierskich zlokalizowanych na trasie CMK zmarginalizowano przepusty. Duża ich liczba sprawia, że należy je uznać za ważny

10. ANALYSIS OF RESULTS AND CONCLUSIONS

1. Dynamic studies are the cheapest way to evaluate the condition of structures. So far, the following three parameters were measured as part of these studies:

- maximum amplitudes of vertical displacements,
- acceleration of bridge components,
- dynamic factor magnitude.

The numerical analyses have demonstrated the need to include also the amplitudes of horizontal displacement of deck and, for compound structures such as trusses and arches also the deformations of selected members. A significant shortcoming was the lack of measurement data for speeds higher than 250 km/h. One of the studies included simulation of truss strengthening based on the results of the dynamic analysis. The proposed strengthening has decreased undesired response of the structure sufficiently to allow trains travelling at speeds of up to 200 km/h. However, any numerical model must always be calibrated to the existing structure. This was not possible both here and in other cases.

2. The term “stiffness” when it is used to refer to the structure or any of its components is understood as capability of such structure or component to resist forces which may result in displacement and rotation as well as deformations. Attention is drawn to another term: “dynamic stiffness” and consideration should be given to its definition and application. One of the parameters defining the dynamic response is the base frequency of bending vibrations whose save value has been determined at ca 3 Hz as a minimum and 7 Hz. Oddly enough, steel of lower strength parameters has a good effect on the structure behaviour as it requires increasing the cross-sections resulting in increased stiffness, which in turn increases the natural frequency of the structure, which, in most cases is a desired effect. Taking this into account, steel grade S235, i.e. the material used for most of the bridges covered by this research is a better choice than a high strength steel. Therefore, the existing type of steel should be used for any alteration work if appropriate.

3. Culverts are marginalised in all the European standards and studies of the bridges located on the CMK trunk railway line. However, in view of the large number of existing culverts these structures deserve

problem inżynierski. W szczególności istotą tego problemu jest próba odpowiedzi na pytanie: jak będą się zachowywać przy stosowaniu pociągów o dużych prędkościach? W ramach prowadzonych programów badań nie przewidziano obciążeń próbnych dynamicznych nawet jednego przepustu. W przeprowadzonym przeglądzie literatury technicznej nie napotkano analizy, czy wyników eksperymentalnych zachowania przepustu – jako obiektu zintegrowanego poddanego wymuszonym amplitudom przemieszczeń charakterystycznych dla pociągów o dużych prędkościach. Zatem, wniosek w zakresie tej grupy obiektów to: rozpoznanie przez próbne obciążenia dynamiczne, pomiary rozchodzenia fal (metoda tomograficzna) w otaczającym przepust nasypie i modelowanie numeryczne wyskalowane do rezultatów eksperymentalnych. Właściwe jest także wykonanie opracowania uzupełniającego do normy PN-EN 1991-2 dotyczącego szacowania współczynnika dynamicznego przepustów, w tym z elementów prefabrykowanych.

4. Stan podpór betonowych, w większości przypadków, jest niedostateczny, przy czym nie chodzi tu o ich nośność, ale o rozwój korozji betonu w części ponad gruntem. Stosowane podczas remontów warstwy naprawcze PCC w wyniku niedostatecznego zespolenia ze słabym podłożem uległy odspojeniu. Trwałą okazała się być propozycja opracowana w IBDiM w postaci płaszcza z betonu na bazie żywic o grubości 15 cm. Cel został osiągnięty, tj. powierzchnie ścian przyczółków nie wykazują oznak korozji. Z drugiej strony wprowadzenie warstwy 15 cm materiału można traktować jako jednorazowy eksperyment odbiegający od rozwiązania typowego. Diagnozę przyczyn degradacji przyczółków upatrywać należy w podstawowych błędach kształtowania i konserwowania konstrukcji, wśród których są:
- niewłaściwie funkcjonujące urządzenia dylatacyjne oraz bardzo trudny dostęp do tych urządzeń,
 - brak właściwych spadków na ciosach i ławach podłożyskowych,
 - brak gzymsów ław podłożyskowych z wykształtowanym kapinosem,
 - brak właściwego utrzymania obiektów,
 - zastosowanie betonów o relatywnie dużej nasiąkliwości, zbyt niskich klasach wytrzymałości i zbyt niskiej mrozoodporności.

Rozwiązanie problemu można widzieć dwutorowo:

- a) zastosowanie stosowanego dotychczas sprawdzonego rozwiązania, tj. po usunięciu efektów korozji

particular attention. The question to be asked with reference the culverts is: How would these structures react to high-speed rail traffic? Not a single one of the existing culverts has been included in the dynamic load testing program. The relevant publications have been reviewed and no theoretical or measurement data were found concerning the behaviour of culvert, as an integral structure undergoing displacements typical of the action of high-speed rail traffic. In view of the above, investigation of culverts should cover load test, wave propagation in the fill around the culvert (tomographic method) and numerical modelling calibrated to the field data. Moreover, a study concerning estimation of dynamic factor for culverts, including pre-cast structures should be carried out to supplement EN 1991-2.

4. The condition of concrete supports is in most cases unsatisfactory due to deterioration of concrete in the above-ground portion rather than poor foundation performance. The observed spalling of PCC mortars used to repair the damaged areas was due to insufficient binding to weak substrate. Such problems were not found in places repaired with 15 cm thick resin-bound concrete coating according to the method developed by IBDiM, Poland. This method allowed to achieve the objective, namely no visible damage of concrete on the abutment faces. However, repair by placing a 15 cm thick layer can be viewed as an experiment rather than a method for general application. Deterioration of abutments may be attributed to ignorance in design and maintenance of the structure, including:

- poor performance of and difficult access to the expansion joint devices,
- inadequate sloping of the bearing shelves and pedestals,
- lack of cornices with drip groove to divert water from the bearing shelves,
- maintenance backlog,
- poor quality of concrete, including excessive permeability, insufficient strength and freeze-thaw performance.

It is proposed to approach the problem from two sides:

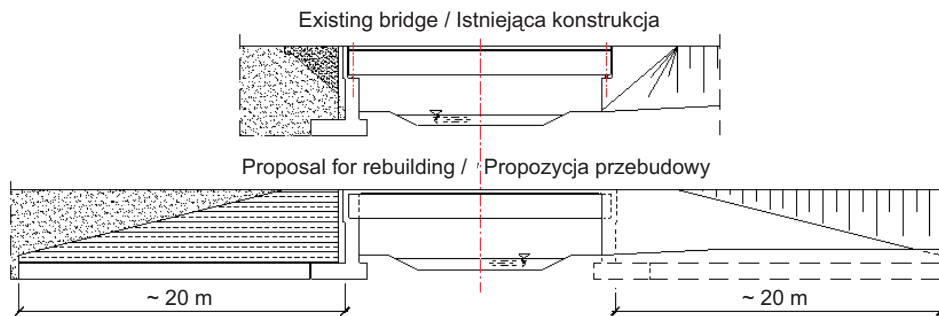
- a) use a proven method of repair i.e. installation of stone cladding of granite or other rock resistant to deterioration by trickling water on the surfaces free of deteriorated concrete and brought to the original shape,

i reprofilacji wykonanie okładziny kamiennej z granitów lub innych skał charakteryzujących się dużą odpornością na korozję powodowaną ociekaniem wody,

- b) przewartościowanie procesu projektowania obiektów, w myśl zasady, że wszystkie przyczyny destrukcji należy wyeliminować; można to osiągnąć przez zmianę schematu statycznego mostu swobodnie podpartego na konstrukcję zintegrowaną typu rama-grunt.

Dotyczy to zarówno mostów betonowych jak i stalowych oraz zespolonych. Na Rys. 17 przedstawiono proponowany schemat takiego rozwiązania. Rozbudowanie skrzydeł i kształtowanie strefy zaprzeczłkowej stabilizuje nasyp i zmniejsza efekt progowy na wjeździe na most. Dodatkowe korzystne efekty to:

- zwiększenie sztywności i sztywności dynamicznej ustroju nośnego,
- możliwość zastosowania odwróconego skrzydła przyczółka odpowiadającego wymiarem i kształtem strefie przejściowej przed i za mostem.



5. Stan konstrukcji stalowej ustrojów nośnych wykonanych ze stali S235 (St3M) oceniono na zadowalający. Występują oczywiście lokalne obszary zagrożenia czy wręcz korozji, jednak są to sytuacje łatwe do naprawy. Z drugiej strony niemal wszystkie przyczółki mostów oceniono negatywnie wskazując przy tym na konieczność przebudowy lub budowy od nowa. Pojawia się zatem jeszcze jedna przesłanka do przebudowy ustrojów nośnych, tak by odpowiadały dystrybucji momentów zginających w ryglu ramy.

- b) verify the process of design to eliminate all the causes of deterioration; this can be achieved by changing the bridge design from simply supported to fully integral system with frame abutments.

This concerns both concrete, steel and steel-concrete composite constructions. This proposed approach is illustrated in Fig. 17. Expansion of wingwalls and appropriate geometry of the area behind abutments will stabilise the embankment and mitigate the threshold effect at the bridge entry. The additional benefits are:

- higher static and dynamic stiffness of the deck,
- optionally – designing return abutments adjusted in the shape and size to the bridge approach and departure zones.

5. The condition of the steel portion of the decks made of S235 (St3M) steel was rated as good. Problems with corrosion, either potential or existing may be easily eliminated. On the other hand, almost all abutments need renovation or replacement due to very poor condition. This is yet another argument for changing the static scheme so that the bending moments are distributed in the frame transom.

Rys. 17. Proposed change of the static system and design of abutments
Rys. 17. Propozycja zmiany schematu statycznego i kształtowania przyczółków

REFERENCES / BIBLIOGRAFIA

- [1] *Szcześniak W.*: Wzajemne oddziaływania w układzie pojazd-tor klejowy-podtorze-podłoże gruntowe. Prace Naukowe Politechniki Warszawskiej, Budownictwo, **129**, 1995, 1-220
- [2] *Szcześniak W.*: Inercyjne obciążenia ruchome na belkach i płytach - przegląd podstawowych pozycji literatury. Prace Naukowe Politechniki Warszawskiej, Budownictwo, **112**, 1990, 7-75
- [3] *Klasztorny M.*: Dynamika mostów belkowych obciążonych pociągami szybkobieżnymi. WNT, Warszawa 2005
- [4] *Bajer Cz., Dyniewicz B.*: Numerical Analysis of Vibrations of Structures under Moving Inertial Load. Springer Berlin Heidelberg, **65**, 2012

- [5] *Barczenkov A.G.*: Dinamiczeskij rozcziot avtodorożnych mostow. Transport, Moskwa, 1976
- [6] *Karaś S.*: Współczynniki dynamiczne obciążeń kolejowych w PN-EN 1991-2. Drogownictwo, **LXVI**, 4, 2011, 135-140
- [7] *Paultre P., Chaallal O., Proulx J.*: Bridge dynamics and dynamic amplification factor – a review of analytical and experimental findings. Canadian Journal of Civil Engineering, **19**, 1992, 260-278
- [8] *Karoumi R., Liljencranz A., Carlsson F.*: Assessment of Actual Traffic Loads Using B-WIM, Site Specific Characteristic Load from Collected Data & Statistical Evaluation of Dynamic Amplification Factors, in: Sustainable Bridges – European Integrated Research Project, 2007
- [9] *Apanas L., Sturzbecher K.*: Analiza dynamiczna kolejowego wiaduktu kratowego w związku z dostosowaniem do przejazdu pociągów z dużymi prędkościami. Archiwum Instytutu Inżynierii Lądowej Politechniki Poznańskiej, 5, 2009, 9-33
- [10] *Niemierko A.*: Ocena możliwości zwiększenia prędkości pociągów powyżej 160 km/h na obiektach CMK na podstawie badań dynamicznych. Prace IBDiM, 3-4, 1996, 37-104
- [11] *Karlikowski J., Wołowicki W.*: Metodyka badan mostów i wiaduktów na linii E-65 (CMK) w celu ich dostosowania do ruchu pociągów z dużymi prędkościami. XV Seminarium „Współczesne metody wzmacniania i przebudowy mostów”, Poznań-Rosnówko, 2005, 96-104
- [12] *Bień J., Olofsson J., Elfgrén L.*: Assessment for Future Traffic Demands and Longer Lives, in: Sustainable Bridges – European Integrated Research Project. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław, 2007, 29-49
- [13] *Apanas L., Jankowiak I.*: Ocena możliwości modernizacji wiaduktów z prefabrykatów typu PW/SW w związku z dostosowaniem ich do ruchu pociągów z prędkością 200/250 km/h. XV Seminarium ZMRP „Współczesne metody wzmacniania i przebudowy mostów”, Poznań-Rosnówko, 2005, 5-15
- [14] *Jankowiak I., Karlikowski J.*: Ocena przydatności istniejących na linii E-65 przęseł płytowych o $L_t=10\div 12$ m do ruchu pociągów z prędkością do 250 km/h. XV seminarium ZMRP „Współczesne metody wzmacniania i przebudowy mostów”, Poznań-Rosnówko, 2005, 79-90
- [15] *Madaj A.*: Ocena przydatności do dalszej eksploatacji podpór obiektów inżynierskich na przewidzianym do modernizacji odcinku linii kolejowej E-65. XV Seminarium ZMRP „Współczesne metody wzmacniania i przebudowy mostów”, Poznań-Rosnówko, 2005, 136-145
- [16] *Skierski W., Sturzbecher K.*: Modernizacja przęseł zespolonych w celu ich dostosowania do ruchu pociągów z dużymi prędkościami. XV Seminarium ZMRP „Współczesne metody wzmacniania i przebudowy mostów”, Poznań-Rosnówko, 2005, 214-220
- [17] *Żółtowski K., Kozakiewicz A., Romaszkiwicz T., Szafrański M., Madaj A., Falkiewicz R., Raduszkiewicz K., Redzinski K.*: Przebudowa mostu kolejowego przez rzekę Pilicę z przystosowaniem do dużych prędkości. Archiwum Instytutu Inżynierii Lądowej Politechniki Poznańskiej, 8, 2010, 289-299
- [18] *Wysokowski A., Howis J., Kubiak Z.*: Historia przepustów w infrastrukturze komunikacyjnej. Inżynier Budownictwa, **62**, 5, 2009, 50-54
- [19] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30.05.2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie (Dz.U. Nr 63 poz. 735)
- [20] *Furtak K., Wrana B.*: Mosty zintegrowane. WKŁ, Warszawa 2005
- [21] *Dyniewicz B., Bajer Cz.*: Symulacja komputerowa ruchomych obciążeń inercyjnych. Drogi i Mosty, **9**, 1, 2010, 5-29