



JANUSZ RYMSZA<sup>1)</sup>  
ANNA M. RAKOCZY<sup>2)</sup>

## GUIDELINES FOR DETERMINING LOAD AND ACTIONS ON HISTORIC RAILWAY BRIDGES

## ZASADY PRZYJMOWANIA OBCIĄŻEŃ PRZY SPRAWDZANIU NOŚNOŚCI ZABYTKOWYCH MOSTÓW I WIADUKTÓW KOLEJOWYCH

**STRESZCZENIE.** Zgodnie z polskim Prawem Budowlanym każdy obiekt, w tym również wpisany do rejestru zabytków, powinien zapewniać bezpieczeństwo użytkowania poprzez utrzymanie odpowiedniego stanu technicznego w przewidywanym okresie eksploatacji. Niestety przepisy prawne nie są jednoznaczne, w związku z czym te same modele obciążeń, zwłaszcza oddziaływań innych niż pionowe, stosuje się do nowych konstrukcji, które mają powstać i będą eksploatowane przez co najmniej 100 lat oraz do obiektów istniejących, w tym takich eksploatowanych od 100 lat, które Zarządca ma zamiar dalej bezpiecznie eksploatować przez kolejne np. 50 lat. Takie podejście jest sprzeczne z zasadami wiedzy technicznej, o których mowa w polskim Prawie Budowlanym, gdyż wartość większości „innych” obciążeń i oddziaływań przyjmowanych zgodnie z normą projektową wynika bezpośrednio z pionowego obciążenia eksploatacyjnego. W artykule zaproponowano wartości charakterystyczne oddziaływań i częściowe współczynniki bezpieczeństwa, które powinny być używane do oceny istniejących mostów i wiaduktów kolejowych, zwłaszcza wpisanych do rejestru zabytków.

**SŁOWA KLUCZOWE:** obciążenie pionowe taborem kolejowym, ocena istniejących mostów kolejowych, oddziaływanie sił hamowania i przyspieszania pociągu, oddziaływanie wiatru, siła odśrodkowa, uderzenie boczne, współczynniki bezpieczeństwa.

**ABSTRACT.** According to Polish Construction Law, each structure, including those entered in the register of monuments, should ensure safety and serviceability by maintaining the proper technical condition in the expected period of use. Unfortunately, the legal regulations are not straightforward. Therefore, the same load models are used to structures that are to be built and will operate for at least 100 years, and to the existing structures that have been in service, also those operated for 100 years, that the Administrator intends to continue to use safely for additional time, e.g. another 50 years. Such an approach is contrary to the principles of technical knowledge referred to in the Polish Construction Law, as the value of the majority of non-vertical loads and actions assumed as per the design standard results directly from the vertical service load. This paper proposes the values of loads, which are derivatives of the vertical service load, that could be used for the evaluation of existing railway bridges and viaducts, especially those entered in the register of monuments.

**KEYWORDS:** action of centrifugal force, action of nosing force, action of train braking and acceleration, evaluation of existing railway bridges, partial safety factor, vertical load of rolling stock, wind and environmental action.

<sup>1)</sup> Instytut Badawczy Dróg i Mostów, ul. Instytutowa 1, 03-302 Warszawa: jrymsza@ibdim.edu.pl

<sup>2)</sup> Instytut Badawczy Dróg i Mostów, ul. Instytutowa 1, 03-302 Warszawa: arakoczy@ibdim.edu.pl (✉)

## 1. WPROWADZENIE

Z ankiet przeprowadzonych przez właścicieli kolei wynika, że wszystkich mostów i wiaduktów kolejowych w Europie jest ponad 220 000 [1]. Na podstawie zebranych danych obiekty te należą do czterech głównych kategorii, tak jak przedstawiono na Rys. 1. Ponad 35% rozpatrywanych obiektów ma więcej niż 100 lat, a tylko 11% ma mniej niż 10 lat. Dominują mosty o małych rozpiętościach, 62% prześle jest krótsze niż 10 m, a tylko 5% ma prześle dłuższe niż 40 m. Aby sprostać obecnym i przyszłym wymaganiom w zakresie zwiększonej nośności dla ruchu pasażerskiego i towarowego w europejskiej sieci kolejowej, kluczowe znaczenie ma zapewnienie, że istniejące mosty i wiadukty kolejowe będą bezpiecznie użytkowane w obecnych i przyszłych warunkach eksploatacji [1].

Pogarszający się stan techniczny istniejących konstrukcji powinien być odpowiednio oceniany i utrzymywany, aby zapewnić wystarczający poziom bezpieczeństwa konstrukcji a tym samym bezpieczeństwo publiczne [2]. Ocena stanu mostów uwzględnia wykorzystanie informacji z różnych źródeł, co umożliwi ocenę na wielu poziomach [3]. Proces oceny stanu technicznego powinien być zgodny z podstawową metodologią klasyfikacji defektów i ich konsekwencji dla nośności mostu. Klasyfikację typowych uszkodzeń mostów i mechanizmu degradacji oraz terminologię wad mostów kolejowych z różnych materiałów (beton, stal, cegła, kamień) przedstawiono we wcześniejszej publikacji [4]. Zaktualizowany wykaz procedur oceny stanu mostów drogowych i kolejowych został opracowany w ramach zintegrowanego projektu badawczego „Sustainable Bridges, SB3.2.” finansowanego przez Komisję Europejską [5]. Praktyczne podejście do podejmowania decyzji, jakie należy zastosować w przypadku typowych mostów drogowych, zostało przedstawione w 2019 r. [6].

Z powyższych referencji wynika, że wiele uwagi poświęca się procedurom oceny stanu technicznego istniejących obiektów kolejowych, ale istnieją ograniczone wytyczne dotyczące oceny obciążenia i oddziaływania w obecnych warunkach eksploatacji. Wytyczne dotyczące modelowania obciążenia ze szczególnym uwzględnieniem obciążeń od rzeczywistych pociągów i efektów dynamicznych zastosowanych do oceny mostu kolejowego zostały uwzględnione w pakiecie roboczym 4 w ramach projektu Sustainable Bridge [7]. Uwzględniono w nich jednak głównie obciążenia pionowe. Natomiast, w niniejszym artykule przedstawiono wytyczne dla wszystkich głównych oddziaływań zmiennych zależnych i niezależnych od obciążenia pionowego taborem kolejowym. Artykuł ma na celu usystematyzowanie zasad przyjmowania obciążeń przy sprawdzaniu nośności zabytkowych mostów i wiaduktów kolejowych.

## 1. INTRODUCTION

A survey carried out by the railway owners has indicated more than 220,000 railway bridges in Europe [1]. Based on the survey results, the bridges are of four main type categories presented in Fig. 1. More than 35% of these bridges are more than 100 years old, while only 11% are less than 10 years old. Small span bridges dominate, with 62% of these bridges being shorter than 10 m, while only 5% have spans larger than 40 m. To meet present and future demands on improved capacities for the passenger and freight traffic on the European railway network, it is of great importance to ensure that the existing railway bridges will behave safely under current and future operating conditions [1].

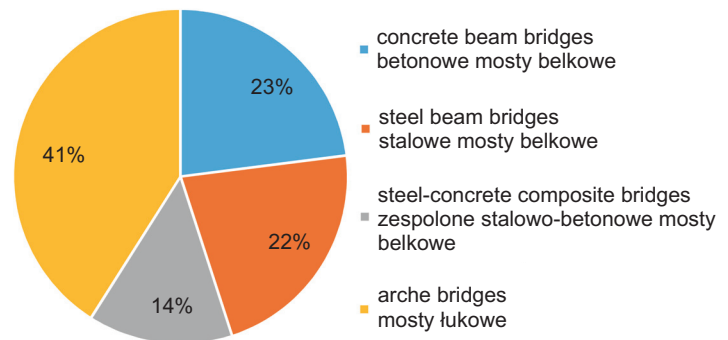


Fig. 1. Main categories of railway bridges in Europe  
Rys. 1. Główne kategorie obiektów kolejowych w Europie

Deteriorating, aging structures should be evaluated and maintained appropriately to guaranty sufficient structural safety and to ensure the security of the public [2]. The condition assessment of bridges considers information from different sources rendering multiple levels of a possible assessment [3]. The condition assessment process follows the fundamental methodology of defects classification and the consequences for the bridge capacity. The classification of typical bridge defects, degradation mechanism, and terminology for railway bridge defects of various materials (concrete, steel, brick, and stone) were presented by other researchers [4]. Updated inventory on condition assessment procedures for highway and railway bridges was developed under the Integrated Research Project “Sustainable Bridges, SB3.2” funded by the European Commission [5]. A practical and rational decision-making approach to be applied for common road bridges was presented in 2019 [6].

A lot of attention is dedicated to the evaluation of condition assessment procedures for existing bridges. However, limited guidelines for assessing a load and action due to

## 2. PODSTAWY PRZEPROWADZONYCH BADAŃ

### 2.1. PRZEPISY PRAWNE DOTYCZĄCE MOSTÓW KOLEJOWYCH

Zgodnie z art. 5 ust. 1 ustawy Prawo budowlane (Ustawodawstwo krajowe 1994) [8] „obiekt budowlany (...) należy, biorąc pod uwagę przewidywany okres użytkowania, projektować i budować w sposób określony w przepisach, w tym techniczno-budowlanych, oraz zgodnie z zasadami wiedzy technicznej, zapewniającej spełnienie podstawowych wymagań dotyczących: nośności i stateczności konstrukcji; bezpieczeństwa przeciwpożarowego; higieny, zdrowia i środowiska; bezpieczeństwa użytkowania i dostępności konstrukcji; ochrony przed hałasem; oszczędności energii i izolacji termicznej; zrównoważonego wykorzystania zasobów naturalnych” [8]. Ponadto obiekt powinien być projektowany i budowany z zachowaniem możliwości utrzymania właściwego stanu technicznego oraz zapewnienia ochrony obiektów wpisanych do rejestru zabytków i obiektów objętych ochroną konserwatorską.

Tak więc zgodnie z prawem, każdy obiekt budowlany, w tym wpisany do rejestru zabytków, w przewidywanym okresie eksploatacji, pełniąc funkcje użytkowe powinien zapewniać przede wszystkim bezpieczeństwo konstrukcji i użytkowania poprzez utrzymanie właściwego stanu technicznego. Na potrzeby tego artykułu wprowadzono podział obiektów budowlanych na dwa rodzaje: istniejące (obecnie lub dawniej użytkowane) i projektowane (nowe), a mosty i wiadukty kolejowe nazwano dalej „mostami kolejowymi”.

W odniesieniu do mostów istniejących, zgodnie z § 14a rozporządzenia [9] przy sprawdzaniu wytrzymałości (nośności) budowli kolejowych stosuje się modele obciążeń eksploatacyjnych zgodnie z normą PN-EN 15528 [10]. Natomiast do mostów projektowanych, zgodnie z § 14b ww. rozporządzenia [9] „modele obciążeń projektowych stosuje się zgodnie z normą PN-EN 1991-2 [11]”. Ponadto w pkt. 5.1.1 normy PN-EN 15528 [10] podano, że „Modele obciążenia określone w Załączniku A dotyczą klasyfikacji linii i nie powinny być wykorzystywane do projektowania nowych konstrukcji. Do projektowania nowych konstrukcji należy stosować obciążenie ruchem kolejowym podane w PN-EN 1991-2 [11]”.

Wydawałoby się, że przepisy prawne są jednoznaczne - biura projektowe w odniesieniu do mostów projektowanych powinny stosować obciążenia projektowe według normy PN-EN 1991-2 [11], a mostów istniejących (w tym zabytkowych) obciążenia eksploatacyjne według normy PN-EN 15528 [10]. Zwykle obciążenie eksploatacyjne jest mniejsze

current operating conditions are available. The guidelines on the load modeling with a focus on the train loads and dynamic effects applied for a railway bridge assessment were considered in Work Package 4 under the Sustainable Bridge project [7]. However, the consideration was given mainly to the vertical loads. This research paper provides the basis for all main variable actions dependent and independent on the vertical load of rolling stock. The article aims to systematize the rules for determining loads and actions when checking the load-carrying capacity of historic railway bridges and viaducts.

## 2. BACKGROUND OF THE RESEARCH

### 2.1. LEGAL REGULATIONS FOR RAILWAY BRIDGES

According to Art. 5(1) of the Construction Law Act (National Legislation 1994) [8], “a structure (...) should be designed and built, taking into account the expected service life, in the manner specified in the regulations, including technical and construction regulations, and following the principles of technical knowledge, ensuring compliance with the basic requirements concerning: structure load-carrying capacity and stability; fire safety; hygiene, health, and environment; safety of use and availability of structures; protection against noise; energy savings and thermal insulation; sustainable use of natural resources” [8]. Also, the structure should be designed and built with the ability to maintain the proper technical condition and to ensure the protection of structures entered in the register of monuments and structures under conservation protection.

Therefore, by the law, each structure, including those entered in the register of monuments, should ensure the safety of the structure and its serviceability by maintaining the proper technical condition in the expected period of use. In this paper, two types of structures are considered: existing (used currently or in the past) and designed (new) structures, while railway bridges and viaducts are hereinafter referred to as railway bridges.

According to § 14a of the regulation (MTiGM, 1998) [9], the service load models from the PN-EN 15528 [10] are applicable for the evaluation of the load-carrying capacity of existing railway structures. However, to design new bridges, the load models from PN-EN 1991-2 [11] shall be used per § 14b regulation (MTiGM, 1998) [9]. Besides, section 5.1.1 of the PN-EN 15528 [10] states that “the load models specified in Annex A refer to the classification of lines and should not be applied for designing new structure.

niż obciążenie projektowe, ponieważ nowe konstrukcje są projektowane z wyższymi współczynnikami bezpieczeństwa, które gwarantują rezerwę nośności na przyszłe obciążenia (100 lat). W przeciwieństwie do tego, istniejące konstrukcje były często projektowane dla modeli obciążeń mniejszych niż obecne obowiązujące obciążenie projektowe.

Jednak ww. przepisy prawne nie tworzą jednoznacznych wymagań technicznych. W normie PN-EN 15528 [10] podano modele obciążeń eksploatacyjnych, ale dotyczą one wyłącznie obciążenia pionowego. W normie tej nie zawarto np. zasad obliczania innych oddziaływań takich jak, sił hamownia i przyspieszenia, uderzenia bocznego i siły odśrodkowej, które są zależne od obciążenia pionowego. Natomiast w normie PN-EN 1991-2 [11] podano zarówno modele obciążeń projektowych dotyczących obciążenia pionowego, jak i wszystkich pozostałych oddziaływań. Ponadto w normie z 1985 r. [12] dotyczącej obciążeń projektowych w pkt. 1.2. określającym zakres stosowania normy stwierdzono: „Normę należy stosować do projektowania nowych i sprawdzania nośności istniejących obiektów mostowych”. Niniejszy zapis jednoznacznie wskazuje, że wymagania zawarte w normie dotyczącej projektowania mogą być stosowane również do mostów istniejących.

Powyższy stan prawny można zinterpretować następująco: przy sprawdzaniu nośności istniejących mostów kolejowych obciążenie pionowe taborem kolejowym należy przyjąć z normy PN-EN 15528 [10], a wszystkie pozostałe obciążenia i oddziaływania z normy PN-EN 1991-2 [11]. Tyle, że ta interpretacja jest technicznie nieuzasadniona: przyjmowane obciążenia i oddziaływania projektowe są zdecydowanie zawyżone, gdyż są wywoływane przez obciążenia projektowe LM 71 (Rys. 2) według normy PN-EN 1991-2 [11], a nie znacznie mniejsze obciążenia eksploatacyjne według normy PN-EN 15528 [10]. Z uwagi na to, że w Polsce nie ma specjalnej procedury postępowania z zabytkowymi mostami kolejowymi, możliwość dalszej ich bezpiecznej eksploatacji jest zazwyczaj określana na podstawie procedury podanej w normie dotyczącej projektowania nowych mostów – PN-EN 1991-2 [11].

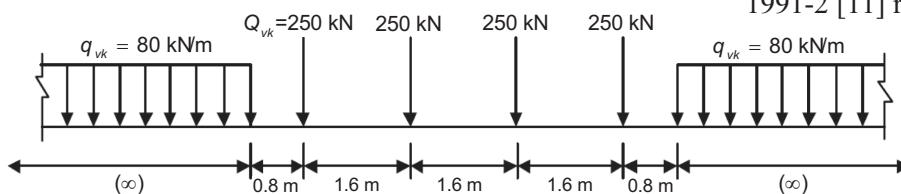


Fig. 2. LM 71 load model and characteristic values of vertical loads

Rys. 2. Model obciążenia LM 71 i charakterystyczne wartości obciążeń pionowych

The load models of railway equipment specified in EN 1991-2 [11] should be used for designing new structures”.

It seems that legal regulations are unambiguous – to design new bridges, load models from PN-EN 1991-2 [11] are applicable, while for evaluation of existing bridges (including historic ones), the service load models defined in the PN-EN 15528 [10] shall be used. Usually, the service load is lower than the design load, because new structures are designed with higher safety factors that guarantee a load-carrying capacity reserve for future loads (100 years). In contrast, existing structures were often designed for load models smaller than the current design load.

However, the above-mentioned legal regulations do not establish clear technical requirements. The PN-EN 15528 [10] specifies the service load models, but they apply only to vertical loads. This standard does not include the rules for calculating other actions, such as braking and acceleration forces, nosing force, and centrifugal force, which depend on the vertical load. On the other hand, the PN-EN 1991-2 [11] specifies design load models for vertical load and all other actions. Moreover, in the design load standard of 1985 (PN-85/S-10030) [12], section 1.2. concerning the scope of application of the standard states: “The standard should be applied for designing new and evaluating the load-carrying capacity of existing bridge structures”. This provision indicates that the requirements of the design standard may also be used for the evaluation of existing bridges.

The above mentioned legal regulations can be interpreted as follows: for evaluation of the load-carrying capacity of existing railway bridges, the vertical loads of rolling stock should be taken from the PN-EN 15528 [10], while all other loads and actions can be taken from the PN-EN 1991-2 [11]. Since there is no specific procedure for handling historic railway bridges in Poland, the possibility of their further safe operation is usually determined using procedures specified for designing new bridges – PN-EN 1991-2 [11]. However, such an interpretation is unjustified from a technical point of view: the assumed design loads and actions are overestimated, using design load (e.g. model LM 71 presented in Fig. 2) and partial factors from the PN-EN 1991-2 [11] rather than much lower service loads defined

in the PN-EN 15528 [10]. Since in Poland there is no special procedure for historic railway bridges, their fitness for continued safe operation is usually determined based on the procedure specified in the standard for the design of new bridges, such as PN-EN 1991-2 [11].

Natomiast w niektórych krajach wartości obciążeń i oddziaływań dotyczące projektowania nowych mostów kolejowych są różne od obciążeń i oddziaływań dotyczących mostów istniejących. Na przykład w Niemczech wymagania dotyczące istniejących mostów kolejowych znajdują się w dwóch normatywach: Richtlinie 805.0102 [13], Dyrektywa Kolei Niemieckich, zwana dalej „dyrektywą RiL 805” i DS 804 [14], zwanym dalej „normatywem DS 804”. Szczególnie istotnym dokumentem jest dyrektywa RiL 805 [13], która dotyczy bezpieczeństwa konstrukcyjnego istniejących mostów kolejowych. Dokument zawiera podstawy ponownego przeliczenia nośności, założenia dotyczące obciążeń i wartości częściowych współczynników obliczeniowych (współczynników bezpieczeństwa).

## 2.2. OBCIĄŻENIA I ODDZIAŁYWANIA MOSTÓW KOLEJOWYCH

Przy projektowaniu mostów należy brać pod uwagę obciążenia, które będą działać na obiekty w przewidywanym okresie użytkowania [8]. Na podstawie Tabeli 2.1 w normie PN-EN 1990 [15] przejmuje się, że jest to okres co najmniej 100 lat. Zgodnie z definicjami podanymi w normie PN-EN 1990 [15] wszelkie wpływy, które mogą powodować w obiekcie zmiany sił wewnętrznych, odkształceń lub przemieszczeń, w niniejszym artykule nazywano „oddziaływaniami”, natomiast można przyjąć, że „obciążenia” są rodzajem oddziaływań grawitacyjnych. Zgodnie z pkt. 4.1.1(1) w normie PN-EN 1990 [15] oddziaływania można podzielić na stałe i zmienne. Oddziaływaniami stałymi są ciężar własny konstrukcji i ciężar elementów wyposażenia. Elementami wyposażenia mostu kolejowego są w szczególności nawierzchnia, pomost i balustrada.

Głównym oddziaływaniem zmiennym jest obciążenie pionowe taborem kolejowym. Jest ono zwiększane ze względu na mimośród (niesymetryczne wzajemne usytuowanie toru i dźwigarów) oraz efekty dynamiczne. Obciążenie pionowe taborem kolejowym wywołuje inne oddziaływania, takie jak: siły hamowania i przyspieszania pociągów (siły poziome wzdłuż toru) oraz uderzenia boczne (powodujące siły poziome w poprzek toru i siły pionowe). Uderzenia boczne wynikają z geometrycznych niedoskonałości toru. Przyjmuje się je jako siłę poziomą prostopadłą do osi toru, przyłożoną do główki szyny, powodującą również obciążenie dźwigarów parą sił o przeciwnych zwrotach.

Jeżeli na moście kolejowym tor jest w łuku poziomym, to powstają siły odśrodkowe uzależnione m.in. od obciążenia pionowego taborem i promienia łuku. Siły te powodują powstanie sił poziomych działających w poprzek toru i sił pionowych. Zakłada się, że wypadkowa siła pozioma działa na wysokości 1,80 m nad płaszczyznę jazdy (odległość

In contrast, in some countries, the values of loads and actions used for the design of new railway bridges differ from the loads and actions used for the evaluation of existing bridges. For example, in Germany the requirements for existing railway bridges are specified in two standards: Richtlinie 805.0102 [13], the German Railways Directive, referred to as “Directive RiL 805” and DS 804 [14], referred to as the “DS 804 standard”. A particularly important document is Directive RiL 805 [13], which covers the structural safety of existing railway bridges. The document contains the basis for re-calculation of load-carrying capacity, assumptions for loads, and partial factors (safety factors).

## 2.2. LOADS AND ACTIONS ON RAILWAY BRIDGES

A structure shall be designed and executed in such a way that it will, during its intended life, sustain all actions and influences likely to occur during execution and use [8]. The indicated design working life, according to Table 2.1 of the PN-EN 1990 [15], is at least 100 years for all monumental building structures and bridges. Following the definitions in the PN-EN 1990 [15], all the effects that may cause internal forces, deformations, or displacements in the structure are referred to herein as “actions”, while “loads” can be assumed as a type of gravitational actions. According to section 4.1.1(1) of the PN-EN 1990 [15], actions shall be classified by their variation in time into permanent, variable, and accidental actions. Permanent actions include the self-weight of structures and the weight of fixed equipment. Railway bridge equipment includes, in particular, the deck superstructure, rail, sleepers, and handrails.

The main variable action is the vertical load of rolling stock that can be increased due to the eccentricity (asymmetric position of the track and girders) and dynamic effects. The vertical load of rolling stock causes other actions, such as braking and acceleration forces of trains (horizontal forces along the track) and nosing force (resulting in horizontal forces across the track combined with vertical forces). The nosing force results from geometric defects of the track. It is assumed as a concentrated force acting horizontally, at the top of the rails, perpendicular to the center-line of a track, which can be represented by a pair of forces of opposite directions applied on the girders.

Where the track on a bridge is in a horizontal curve over the whole or part of the length of the bridge, the centrifugal force and the track cant shall be taken into account. The centrifugal forces should be taken to act outwards in a horizontal direction at a height of 1.80 m above the running

mierzona od główki szyny). Tę siłę redukuje się względem górnego pasa dźwigara do siły poziomej i pary sił pionowych [11].

Oddziaływanie wiatru na konstrukcję mostu i tabor przyjmuje się w postaci siły wypadkowej przyłożonej w połowie wysokości taboru (2,0 m nad główką szyny), równomiernie rozłożonej wzdłuż długości mostu. To parcie powoduje powstanie oddziaływania poziomego i obciążenia pionowego dźwigarów parą sił. Na konstrukcję mostu mogą mieć wpływ zmiany temperatury. Ponadto należy uwzględnić pionowe obciążenie chodników służbowych. Oddziaływania wiatru i temperatury oraz obciążenie chodników służbowych są niezależne od głównego oddziaływania – obciążenia pionowego taboru kolejowym.

Wszystkie ww. oddziaływania powinny być stosowane zarówno przy projektowaniu nowego mostu, jak i przy określaniu bezpiecznej eksploatacji istniejącego mostu zabytkowego. Natomiast wartości oddziaływań dotyczące nowego mostu, który będzie eksploatowany co najmniej 100 lat i już użytkowanego np. przez 100 lat mostu zabytkowego, powinny być zasadniczo różne.

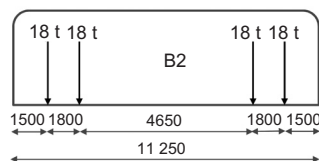
### 2.3. NOŚNOŚĆ ZABYTKOWYCH MOSTÓW W CIĄGU WYBRANEJ LINII KOLEJOWEJ

Na Dolnym Śląsku znajduje się linia kolejowa wybudowana w latach 1904-1910 (można przyjąć, że do budowy linii zostały wykorzystane przęsła mostowe pochodzące z okresu sprzed jej budowy, wykonane w XIX w.). W ciągu linii znajduje się ponad 100 różnych obiektów inżynierskich, w tym 16 mostów. Przęsła jednotorowych mostów są blachownicowe lub kratownicowe, w przeważającej większości z tzw. nawierzchnią otwartą (bez podsypki) i torem na mostownicach.

Obecnie linia kolejowa podlega rewitalizacji. W specyfikacji istotnych warunków zamówienia inwestor przewidział na linii obciążenie taboru kolejowym klasy B2 (Rys. 3) według PN-EN 15528 [10] lub rzeczywistymi pojazdami typu PESA (Rys. 4).

Nośność 16 zabytkowych mostów była sprawdzana przez dwa zespoły projektowe, które oznaczono jako A i B. Obliczenia dotyczące mostów o przęsłach blachownicowych (Rys. 5) wykonał zespół A, a o przęsłach kratownicowych (Rys. 6) – zespół B. Na niektórych obiektach są zarówno przęsła blachownicowe, jak i kratownicowe (Rys. 6). Różne podejście obu zespołów jest szczególnie widoczne na tych właśnie obiektach.

Fig. 3. The load model on the line class B2  
Rys. 3. Model obciążenia taboru kolejowym klasy B2



surface. The centrifugal force shall always be combined with the vertical traffic load. The force is applied to the flange of a girder as a transverse force acting at the finished carriageway level and radially to the axis of the carriageway [11].

The bridge structure and rolling stock are affected by wind that depends on the mean speed and the terrain category, and they can vary depending on the country. Generally, wind loads are assimilated into a static equivalent load. To calculate the wind force, the force coefficients on the bridge and the train have to be calculated. The resulting wind pressure acts in the middle of the rolling stock height (2.0 m above the railhead) and is evenly distributed over the bridge length. The pressure causes horizontal action and vertical load applied on girders with a pair of forces of opposite directions. The bridge structure may be affected by temperature changes. In addition, the vertical load on service walkways should be considered. Environmental actions and loads on service walkways are independent of the main vertical loads of rolling stock.

All the actions mentioned above should be used during the design of a new bridge and for the evaluation of a safe operation of an existing historic bridge. However, the magnitude of actions should be substantially different for a new bridge, designed for an indicated design working life of at least 100 years, and a historic bridge that is already in service for an extended time (e.g. 100 years).

### 2.3. THE LOAD-CARRYING CAPACITY OF HISTORIC BRIDGES ON THE CONSIDERED RAILWAY LINE

The considered railway line is located in Lower Silesia and was built between 1904 and 1910 (it can be assumed that some bridge spans were fabricated before its construction, made in the 19<sup>th</sup> century). The line consists of over 100 different engineering structures along the line, including 16 bridges. The spans of single-track bridges are deck plate girders (DPG) or truss, mostly with the so-called open deck and sleepers supported on the bridge girders.

The considered railway line is currently under renovation. In the specification of essential terms of contract, the Investor specified the load due rolling stock as the class line B2 (Fig. 3) according to the PN-EN 15528 [3] or actual load due to PESA vehicles (Fig. 4).

The load-carrying capacities of these 16 historic bridges were evaluated by two design teams – marked herein as Teams A and B. The calculations for deck plate girder spans (Fig. 5) and truss spans (Fig. 6) were made by

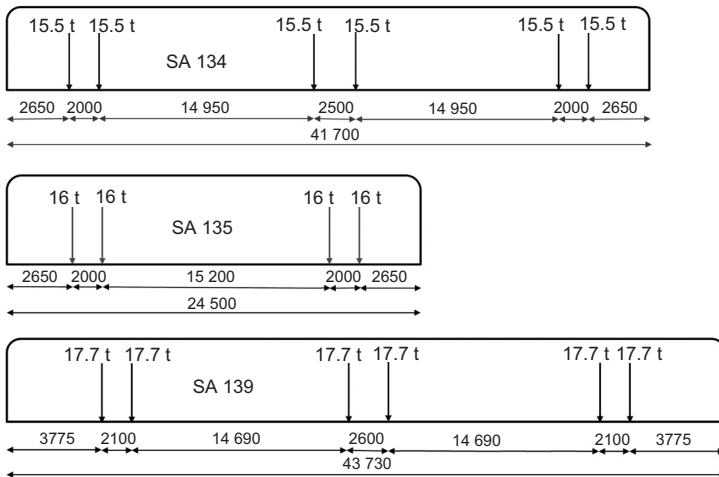


Fig. 4. Examples of load models of PESA vehicles  
Rys. 4. Przykładowe modele obciążeń pojazdów PESA

W Tabl. 1-4 przedstawiono porównanie przyjętych przez dwa zespoły projektowe wartości parametrów: Tabl. 1 zawiera porównanie obciążeń stałych, Tabl. 2 oddziaływań zmiennych, Tabl. 3 wartości oddziaływań zmiennych zależnych od obciążenia pionowego taborem kolejowym i Tabl. 4 wartości oddziaływań zmiennych niezależnych od obciążenia pionowego taborem kolejowym.

W kolejnych rozdziałach omówiono wartości charakterystyczne każdego z oddziaływań i częściowe współczynniki obliczeniowe według niemieckich normatywów oraz rekomendowane przez autorów artykułu.

### 3. OMÓWIENIE WARTOŚCI OBCIĄŻEŃ I ODDZIAŁYWAŃ

#### 3.1. OBCIĄŻENIA STAŁE

##### 3.1.1. Ciężar własny konstrukcji

Przy sprawdzaniu nośności mostów zabytkowych wartość charakterystyczną ciężaru własnego konstrukcji należy przyjmować na podstawie dokładnej inwentaryzacji konstrukcji, zarówno elementów konstrukcji, jak i ich połączeń. Ciężar blach i łączników powinien być obliczony na podstawie inwentaryzacji, a nie szacowany. W takiej sytuacji nie należy stosować współczynników zwiększających ze względu zarówno na blachy węzłowe, jak i łączniki. Wartość charakterystyczną ciężaru własnego konstrukcji stalowej można zwiększać stosując współczynnik obliczeniowy o wartości 1,15, zgodnie z Tabelą 1 w dyrektywie RiL 805 [13].

design Teams A and B, respectively. Some multi-span bridges have both deck plate girder and truss spans (Fig. 6). The different approach of the two teams is particularly evident at the bridge containing a plate girder span and a truss span.



Fig. 5. The deck plate girder span (photo by J. Kania)  
Rys. 5. Przęsło blachownicowe (fotografia J. Kania)



Fig. 6. The multi-span bridges with both deck plate girder and truss span (photo by J. Kania)  
Rys. 6. Most wieloprzęsłowe z przęsłem blachownicowym i kratownicą (fotografia J. Kania)

Tables 1 to 4 present a comparison of the adopted values according to the two project teams. Table 1 contains a comparison of permanent loads, Table 2 of the variable actions, Table 3 of the variable actions depending on the vertical load of the rolling stock, and Table 4 of the values of the impacts of variables independent of the vertical load of rolling stock.

In the following parts of the article, the characteristic values of each of the interactions and partial calculation coefficients according to German standards and recommended by the authors are discussed.

Table 1. Comparison of the adopted values of permanent load  
 Tablica 1. Porównanie przyjętych wartości obciążenia stałego

Parameter Parametr	Design Team A Zespół projektowy A	Design Team B Zespół projektowy B
Self-weight of a structure Ciężar własny konstrukcji	Increase of the characteristic self-weight of the structure by $2.7 \text{ kN/m}^3$ (according to Table 2 in PN-S-10030 [12]) due to rivets and by 5% due to gusset plates. Zwiększenie charakterystycznego ciężaru własnego konstrukcji o $2,7 \text{ kN/m}^3$ (zgodnie z Tabelą 2 w normie PN-S-10030 [12]) ze względu na nity i o 5% ze względu na blachy węzłowe.	Increased the self-weight of the structure by 10% due to rivets and gusset plates. Zwiększenie charakterystycznego ciężaru własnego konstrukcji o 10% ze względu na nity i blachy węzłowe.
	A partial factor of 1.15 (following equation 6.10b in the PN-EN 1990 [15], which is the product of a partial factor 1.35 and a reduction factor $\xi = 0.85$ ). Współczynnik obliczeniowy o wartości 1,15 (zgodnie z równaniem 6.10b w normie PN-EN 1990 [15] jest to iloczyn współczynnika 1,35 i współczynnika redukcji $\xi = 0,85$ ).	A partial factor of 1.15 (following equation 6.10b in the PN-EN 1990 [15], which is the product of a partial factor 1.35 and a reduction factor $\xi = 0.85$ ). Współczynnik obliczeniowy o wartości 1,15 (zgodnie z równaniem 6.10b w normie PN-EN 1990 [15] jest to iloczyn współczynnika 1,35 i współczynnika redukcji $\xi = 0,85$ ).
	$(78.5 + 2.7) \times 1.05 \times 1.15 = 98.05 \text{ kN/m}^3$ .	$78.5 \times 1.10 \times 1.15 = 99.30 \text{ kN/m}^3$ .
Weight of equipment Ciężar elementów wyposażenia	Team assumed the rail S60 in the calculations. According to Table 2 of the PN-S-10030 [12], the rail S60 is 20% heavier than the rail currently used on the bridge. Zespół przyjął do obliczeń nawierzchnię kolejową S60. Zgodnie z Tabelą 2 w normie PN-S-10030 [12], jest ona o 20% cięższa niż nawierzchnia istniejąca.	Team assumed the weight of an existing rail S49 in the calculations. Zespół przyjął do obliczeń istniejącą nawierzchnię S49.
	A partial factor of 1.15 (per equation 6.10b in the PN-EN 1990). Współczynnik obliczeniowy o wartości 1,15 (wg równania 6.10b w PN-EN 1990).	A partial factor of 1.15 (per equation 6.10b in the PN-EN 1990). Współczynnik obliczeniowy o wartości 1,15 (wg równania 6.10b w PN-EN 1990).

Table 2. Comparison of the assumed values of variable interactions  
 Tablica 2. Porównanie przyjętych wartości oddziaływań zmiennych

Parameter Parametr	Design Team A Zespół projektowy A	Design Team B Zespół projektowy B
Vertical load of rolling stock Obciążenie pionowe taborem kolejowym	The load model of class B2 as per the PN-EN 15528 [10]. Model obciążenia klasy B2 wg normy PN-EN 15528 [10].	The load model of LM71 as per the PN-EN 1991-2 [11]. Model obciążenia LM71 wg normy PN-EN 1991-2 [11].
	A partial factor of 1.45. Współczynnik obliczeniowy o wartości 1,45.	A partial factor of 1.45. Współczynnik obliczeniowy o wartości 1,45.
The eccentricity of vertical load Przeciążenie pionowe wynikające z niesymetrycznego usytuowania osi toru i dźwigarów	Assumed eccentricity according to PN-EN 1991-2 [11] $e = r/18$ , where $r$ is the transverse distance between wheel loads ( $1.50 \text{ m}/18 = 0.083 \text{ m}$ ); and the measured eccentricity. Przyjęto mimośród normowy według normy PN-EN 1991-2 [11] $e = r/18$ , gdzie $r$ to rozstaw szyn tocznych ( $1,50 \text{ m}/18 = 0,083 \text{ m}$ ). Sprawdzono również mimośród pomierzony.	Did not provide information about the eccentricity used in calculations. Nie podano informacji o przyjętym mimośrodku.
	Based on the sum of these eccentricities, the factor increasing and decreasing the vertical load can be calculated. Na podstawie sumy tych mimośrodków obliczono współczynnik zwiększający i zmniejszający obciążenie pionowe.	



Table 2 (continued). Comparison of the assumed values of variable interactions  
 Tablica 2 (ciąg dalszy). Porównanie przyjętych wartości oddziaływań zmiennych

Parameter Parametr	Design Team A Zespół projektowy A	Design Team B Zespół projektowy B
Dynamic factor Współczynnik dynamiczny	<p>Assumed the dynamic factor <math>\Phi_3</math> for a track with standard maintenance as per section 6.4.5.2 of the PN-EN 1991-2 [11], based on the theoretical span of the main girders (DPG).</p> <p>Przyjęto współczynnik dynamiczny <math>\Phi_3</math> przy standardowym utrzymaniu toru według pkt. 6.4.5.2 normy PN-EN 1991 [11], w zależności od rozpiętości teoretycznej dźwigarów głównych (blachownic).</p>	<p>Assumed the dynamic factor <math>\Phi_2</math> for carefully maintained track and <math>\Phi_3</math> for a track with standard maintenance and based on the length of various truss elements, according to Table 6.2 of the PN-EN 1991-2. The values of dynamic factors (<math>\Phi_2</math> and <math>\Phi_3</math>) were calculated for main girders, cross girders, end cross girders, and stringers.</p> <p>Przyjęto współczynniki dynamiczne <math>\Phi_2</math> przy starannym i <math>\Phi_3</math> przy standardowym utrzymaniu toru, w zależności od długości różnych elementów kratownicowy, zgodnie z Tabelą 6.2 w normie PN-EN 1991 [11]. Wartości współczynników dynamicznych (<math>\Phi_2</math> i <math>\Phi_3</math>) obliczono biorąc pod uwagę: dźwigary główne, poprzecznice, poprzecznice końcowe i podłużnice.</p>
	<p>For example, for the span length of 20 m, the dynamic factor was <math>\Phi_3 = 1.209</math>.</p> <p>Na przykład przy rozpiętości przęsła 20 m, wartość współczynnika wynosiła <math>\Phi_3 = 1,209</math>.</p>	<p>For example, for the span length of 31.9 m, the factor <math>\Phi_3</math> was as follows: <math>\Phi_3 = 1.12</math> for the main girder, <math>\Phi_3 = 1.70</math> for cross girders, <math>\Phi_3 = 2.00</math> for end cross girder, and <math>\Phi_3 = 1.48</math> for stringers.</p> <p>Na przykład przy rozpiętości przęsła 31,9 m wartość współczynnika <math>\Phi_3</math> wynosiła: <math>\Phi_3 = 1,12</math> w odniesieniu do dźwigarów głównych, <math>\Phi_3 = 1,70</math> dla poprzecznicy, <math>\Phi_3 = 2,00</math> dla poprzecznic końcowej, <math>\Phi_3 = 1,48</math> dla podłużnic.</p>

Table 3. Comparison of the assumed values of variable impacts depending on the vertical load of the rolling stock  
 Tablica 3. Porównanie przyjętych wartości oddziaływań zmiennych zależnych od obciążenia pionowego taborem kolejowym

Parameter Parametr	Design Team A Zespół projektowy A	Design Team B Zespół projektowy B
The action of train braking and acceleration Oddziaływanie sił hamowania i przyspieszenia pociągów	<p>Taking into account the load model of class B2 as per the PN-EN 15528 [10], Team assumed braking and acceleration forces of 25% of the vertical load value (according to clause 6.5.3(6) of the PN-EN 1991-2 [11] and applied a reduction factor of <math>\xi = 0.6</math>, according to Table 6.9 of standard PN-EN 1991-2 [11].</p> <p>Oddziaływanie obliczono biorąc pod uwagę model obciążenia klasy B2 według normy PN-EN 15528 [10]. Zespół przyjął siły hamowania i przyspieszenia równe 25% wartości nacisków pionowych (zgodnie z pkt. 6.5.3(6) normy PN-EN 1991-2 [11]) i zastosował współczynnik redukcyjny <math>\xi = 0,6</math>, zgodnie z Tabelą 6.9 w normie PN-EN 1991 [11].</p>	<p>Team did not provide information on the assumed braking and acceleration forces, but probably, consistently with the previous assumptions, they assumed the model from section 6.5.3(2) of the PN-EN 1991-2 [11].</p> <p>Nie podano informacji o przyjętych siłach hamowania i przyspieszenia, ale prawdopodobnie, konsekwentnie do poprzednich założeń, zespół przyjął model zgodnie z pkt. 6.5.3(2) normy PN-EN 1991-2 [11].</p>
	<p>Team assumed the braking and acceleration force as the product of vertical load as per the PN-EN 15528 [10] and the partial factors from the PN-EN 1991-2 [11] (<math>0.25 \times 0.6 = 0.15</math>).</p> <p>Zespół do obliczeń przyjął siłę hamowania i przyspieszenia stanowiącą iloczyn obciążenia pionowego według normy PN-EN 15528 [10] oraz współczynników przyjętych zgodnie z normą PN-EN 1991 [11] (<math>0,25 \times 0,6 = 0,15</math>).</p>	
	<p>A partial factor of 1.45.</p> <p>Przyjęto współczynnik obliczeniowy o wartości 1,45.</p>	

Table 3 (continued). Comparison of the assumed values of variable impacts depending on the vertical load of the rolling stock

Tablica 3 (ciąg dalszy). Porównanie przyjętych wartości oddziaływań zmiennych zależnych od obciążenia pionowego taborem kolejowym

Parameter Parametr	Design Team A Zespół projektowy A	Design Team B Zespół projektowy B
Nosing force Oddziaływanie uderzeń bocznych	<p>Team assumed the nosing force from section 6.5.2 of the PN-EN 1991-2 [11] with a characteristic value of 100 kN.</p> <p>Do obliczeń przyjęto uderzenie boczne zgodnie z pkt 6.5.2 normy PN-EN 1991 [11] o wartości charakterystycznej 100 kN.</p> <p>A partial factor of 1.45.</p> <p>Przyjęto współczynnik obliczeniowy o wartości 1,45.</p>	<p>Team assumed that at a speed less than 30 km/h nosing force would not occur.</p> <p>Przyjęto, że przy prędkości mniejszej niż 30 km/h uderzenie boczne nie będzie występować.</p>
The action of centrifugal force Oddziaływanie sił odśrodkowych	<p>Team used the load model of class B2 as per the PN-EN 15528 [10]. In addition team A assumed that “the spans are located on the horizontal curve with a radius of 244 or 259 m (244 m assumed for calculations)”. The calculations assume that the curve extends along the entire length of the bridge.</p> <p>Zespół przyjął do obliczeń model obciążenia klasy B2 według normy PN-EN 15528 [10]. Ponadto podano, że „na przęsłach znajduje się łuk o promieniu 244 m lub 259 m (przyjęto w obliczeniach 244 m)”. W obliczeniach przyjęto, że łuk jest na całej długości mostu.</p> <p>A partial factor of 1.45.</p> <p>Przyjęto współczynnik obliczeniowy o wartości 1,45.</p>	<p>Team assumed the load model LM71 as per the PN-EN 1991-2 [11] and the horizontal curve with a radius of 259 m on the same bridge, but in another span. According to section 6.5.1 of the PN-EN 1991-2 [11], the resulting centrifugal force was applied at the height of 1.80 m above the running surface.</p> <p>Zespół przyjął model obciążenia LM71 według normy PN-EN 1991 [11] i – na tym samym moście, ale innym przęśle – promień toru kolejowego równy 259 m. Zgodnie z pkt. 6.5.1 normy PN-EN 1991 [11] wypadkową siły odśrodkowej przyjęto na wysokości 1,80 m od główki szyny.</p> <p>A partial factor of 1.45.</p> <p>Przyjęto współczynnik obliczeniowy o wartości 1,45.</p>

Table 4. Comparison of the assumed values of variable impacts, independent of the vertical load of the rolling stock  
Tablica 4. Porównanie przyjętych wartości oddziaływań zmiennych, niezależnych od obciążenia pionowego taborem kolejowym

Parameter Parametr	Design Team A Zespół projektowy A	Design Team B Zespół projektowy B
Wind action Oddziaływanie wiatru	<p>Team “determined the wind action on the structure and rolling stock” with the characteristic value of 1.525 kPa.</p> <p>Wyznaczono „oddziaływanie wiatru na konstrukcję oraz na tabor znajdujący się na obiekcie” o wartości charakterystycznej 1,525 kPa.</p> <p>Increased the characteristic load using a partial factor of 1.125 (<math>1.5 \times 0.75</math>).</p> <p>Przyjęto współczynnik obliczeniowy o wartości 1,125 (<math>1,5 \times 0,75</math>).</p> <p>In addition, the design team assumed a vertical load of 10 kN/m (a load group 15 from Table 6.11 of the PN-EN 1991-2 [11]) when checking the lateral stability of the bridge.</p> <p>Przy sprawdzaniu stateczności ogólnej mostu przyjęto obciążenie pionowe o wartości 10 kN/m (grupa 15 obciążeń zgodnie z Tabelą 6.11 w normie PN-EN 1991-2 [11]).</p>	<p>Concerning the same bridge, but a different span, Team calculated the wind action on the structure carrying the rolling stock of 0.6378 kPa, by assuming the wind speed of 25 m/s.</p> <p>W odniesieniu do tego samego mostu, ale innego przęsła, uwzględniając prędkość wiatru 25 m/s obliczono wartość jego oddziaływania na obiekt obciążony taborem, która wyniosła 0,6378 kPa.</p> <p>Increased the characteristic load using a partial factor of 1.125 (<math>1.5 \times 0.75</math>).</p> <p>Przyjęto współczynnik obliczeniowy o wartości 1,125 (<math>1,5 \times 0,75</math>).</p> <p>In addition, the design team assumed a vertical load of 10 kN/m (a load group 15 from Table 6.11 of the PN-EN 1991-2 [11]) when checking the lateral stability of the bridge.</p> <p>Przy sprawdzaniu stateczności ogólnej mostu przyjęto obciążenie pionowe o wartości 10 kN/m (grupa 15 obciążeń zgodnie z Tabelą 6.11 w normie PN-EN 1991-2 [11]).</p>

Table 4 (continued). Comparison of the assumed values of variable impacts, independent of the vertical load of the rolling stock

Tablica 4 (ciąg dalszy). Porównanie przyjętych wartości oddziaływań zmiennych, niezależnych od obciążenia pionowego taboru kolejowym

Parameter Parametr	Design Team A Zespół projektowy A	Design Team B Zespół projektowy B
The action from the temperature changes Oddziaływanie zmian temperatury	Team assumed that the static diagram for the deck plate girder span is statically determinate; therefore, the actions of temperature changes can be omitted.  W odniesieniu do przęsła blachownicowego przyjęto, że jeżeli schemat statyczny konstrukcji jest statycznie wyznaczalny, to oddziaływania zmianami temperatury nie uwzględnia się.	For the truss span in the same bridge, Team assumed that the temperature changes in the steel structure should be considered, although the static diagram of the truss is also statically determinate. The uniform load due to temperature (causing elongation or shortening of the element) was assumed in the range of 100.1°C and the temperature difference was also considered (top and bottom as well as left and right surfaces of elements). Combined values were used for simultaneous action of uniform load components and temperature differences.  Zespół przyjął, że w obiektach stalowych uwzględnia się zmiany temperatury. Przyjęto składową równomierną temperaturę (powodującą wydłużenie lub skrócenie elementu) w zakresie równym 100,1°C i składową różnicę wartości temperatury (powierzchni górnej i dolnej oraz lewej i prawej elementów). Podano wartości kombinacyjne jednoczesnego działania składowej równomiernej i różnicy wartości temperatury.
		Increased the characteristic load by using a partial factor of 1.2 = (1.5 × 0.80).  Przyjęto współczynnik obliczeniowy o wartości 1,2 = (1,5 × 0,80).
Vertical load on service sidewalks Obciążenie pionowe chodników służbowych	A load of service sidewalk with a characteristic value of 5 kN/m <sup>2</sup> was assumed.  Przyjęto obciążenie chodników służbowych o wartości charakterystycznej 5 kN/m <sup>2</sup> .	A load of service sidewalk with a characteristic value of 5 kN/m <sup>2</sup> was assumed.  Przyjęto obciążenie chodników służbowych o wartości charakterystycznej 5 kN/m <sup>2</sup> .
	Due to the “overlap” of the rolling stock gauge with the pedestrian gauge, the load was omitted.  Z uwagi na „nachodzenie” skrajni taboru na skrajnię ruchu pieszych obciążenie pominięto.	The partial factor was assumed to be 1.2 = (1.5 × 0.80).  Przyjęto współczynnik obliczeniowy o wartości 1,2 = (1,5 × 0,80).

### 3.1.2. Ciężar elementów wyposażenia

Przy sprawdzaniu nośności mostów zabytkowych wartość charakterystyczną ciężaru elementów wyposażenia należy przyjmować na podstawie dokładnej inwentaryzacji stanu istniejącego, a zmiana tego stanu (zazwyczaj zwiększenie ciężaru) powinna być określona przez Inwestora. Co oczywiste, w trakcie eksploatacji może zaistnieć konieczność wymiany nawierzchni (np. z S49 na S60), podkładów (np. z drewnianych na strunobetonowe), przebudowy chodników lub umieszczenia urządzeń SRK. Jednak podstawa do zwiększenia ciężaru wyposażenia nie powinna być przyjmowana przez zespół projektowy w oparciu o przypuszczenia. Wartość charakterystyczną ciężaru elementów wyposażenia nawierzchni otwartych (bez podsypki, na mostownicach – takiej,

## 3. OVERVIEW OF THE VALUES OF LOADS AND ACTIONS

### 3.1. PERMANENT ACTIONS

#### 3.1.1. Self-weight of a structure

When checking the load-carrying capacity of historic bridges, the characteristic self-weight of the structure should be calculated based on a detailed in-situ inventory. The inventory should include both structural elements and their connections. The weight of secondary members and connectors should be calculated based on an in-situ inventory rather than an estimation. In that case, increasing factors due to gusset plates and connectors should not be

jak na omawianej linii) można zwiększać stosując współczynnik obliczeniowy o wartości 1,20, zgodnie z Tabelą 1 w dyrektywie RiL 805 [13].

## 3.2. GŁÓWNE ODDZIAŁYWANIA ZMIENNE

### 3.2.1. Obciążenie pionowe taborem kolejowym

Przy sprawdzaniu nośności mostów zabytkowych wartości charakterystyczne obciążenia pionowego taborem kolejowym należy przyjmować według normy PN-EN 15528 [10] lub biorąc pod uwagę rzeczywiste pojazdy wskazane przez Inwestora. Należy pamiętać, że na omawianej linii Inwestor przewidział dwa rodzaje obciążeń eksploatacyjnych: klasy B2 według normy PN-EN 15528 [10] lub rzeczywistymi pojazdami typu PESA. Wartości charakterystyczne obciążenia pionowego taborem kolejowym można zwiększać stosując współczynnik obliczeniowy o wartości 1,20, zgodnie z Tabelą 1 w dyrektywie RiL 805 [13].

Model obciążenia projektowego LM71 według normy PN-EN 1991 [11] przyjęty przez zespół B powoduje powstanie sił wewnętrznych w konstrukcji o wartościach zdecydowanie większej niż model obciążenia eksploatacyjnego klasy B2 według normy PN-EN 15528 [10]. Rys. 7 przedstawia porównanie sił poprzecznych i momentów zginających na trzech rozpiętościach przęsła: 20, 30 i 40 m, obliczony przy użyciu wolnopodpartej konstrukcji belkowej. Charakterystyczne obciążenie projektowe LM71 wywołuje od 1,5 do 1,7 razy większe siły poprzeczne i od 1,6 do 1,9 razy większe momenty zginające niż obciążenie eksploatacyjne klasy B2. Przy porównaniu obciążenia projektowego z obciążeniem pojazdami typu PESA różnica jest jeszcze większa. Przy rozpiętości przęsła jw. charakterystyczne obciążenie projektowe LM71 wywołuje od 2,6 do 3,9 razy większe siły wewnętrzne niż obciążenie rzeczywistymi pojazdami typu PESA SA 135, SA 134 i SA 139 (modele obciążeń jak na Rys. 3).

Obciążenie pionowe rzeczywistymi pojazdami wywołuje mniejsze siły wewnętrzne niż obciążenie eksploatacyjne według normy PN-EN 15528 [10], a te z kolei, mniejsze siły wewnętrzne niż obciążenie projektowe według normy PN-EN 1991 [11]. Również, siły hamowania i przyspieszenia pociągów, uderzenia boczne i siły odśrodkowe, są proporcjonalne do obciążenia pionowego taborem kolejowym i przy zmniejszaniu obciążenia pionowego, powinny być proporcjonalnie zmniejszone.

used. The characteristic value of the self-weight of the steel structure can be increased using a partial factor of 1.15, according to Table 1 of the Directive RiL 805 [13].

### 3.1.2. Weight of equipment

When checking the load-carrying capacity of historic bridges, the characteristic value of the weight of equipment should be based on a detailed inventory of the existing condition. The change of the technical condition (usually increase in weight) should be specified by the Investor. Often, during the bridge service it is necessary to replace the track structure, rails (e.g. from S49 to S60), sleepers (e.g. from wooden to pre-stressed concrete), reconstruct walkways, or install railway traffic control devices. However, the basis for increasing the weight of equipment should not be adopted by the design team based on presumptions. The characteristic value of the weight of equipment can be increased using a partial factor of 1.20, according to Table 1 of the Directive RiL 805 [13].

## 3.2. MAIN VARIABLE ACTION

### 3.2.1. Vertical load of rolling stock

When checking the load-carrying capacity of historic bridges, the characteristic values of a vertical load of rolling stock should be assumed as per the PN-EN 15528 [10] or considering the actual vehicles indicated by the Investor. On the discussed line the Investor planned two service loads: class B2 as per the PN-EN 15528 [10] or actual PESA vehicles. The characteristic values of the vertical load of rolling stock can be increased using a partial factor of 1.20, according to Table 1 of the Directive RiL 805 [13].

The design load model of LM71 as per the PN-EN 1991-2 [11] assumed by Team B causes substantially higher internal forces in the structure compared to the service load model of class B2 as per the PN-EN 15528 [10]. Fig. 7 shows a comparison of the shear forces and bending moments in the three spans: 20, 30, and 40 m, calculated using a simply supported beam structure. The characteristic LM71 design load causes 1.5 to 1.7 times greater shear forces and 1.6 to 1.9 times greater bending moments than the class B2 service load. When comparing the design load with that of PESA vehicles, the difference is even greater. With the considered spans as above, the characteristic design load LM71 causes internal forces from 2.6 to 3.9 times greater than that of the actual PESA SA 135, SA 134, and SA 139 vehicles (load models as in Fig. 3).

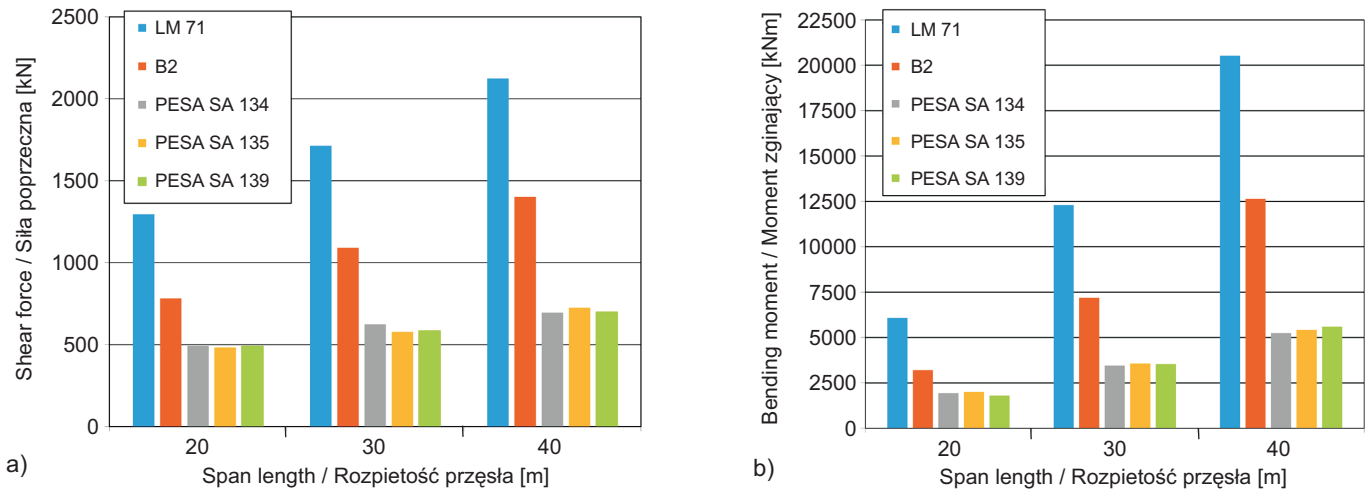


Fig. 7. Comparison of shear forces (a) and bending moments (b) calculated in the center of the span due to static load  
Rys. 7. Porównanie sił poprzecznych (a) i momentów zginających (b) na środku przęsła, obciążenie statyczne

### 3.2.2. Przeciążenie pionowe wynikające z niesymetrycznego usytuowania osi toru i dźwigarów

Ze względu na niesymetryczne wzajemne usytuowanie w przekroju poprzecznym osi toru i dźwigarów, przy sprawdzaniu nośności mostów zabytkowych należy przyjmować mimośród pomierzony, a nie hipotetyczny (normowy). Należy pomierzyć mimośrody rzeczywiste na długości mostu, w rozstawie co drugą mostownicę, obliczyć średni mimośród w odniesieniu do każdego przęsła, jako średnią arytmetyczną z pomiarów i na tej podstawie obliczyć współczynnik zwiększający lub zmniejszający obciążenie pionowe.

Przyjmowanie mimośrodu hipotetycznego (o wartości zgodnej z pkt. 6.3.5 normy PN-EN 1991-2 [11]) przy projektowaniu mostu, który jeszcze nie istnieje jest poprawne. W moście który istnieje, mimośród należy pomierzyć. Natomiast dodawanie mimośrodu hipotetycznego do pomierzonego jest technicznie nieuzasadnione. Na omawianej linii w moście o rozstawie dźwigarów 1,90 m mimośród hipotetyczny powoduje różnicę oddziaływania na dźwigary wynoszącą 19%.

### 3.2.3. Współczynnik dynamiczny

Przy sprawdzaniu nośności mostów zabytkowych wartości współczynników dynamicznych, stosowanych do kombinacji obciążeń, należy przyjmować według zasad podanych w załączniku C do normy PN-EN 1991-2 [11], które są takie, jak podane w pkt. 2(5) dyrektywy RiL 805 [13]. Przy obliczaniu współczynnika należy przyjmować rzeczywistą długość elementów konstrukcyjnych. Ponadto to Inwestor powinien zdecydować o sposobie utrzymania toru – starannym albo standardowym. Co oczywiste, staranne utrzymanie toru pozwoli

It should be noted that usually, the vertical load of actual vehicles causes internal forces lower than due to service load as per the PN-EN 15528 [10], and this means lower internal forces due to design load according to the PN-EN 1991-2 [11]. In addition, the forces due to braking and accelerating, nosing force, and centrifugal forces are proportional to the vertical load of rolling stock and should be reduced proportionally when decreasing the vertical load.

### 3.2.2. The eccentricity of vertical loads

When checking the load-carrying capacity of historic bridges, the measured eccentricity of a track should be used instead of the hypothetical (normative) eccentricity. The actual eccentricities should be measured along the length of the span at a distance of every second sleeper. Then, the average of eccentricity should be calculated for each span as the arithmetic average of the measurements. Based on these average values, a factor can be calculated to increase or decrease the vertical load.

It is correct to assume a hypothetical eccentricity (according to 6.3.5 of the PN-EN 1991-2 [11]) when designing a new bridge. However, in the existing bridge, the eccentricity can and should be measured. It is technically unjustified to add a hypothetical eccentricity to the measured one. For example, the bridge in the considered rail line has a girder spacing of 1.90 m, therefore, the hypothetical eccentricity causes a 19 percent difference in the vertical loads acting on the girders.

na przyjęcie przez zespół projektowy współczynników dynamicznych o mniejszej wartości.

Rozpatrując kombinację oddziaływań, obciążenie pionowe należy zwiększyć o współczynnik dynamiczny, zależny od rozpiętości teoretycznej dźwigarów głównych (a nie poprzecznic czy podłużnic). Współczynnik dynamiczny stosuje się do zwiększania wartości obciążenia pionowego taborem kolejowym, oraz składowej pionowej: uderzenia bocznego, siły odśrodkowej i oddziaływania wiatru.

### 3.3. ODDZIAŁYWANIA ZALEŻNE OD OBCIĄŻENIA PIONOWEGO TABOREM KOLEJOWYM

#### 3.3.1. Oddziaływanie sił hamowania i przyspieszenia pociągów

Przy sprawdzaniu nośności mostów zabytkowych wartości charakterystyczne sił hamowania i przyspieszenia należy przyjmować na podstawie niemieckich normatywów albo równe 0,15 obciążenia pionowego rzeczywistymi pojazdami na długości wpływu oddziaływania. Należy mieć na uwadze, że wartość współczynnika tarcia podczas ruszania pociągu (lokomotywy) wynosi około 0,15 i jest wyższa niż podczas hamowania – około 0,10. Tak więc przyjęcie do obliczeń współczynnika tarcia o wartości podczas ruszania jest rozwiązaniem bezpiecznym, szczególnie przy większych rozpiętościach przęsła (im większa rozpiętość przęsła, tym w rzeczywistości więcej osi taboru nie bierze udziału przy ruszaniu). Ponadto ciągłość szyn powoduje przekazanie części sił hamowania lub przyspieszenia poza obiekt, tym większą, im jest on krótszy.

Zgodnie pkt. 3(3) dyrektywy RiL 805 [13] siłę przyspieszenia na odcinkach niezelektryfikowanych należy obliczać według wzoru (1):

$$20 \times L \times \xi \leq 600 \text{ [kN]}. \quad (1)$$

Wartość współczynnika  $\xi$  zależy od rozpiętości przęsła swobodnie podpartego  $L$  oraz ciągłości szyn. Wartości współczynników  $\xi$  podano w Tabeli 12 w normatywie DS 804 [14]. Na przykład przy ciągłym układzie szyn i  $L \leq 60$  m współczynnik  $\xi = 0,5$ . Zgodnie z pkt. 73 normatywu DS 804 [14] siły hamowania należy obliczać według ww. wzoru, a przy obliczaniu siły przyspieszenia długość obciążenia należy ograniczyć do  $L = 30$  m. Wartości charakterystyczne sił hamowania i przyspieszenia pociągów można zwiększać stosując współczynnik obliczeniowy o wartości 1,10, zgodnie z Tabelą 1 w dyrektywie RiL 805 [13].

Analizując siły hamowania i przyspieszenia do obliczeń należy wziąć pod uwagę siły o większej wartości. Zgodnie ze wzorami w pkt. 6.5.3 normy PN-EN 1991-2 [11] można przyjąć, że

#### 3.2.3. Increase of vertical load due to train dynamics (dynamic amplification factor)

When checking the load-carrying capacity of historic bridges, the values of dynamic factors should be assumed according to the principles set out in Annex C of the PN-EN 1991-2 [11], which are the same as those in section 2(5) of the Directive RiL 805 [13]. In addition, the determinant length of structural elements should be properly selected when calculating the dynamic factor. In addition, the Investor should decide on the track maintenance quality, i.e. carefully maintained or standard maintenance. A carefully maintained track allows the design team to assume dynamic factors of lower value.

For the combination of actions, the vertical load should be increased by a dynamic factor depending on the theoretical span length of the main girders (not cross members or side members). The dynamic factor is applied to increase the value of the vertical load of rolling stock, and the vertical component: nosing force, centrifugal force, and wind action.

### 3.3. ACTIONS DEPENDING ON THE VERTICAL LOAD OF ROLLING STOCK

#### 3.3.1. The action of train braking and acceleration forces

When checking the load-carrying capacity of historic bridges, characteristic values of braking and acceleration forces should be assumed according to the German standards or equal to 0.15 of the vertical load of the actual service train over the length of action. It should be noted that the value of friction factor when the train (locomotive) moves off is approx. 0.15 and is higher than during braking (approx. 0.10). Thus, using the friction factor of the moving-off value for calculations is a safer solution, especially for longer spans (the longer the span, the more rolling stock axles do not participate in starting). Besides, the continuity of rails results in the transfer of some braking or acceleration forces outside of the structure; the shorter the structure is, the more forces are acting outside the bridge. The characteristic values of the train braking and acceleration forces can be increased using a partial factor of 1.10, according to Table 1 of the Directive RiL 805 [13].

According to section 3(3) of the Directive RiL 805, the acceleration force on non-electrified track sections should be calculated using equation (1):

$$20 \times L \times \xi \leq 600 \text{ [kN]}. \quad (1)$$

The value of factor  $\xi$  depends on the length of action  $L$  (the length of a simply supported span) and the continuity of

przy niewielkich rozpiętościach przęsła – jak w mostach zabytkowych – decydujące są siły przyspieszenia. Jeżeli przyjęte do obliczeń charakterystyczne siły przyspieszenia są według normy PN-EN 1991-2 [11], to na przykład, w wolnopodpartej konstrukcji o rozpiętości 30 m siły te będą 3,3 krotnie większe niż obliczone na podstawie niemieckich normatywów lub prawie 7 krotnie większe biorąc pod uwagę rzeczywiste pojazdy typu PESA SA 135  $((33 \text{ kN/m} \times 30 \text{ m}) : (6 \times 160 \text{ kN} \times 0,15) = 6,9)$ .

### 3.3.2. Oddziaływanie uderzeń bocznych

Przy sprawdzaniu nośności mostów zabytkowych wartość charakterystyczną uderzenia bocznego należy przyjmować równą 1/3 maksymalnego nacisku osi, ale nie mniejszą niż 60 kN. Wartość charakterystyczną uderzenia bocznego można zwiększać stosując współczynnik obliczeniowy o wartości 1,10, zgodnie z Tabelą 1 w dyrektywie RiL 805 [13].

Na rozpatrywanej linii kolejowej przyjęto klasę obciążenia B2 według normy PN-EN 15528 [10], w której maksymalny nacisk osi wynosi 180 kN. Przy takim nacisku osi według wymagań amerykańskich zawartych w normatywie AREMA, w rozdziale 15 „Konstrukcje stalowe” pkt 1.3.9 [16] wartość uderzenia bocznego wynosiłaby 0.25% maksymalnego nacisku osi, czyli 45 kN. W dyrektywie RiL 805 [13] siła uderzenia jest niezależna od nacisku osi. Ale należy ją połączyć z maksymalnym naciskiem osi taboru dopuszczonego do ruchu po danej linii. Na podstawie komentarza do pkt. 79 normatywu DS 804 [14] jest możliwa redukcja tego obciążenia do 10 kN, przy prędkości nie większej niż 5 km/h i do 20 kN, przy prędkości nie większej niż 25 km/h. Przy prędkości większej niż 25 km/h wartość uderzenia jest stała i wynosi 60 kN.

Jeśli maksymalny nacisk osi wynosi 180 kN, siła uderzenia według dyrektywy RiL 805 [13] jest równa 60 kN – co w tym konkretnym przypadku równa się 1/3 maksymalnego nacisku osi. Tę zależność może potraktować jako zasadę określającą stosunek wartości uderzenia bocznego do nacisku osi. Na omawianej linii zespół projektowy A przyjął do obliczeń uderzenie boczne według pkt. 6.5.2 normy PN-EN 1991-2 [11] o wartości charakterystycznej prawie 1,7 razy większej niż podana w dyrektywie RiL 805 [13]  $(100 : 60 = 1,67)$ .

### 3.3.3. Oddziaływanie sił odśrodkowych

Przy sprawdzaniu nośności mostów zabytkowych wartość charakterystyczną siły odśrodkowej należy przyjmować na podstawie obciążenia pionowego według normy PN-EN 15528 [10] lub biorąc pod uwagę rzeczywiste pojazdy wskazane przez Inwestora. Siły należy obliczać według wzorów podanych w pkt 6.5.1 normy PN-EN 1991-2 [11]. Według pkt 55 normatywu DS 804 [13] należy przyjąć, że wypadkowa

rails. The values of factors  $\xi$  are given in Table 12 of the DS 804 standard [14]. For example, with a continuous welded rail and  $L \leq 60 \text{ m}$ , factor  $\xi = 0.5$ . According to section 73 of the DS 804 standard [14], braking forces should be calculated using the formula (1), and when calculating the acceleration force, the load length should be limited to  $L = 30 \text{ m}$ . Based on Table 1 of the Directive RiL 805 [13], the partial factor of 1.10 may be applied for the braking and acceleration action.

When analyzing braking and acceleration forces, forces of greater value should be used in the calculations. According to the formulas in section 6.5.3 of the PN-EN 1991-2 [11], it can be assumed that acceleration forces are crucial at shorter spans, as in the case of historic bridges. If the design Team B assumed characteristic acceleration forces in the calculations as per the PN-EN 1991-2 [11], then, for a simply supported beam structure with a span length of 30 m, these forces would be 3.3 times higher than those based on German standards or almost 7 times higher for the actual PESA SA 135 vehicles  $((33 \text{ kN/m} \times 30 \text{ m}) : (6 \times 160 \text{ kN} \times 0.15) = 6.9)$ .

### 3.3.2. The action of nosing force

When checking the load-carrying capacity of historic bridges, the characteristic value of the nosing force should be 1/3 of the maximum axle load, but not less than 60 kN. The characteristic value of the nosing force can be increased using a partial factor of 1.10, according to Table 1 of the Directive RiL 805 [13].

On the considered line, the load class B2 was assumed as per the PN-EN 15528 [3], where the maximum axle load is 180 kN. According to North America requirements defined in section 1.3.9, chapter 15 “Steel Structures” of the AREMA standard (2020) [16], for such an axle load the value of lateral force would be 0.25% of the vertical axle load, i.e. 45 kN. In the Directive RiL 805 [13] the nosing force is independent of the vertical axle load. But it should be combined with the maximum axle load of the rolling stock approved for use on a given line. Based on the commentary to point 79 of DS 804 [14], it is possible to reduce this load to 10 kN, at a speed of not more than 5 km/h, and to 20 kN, at a speed of not more than 25 km/h. At a speed greater than 25 km/h, the value of the impact is constant at 60 kN.

The maximum axle load of 180 kN was assumed for the considered line, and the impact force as per the Directive RiL 805 [13] is 60 kN, which in this particular case is 1/3 of the maximum axle load. This relation can be treated as a principle for the ratio of nosing force to axle load. On the

siły odśrodkowej działa na wysokości 1,80 m od główki szyny. Wartości charakterystyczne siły odśrodkowej można zwiększać stosując współczynnik obliczeniowy o wartości 1,20, zgodnie z Tabelą 1 w dyrektywie RiL 805 [13]. Ponadto należy sprawdzić czy na części, czy na całym moście, tor jest w łuku i tylko w odniesieniu do tej części obiektu w łuku obliczyć siłę odśrodkową.

Na omawianej linii zespół projektowy B przyjął do obliczeń siłę odśrodkową biorąc pod uwagę charakterystyczne obciążenie według normy PN-EN 1991-2 [11], które na przykład w konstrukcji o rozpiętości przęsła 30 m jest ponad 1,5 razy większe niż według normy PN-EN 15528 [10] ( $302,55 : (11 \times 18) = 1,52$ ) i ponad 3,0 krotnie większe niż przy obciążeniu rzeczywistymi pojazdami typu PESA SA 135 ( $302,55 : (6 \times 16) = 3,15$ ).

### 3.4. ODDZIAŁYWANIA NIEZALEŻNE OD OBCIĄŻENIA PIONOWEGO TABOREM KOLEJOWYM

#### 3.4.1. Oddziaływanie wiatru

Przy sprawdzaniu nośności mostów zabytkowych wartość charakterystyczną oddziaływania wiatru należy przyjmować na podstawie normatywu DS 804 [14]. Zgodnie z Tabelą 11 w ww. normatywie, przy odległości od najniższego punktu terenu pod obiektem do główki szyny nie przekraczającej 20 m, oddziaływanie wiatru na obiekt nieobciążony należy przyjąć równe  $1,75 \text{ kN/m}^2$ , a na obiekt obciążony taborem  $0,9 \text{ kN/m}^2$ . Według pkt 68 normatywu DS 804 [14] w obliczeniach należy przyjmować wysokość taboru ponad główkę szyny wynoszącą 3,5 m. Zgodnie z Tabelą 1 w dyrektywie RiL 805 [13] w odniesieniu do oddziaływania wiatru można stosować współczynnik obliczeniowy o wartości 1,10. W odniesieniu do stateczności, w pkt 46(1) normatywu DS 804 [14] podano wartość obciążenia  $13 \text{ kN/m}$ , które należy zabezpieczyć przed przewróceniem przy obciążeniu wiatrem ze współczynnikiem  $\gamma \geq 1,3$ , zgodnie z pkt 65 tego normatywu.

Korzystanie z normy PN-EN 1990/A1 [17] doprowadziło do sytuacji, w której w przęsłach tego samego obiektu dwa zespoły projektowe przyjęły do obliczeń obiektu obciążonego taborem parcie wiatru o charakterystycznych wartościach  $1,525 \text{ kPa}$  i  $0,6378 \text{ kPa}$  – różnica jest 2,4 krotna. Wartość charakterystyczną oddziaływania wiatru można zwiększać stosując współczynnik obliczeniowy o wartości 1,10, zgodnie z Tabelą 1 w dyrektywie RiL 805 [13], w odniesieniu do obiektu nieobciążonego oraz o wartości 1,30, zgodnie z normatywem DS. 804 [14], w odniesieniu do obiektu obciążonego taborem.

considered line, design Team A assumed the nosing force as per section 6.5.2 of the PN-EN 1991-2 [11], with the characteristic value almost 1.7 times higher than specified in the Directive RiL 805 ( $100 : 60 = 1.67$ ).

#### 3.3.3. The action of centrifugal forces

When checking the load-carrying capacity of historic bridges, the characteristic value of centrifugal force should be based on vertical load as per the PN-EN 15528 [10] or considering the actual service trains indicated by the Investor. The forces should be calculated according to the formulas given in section 6.5.1 of the PN-EN 1991-2 [11]. The characteristic values of centrifugal force can be increased using a partial factor of 1.20, according to Table 1 of the Directive RiL 805 [13]. In addition, it should be verified whether the track curve is on the part of a bridge or the entire bridge, and the centrifugal force should be calculated only for the curved part.

On the considered line, the design Team B calculated the centrifugal force from the characteristic load as per the PN-EN 1991-2 [11], which, for a simply supported beam structure with a span length of 30 m, is over 1.5 times higher than as per the PN-EN 15528 [10] ( $302.55 : (11 \times 18) = 1.52$ ) and more than 3.0 times higher than for a load of actual PESA SA 135 vehicles ( $302.55 : (6 \times 16) = 3.15$ ).

### 3.4. ACTIONS INDEPENDENT OF THE VERTICAL LOAD OF ROLLING STOCK

#### 3.4.1. Wind action

When checking the load-carrying capacity of historic bridges, the characteristic value of wind action should be based on the DS 804 standard [14]. Based on Table 11 of this standard, at a distance from the lowest point of terrain under the bridge to the railhead of no more than 20 m, the wind action should be assumed as  $1.75 \text{ kN/m}^2$  on an unloaded structure and  $0.9 \text{ kN/m}^2$  in the case of a bridge with a rolling stock (considering both the structure and rolling stock). As per section 68 of the DS 804 standard, in the calculations, the height of the rolling stock should be assumed 3.5 m above the railhead. Based on Table 1 of the Directive RiL 805, the partial factor of 1.10 may be applied to wind action. Concerning bridge stability, section 46(1) of the DS 804 standard specifies the vertical load value of  $13 \text{ kN/m}$ , which should be protecting against overturning at the wind load with a partial factor  $\gamma \geq 1.3$ , per section 65 of the standard.

Applying the PN-EN 1990/A1 standard [17] led to a situation where, for two spans of the same bridge, two design



Przy sprawdzaniu stateczności ogólnej mostów zabytkowych należy przyjąć obciążenie pionowe najlżejszym taborem rzeczywistym, który będzie dopuszczony do ruchu na linii przez Inwestora. Model obciążenia „pociągiem bez załadunku” o obciążeniu równomiernym 10 kN/m, przyjęty według pkt. 6.3.4 normy PN-EN 1991 [11], jest zawsze lżejszy niż najlżejszy model klasy według normy PN-EN 15528 [10]. Przy obliczaniu stateczności, im lżejszy tabor, tym bardziej niekorzystnie wpływa na stateczność. Na przykład obciążenie równomiernie rozłożone najlżejszego pojazdu rzeczywistego typu PESA SA 135 (z dwoma wózkami) wynosi 17,7 kN/m =  $[(116 \text{ kN} \times 2 + 101 \text{ kN} \times 2) / 24,5 \text{ m}]$ .

Można przyjąć następujące kombinacje oddziaływań w grupie 15 zgodnie z Tabelą 6.11 w normie PN-EN 1991 [11] (stateczność boczna przy obciążeniu „pociągiem bez załadunku”) według wzoru (2) i/lub (3):

$$G \times 1,00 + V_h \times 1,00 + (S_c + S_s) \times 1,10 + S_{w1} \times 1,30 + T \times 1,10, \quad (2)$$

$$G \times 1,00 + S_{w2} \times 1,10 + T \times 1,10, \quad (3)$$

gdzie:

- $G$  – ciężar stały,
- $V_h$  – obciążenie pionowe „pociągiem bez załadunku”,
- $S_c$  – obciążenie poprzeczne wynikające z uderzenia bocznego „pociągu bez załadunku”,
- $S_s$  – obciążenie poprzeczne wynikające z oddziaływania siły odśrodkowej „pociągu bez załadunku”,
- $S_{w1}$  – obciążenie poprzeczne wynikające z oddziaływania wiatru na obiekt obciążony taborem („pociągiem bez załadunku”); zgodnie z pkt A2.2.4(4) normy PN-EN 1990/A1 [17] jest to mniejsza z wartości  $F_{wk} \times \psi_0$  i  $F_w^{**}$ ,

gdzie:

- $F_{wk}$  – charakterystyczna siła wiatru,
- $\psi_0$  – współczynnik o wartości 0,75 zgodnie z Tabelą A2.3 w normie PN-EN 1990/A1 [10],
- $F_w^{**}$  – siła wiatru związana z ruchem kolejowym, która powinna być obliczona na podstawie bazowej prędkości wiatru równej 25 m/s (wartość zalecana w pkt. 8.3.1(5) normy PN-EN 1991-1-4 [18]),

oraz

- $S_{w2}$  – obciążenie poprzeczne wynikające z oddziaływania wiatru na obiekt nieobciążony taborem  $F_{wk}$ ,
- $T$  – oddziaływanie zmian temperatury.

teams assumed wind pressure with characteristic values of 1.525 kPa and 0.6378 kPa for the calculation of the bridge with rolling stock – the difference is 2.4 times. The characteristic value of the wind action can be increased by using a calculation factor of 1.10, according to Table 1 in the RiL 805 directive [13], for an unloaded structure and by 1.30, according to the DS standard 804 [14], concerning the structure that is loaded with rolling stock.

When checking the general stability of historic bridges, the assumed vertical load should correspond to the lightest vertical load of actual service load that is approved for the considered line by the Investor. The “unloaded train”, load model with a uniform load of 10 kN/m, assumed as per section 6.3.4 of the PN-EN 1991-2, is always lighter than the lightest load model from the PN-EN 15528. When calculating bridge stability, the lighter the rolling stock is more detrimental to the stability. For example, uniformly distributed load of the lightest actual vehicle PESA SA 135 (with two bogies) is 17.7 kN/m =  $[(116 \text{ kN} \times 2 + 101 \text{ kN} \times 2) / 24.5 \text{ m}]$ .

The following combinations of actions can be assumed in a load group 15 from Table 6.11 of the PN-EN 1991-2 [11] (lateral stability with “unloaded train”) using equations (2) and (3):

$$G \times 1,00 + V_h \times 1,00 + (S_c + S_s) \times 1,10 + S_{w1} \times 1,30 + T \times 1,10, \quad (2)$$

$$G \times 1,00 + S_{w2} \times 1,10 + T \times 1,10, \quad (3)$$

where:

- $G$  – self-weight,
- $V_h$  – vertical load for “unloaded train”,
- $S_c$  – lateral load resulting from a nosing force for “unloaded train”,
- $S_s$  – lateral load resulting from the centrifugal force for “unloaded train”,
- $S_{w1}$  – lateral load resulting from wind action on a structure carrying the rolling stock (“unloaded train”); according to section A2.2.4(4) of the PN-EN 1990/A1 [17] it is the smaller of values  $F_{wk} \times \psi_0$  and  $F_w^{**}$ ,

where:

- $F_{wk}$  – the characteristic value of the wind force,
- $\psi_0$  – a factor of 0.75 according to Table A2.3 of the PN-EN 1990/A1 [10],

### 3.4.2. Oddziaływanie zmian temperatury

Zgodnie z rozdz. 6 w normie PN-EN 1991-1-5 [19] oddziaływania termiczne w przęsłach swobodnie podpartych nie będą powodowały pionowych reakcji hiperstatycznych. Można przyjąć, że jeżeli przęsło mostu zabytkowego ma schemat statyczny belki swobodnie podpartej, to zazwyczaj można nie uwzględniać oddziaływania zmian temperatury. W odniesieniu do konstrukcji o schemacie hiperstatycznym, oddziaływanie zmian temperatury należy uwzględniać według zasad podanych w normie PN-EN 1991-1-5 [19]. Wartość charakterystyczną oddziaływania zmian temperatury można zwiększać stosując współczynnik obliczeniowy o wartości 1,10, zgodnie z Tabelą 1 w dyrektywie RiL 805 [13].

### 3.4.3. Obciążenie pionowe chodników służbowych

Przy sprawdzaniu nośności mostów zabytkowych należy przyjmować obciążenie chodników służbowych o wartości charakterystycznej 3 kPa, zgodnie z pkt 2(7) dyrektywy RiL 805 [13]. Wartość charakterystyczną obciążenia można zwiększać stosując współczynnik obliczeniowy o wartości 1,10, zgodnie z Tabelą 1 w tej dyrektywie. Niezależnie od wzajemnych relacji skrajni, należy brać pod uwagę obciążenie chodników służbowych.

## 4. ANALIZA I DYSKUSJA

W Tabl. 5 zestawiono wartości charakterystyczne obciążeń i współczynników częściowych według w dyrektywy RiL 805 [13], które są rekomendowane w kombinacji oddziaływań w stanie granicznym nośności ULS-STR.

Wartość współczynnika dynamicznego dla Pociągów Rzeczywistych należy wyznaczyć zgodnie z zasadami określonymi w Załączniku C do normy PN-EN 1991 [11], z uwzględnieniem jakości utrzymania torów wskazanej przez Inwestora (utrzymanie staranne lub standardowe). Analizę dynamiczną należy wykonywać z uwzględnieniem wartości charakterystycznych obciążenia od analizowanych składów pociągów. Przy sprawdzaniu stateczności ogólnej należy przyjąć obciążenie pionowe najlżejszym taborem rzeczywistym wskazanym przez Inwestora, który będzie dopuszczony do ruchu na linii.

W odniesieniu do obiektów istniejących oddziaływania stałe – ciężar własny konstrukcji i ciężar elementów wyposażenia – powinny być określone w wyniku ich dokładnej inwentaryzacji. Możliwość przyjęcia do obliczeń rzeczywistego ciężaru powoduje, że wartości częściowych współczynników obliczeniowych – zwiększających ten ciężar – może być zdecydowanie mniejsza, niż podanych w normach do projektowania nowych obiektów.

$F_w^{**}$  – the wind force related to rail traffic, which should be calculated according to the base wind speed of 25 m/s (value recommended in clause 8.3.1(5) of the PN-EN 1991-1-4) [18],

and

$S_{w2}$  – lateral load resulting from the wind action on a structure not loaded with rolling stock  $F_{wk}$ ,

$T$  – an action from the temperature changes.

### 3.4.2. The action from the temperature changes

According to section 6 of the PN-EN 1991-1-5 [19], thermal actions in the simply supported spans do not cause vertical hyperstatic reactions. For the historic bridge span with a static diagram of a simply supported beam, the forces due to temperature changes can be omitted. In regards to structures with a hyperstatic diagram, the action of temperature changes should be taken into account according to the principles specified in the PN-EN 1991-1-5 [19]. The characteristic value of the action due to temperature changes can be increased using a partial factor of 1.10, based on Table 1 of the Directive RiL 805 [13].

### 3.4.3. The action of train braking and acceleration forces

When checking the load-carrying capacity of historic bridges, the load on the service walkways should be 3 kPa, according to section 2(7) of the Directive RiL 805 [13]. The characteristic value of the load can be multiplied by a partial factor of 1.10, based on Table 1 of this directive. Regardless of the gauge relations, the load on walkways should be taken into account.

## 4. ANALYSIS AND DISCUSSION

Table 5 lists the characteristic values of loads and partial factors according to the RiL 805 directive [13], which are recommended for the combination of actions at the ultimate limit state ULS-STR.

The dynamic enhancement of static loading for Real Trains should be evaluated according to the principles set out in Annex C to the PN-EN 1991-2 [11], taking into account the quality of the track maintenance indicated by the Investor (careful or standard). The dynamic analysis shall be undertaken using characteristic values of the loading from the Real Trains specified. When checking the lateral stability, the assumed vertical load should correspond to the lightest vertical load from the actual service train approved for the line by the Investor.

Table 5. List of characteristic values and partial factors

Tablica 5. Zestawienie wartości charakterystycznych i częściowych współczynników bezpieczeństwa

Type of action Rodzaj oddziaływania	Characteristic value Wartość charakterystyczna	Partial factor Współczynnik częściowy
Self-weight of structure. Ciężar własny konstrukcji	Based on a detailed in-situ inventory of the existing condition Na podstawie dokładnej inwentaryzacji stanu istniejącego	1.15 <sup>1)</sup>
Weight of equipment Ciężar elementów wyposażenia		1.20 <sup>2)</sup>
Vertical load of rolling stock Obciążenie pionowe taborem kolejowym	Assumed as per the PN-EN 15528 [10] or considering the actual service train indicated by the Investor Według normy PN-EN 15528 [10] lub biorąc pod uwagę rzeczywiste pojazdy wskazane przez Inwestora	1.20 <sup>3)</sup>
Overload caused by mutual positioning of the track axis and girders Przeciążenie wynikające z wzajemnego usytuowania toru i dźwigarów	Measured eccentricity Mimośród pomierzony	1.20
The action of braking and acceleration forces Oddziaływanie sił hamowania i przyspieszenia	0.15 of the vertical load of the actual service train over the length of action 0,15 obciążenia pionowego rzeczywistymi pojazdami na długości wpływu oddziaływania	1.10
The action of nosing force Oddziaływanie uderzenia bocznego	1/3 of the maximum axle load, but not less than 60 kN 1/3 maksymalnego nacisku osi, ale nie mniejszą niż 60 kN	1.10
The action of centrifugal force Oddziaływanie siły odśrodkowej	Based on the vertical load as per the PN-EN 15528 [10] or considering the actual service train indicated by the Investor Na podstawie obciążenia pionowego według normy PN-EN 15528 [10] lub biorąc pod uwagę rzeczywiste pojazdy wskazane przez Inwestora	1.10
Wind action Oddziaływanie wiatru	According to the German standard DS 804 [13] Zgodnie z niemieckim normatywem DS 804 [13]	1.10 <sup>4)</sup> , 1.30 <sup>5)</sup>
Action of temperature changes Oddziaływanie zmian temperatury	According to the principles specified in the PN-EN 1991-1-5 [19] Według zasad podanych w normie PN-EN 1991-1-5 [19]	1.10
Vertical load on service walkways Pionowe obciążenie chodników służbowych	3 kPa, according to the German Directive RiL 805 [13] 3 kPa, zgodnie z niemiecką dyrektywą RiL 805 [13]	1.10
<sup>1)</sup> for a detailed inventory, 1.20 – for an estimate / przy dokładnej inwentaryzacji, 1,20 – przy oszacowaniu, <sup>2)</sup> applies to open super structures (without ballast) / dotyczy nawierzchni otwartych (bez podsypki), <sup>3)</sup> applies to specific rolling stock approved for the line / dotyczy określonego taboru dopuszczonego do ruchu po linii, <sup>4)</sup> applies to a structure not loaded with rolling stock / dotyczy obiektu nieobciążonego taborem, <sup>5)</sup> applies to a structure loaded with rolling stock / dotyczy obiektu obciążonego taborem.		

Tabor dopuszczony do ruchu po obiektach istniejących jest z zasady lżejszy niż przewidziany w normach do projektowania nowych obiektów (ciężar taboru kolejowego na nowoprojektowanych obiektach jest tak duży, że często do badań odbiorczych trudno jest znaleźć odpowiednio ciężki pojazd badawczy). Dlatego też, obciążenia pionowe taborem kolejowym należy przyjmować według normy PN-EN 15528 [10] lub biorąc pod uwagę rzeczywiste pojazdy wskazane przez Inwestora. Możliwość przyjęcia do obliczeń rzeczywistego

The self-weight of existing structures and the weight of fixed equipment should be determined based on their detailed inventory. The calculation based on the actual weight allows using a smaller value of partial factors than the values provided in the standards for the design of new structures.

Similarly, the actual service train approved on the existing line is generally lighter than specified in the standards for the design of new structures (the design load model is so

taboru o ściśle określonych parametrach powoduje, że wartość częściowych współczynników obliczeniowych zwiększających to znane obciążenie – może być zdecydowanie mniejsza, niż podana w normach do projektowania nowych obiektów. Również inne oddziaływania zmienne, takie jak: siły hamowania i przyspieszenia, uderzenia bocznego i siły odśrodkowej są związane ze znanymi parametrami eksploatacyjnymi taboru dopuszczonego do ruchu, czyli powinny być proporcjonalnie mniejsze niż podane w normach do projektowania nowych obiektów. Ponadto nacisk każdej osi lub jej oddziaływania w postaci pionowej lub poziomej siły skupionej, można zmienić na 3 siły skupione o wartościach 25/50/25% w uśrednionym dla danego przęsła rozstawie mostownic.

Wartości oddziaływań podane w normach do projektowania nowych obiektów uwzględniają progresję obciążeń użytkowych w długim, 100 letnim okresie eksploatacji obiektu. Sprawdzenie nośności istniejących obiektów to wskazanie takich wartości oddziaływań, które umożliwią bezpieczną eksploatację przy określonych warunkach obciążenia. Stosowanie zasad i procedur dotyczących projektowania nowych obiektów podanych w Eurokodach do oceny nośności istniejących obiektów jest technicznie nieuzasadnione, a ponadto powoduje nieadekwatne konsekwencje ekonomiczne dla Zarządcy obiektów. Tak więc, w odniesieniu do obiektów istniejących należy zapewnić bezpieczeństwo ich dalszej eksploatacji, a nie zgodność z wymaganiami stosowanymi do projektowania nowych obiektów.

## 5. WNIOSKI

Zabytkowe kolejowe konstrukcje mostowe stanowią dziedzictwo techniki nie tylko naszego kraju, ale i Europy. Ich zachowanie w możliwie nienaruszonym stanie jest wyzwaniem, ale należy je podjąć, skoro w innych krajach np. w Niemczech, ten problemem poprawnie rozwiązano.

W Polsce te same modele obciążeń stosuje się do nowych konstrukcji, które mają powstać i będą eksploatowane przez co najmniej 100 lat oraz do obiektów istniejących, w tym niektórych eksploatowanych od 100 lat, które Zarządca ma zamiar dalej bezpiecznie eksploatować przez kolejne np. 50 lat. Takie podejście jest technicznie i ekonomicznie całkowicie bezzasadne, a co najgorsze prowadzi do niszczenia obiektów zabytkowych.

Przyjęcie obciążenia pionowego według normy PN-EN 15528 [10] i pozostałych wymagań według normatywów niemieckich dotyczących istniejących kolejowych konstrukcji mostowych, powinno stanowić podstawę techniczną zasad sprawdzania nośność zabytkowych mostów i wiaduktów kolejowych. Konieczne są dalsze prace badawcze, które weryfikowałyby proponowane obciążenia z pomiarami

high that it is often difficult to find a sufficiently heavy test vehicle for acceptance tests). Therefore, vertical loads with rolling stock should be assumed according to PN-EN 15528 [10] or taking into account the actual vehicles indicated by the Investor. In this case, the possibility of assuming the actual service train with strictly defined parameters for the calculations means that the value of partial factors may be much lower than specified in the standards for the design of new structures. Also, other variable actions, such as acceleration forces, a nosing force, and a centrifugal force, are related to known operating parameters of the actual service train approved on the existing line, so they should be proportionally lower compared to the loads specified in the standards for the design of new structures. Also, the axle load and its vertical and horizontal components can be replaced with 3 equivalent concentrated forces of 25/50/25% distributed over three adjacent sleepers (the averaged spacing of the sleepers for a given span).

The values of actions specified in the standards for the design of new structures take into account the progression of service loads in a long, 100-year lifetime of the structure. When checking the load-carrying capacity of the existing structures the load action values should be selected to allow safe operation under specified load conditions. The principles and procedures specified in the Eurocodes apply to the design of new structures. Using them for the assessment of the load-carrying capacity of existing structures is technically unjustified and also causes inadequate economic consequences for the Bridge Manager. Therefore, for the evaluation of existing structures, the safety of their further operation should be ensured based on realistic values rather than compliance with the requirements for the design of new structures.

## 5. CONCLUSIONS

Historic railway bridge structures are the heritage of technology not only of our country but also of Europe. Maintaining them in the best possible condition is a challenge, but it should be proceeded, since the issue has been properly solved in other countries, e.g. in Germany.

In Poland, the same load models are used to structures that are to be built and will be operated for at least 100 years, and to the structures that have been in service, including some for 100 years, and the Administrator intends to continue to operate them safely for additional time, e.g. another 50 years. This approach is technically and economically unjustified, and, unfortunately, it leads to the destruction and replacement of historic bridges.

w warunkach eksploatacyjnych. Pomierzone obciążenia i odpowiedni konstrukcji są najlepszym sposobem na prawidłową ocenę kolejowych obiektów inżynierskich do ich dalszej eksploatacji.

## 6. BIBLIOGRAFIA / REFERENCES

- [1] *Olofsson J., Elfgrén L., Bell B., Paulsson B., Niederleithinger E., Jensen J.S., Feltrin G., Täljsten B., Cremona C., Kiviluoma R., Bień J.*: Assessment of European Railway Bridges for Future Traffic Demands and Longer Lives - EC Project "Sustainable Bridges". *Structure and Infrastructure Engineering*, **1**, 2, 2005, 93-100, DOI: 10.1080/15732470412331289396
- [2] *Bujňák J., Gocál J., Hlinka R.*: Assessment of Railway Steel Bridge Structures, *Procedia Engineering*, **156**, 2016, 75-82, DOI: 10.1016/j.proeng.2016.08.270
- [3] *Honfi D., Björnsson I., Ivanov O.L., Leander J.*: Informed successive condition assessments in bridge maintenance. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, **10**, 4, 2020, 729-737, DOI:10.1007/s13349-020-00415-2
- [4] *Bień J., Gladysz-Bień M.*: Multi-level Classification of Bridge Defects in Asset Management. IABSE Symposium: Towards a Resilient Built Environment - Risk and Asset Management, Guimaraes, Portugal, March 27-29, 2019, 1100-1107, DOI:10.2749/guimaraes.2019.1100
- [5] *Casas J.R.*: Updated inventory on condition assessment procedures for bridges. Sustainable Bridges, Background document SB3.2, 2007, <http://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:1330651/FULLTEXT01.pdf>, (06.06.2021)
- [6] *Honfi D., Leander J., Björnsson I., Larsson Ivanov O.*: A practical approach for supporting decisions in bridge condition assessment and monitoring. Proceedings of the 20<sup>th</sup> IABSE Congress - The Evolving Metropolis, International Association for Bridge and Structural Engineering, 2019, 2137-2142
- [7] *Jensen J.S., Casas J.R., Karoumi R., Plos M., Cremona C., Melbourne C.*: Guideline for load and resistance assessment of existing European railway bridges. Sustainable Bridges, 2008, <https://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:1328606/FULLTEXT01.pdf>, (06.06.2021)
- [8] Zmiana tekstu jednolitego Ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. – Prawo Budowlane. Obwieszczenie Marszałka Sejmu Rzeczypospolitej Polskiej z dnia 7 lipca 2020, Dz.U. z 2020 r., poz. 1333
- [9] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 10 września 1998 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle kolejowe i ich usytuowanie. Dz.U. z 1998 nr 151 poz. 987 z późn. zm.
- [10] PN-EN 15528:2015 Kolejnictwo – Klasyfikacja linii w odniesieniu do oddziaływań pomiędzy obciążeniami granicznymi pojazdów szynowych a infrastrukturą
- [11] PN-EN 1991-2:2007 Eurocode 1: Oddziaływanie na konstrukcje – Część 2: Obciążenia ruchome mostów
- [12] PN-S-10030:1985 Obiekty mostowe – Obciążenia
- [13] Directive RiL 805, Richtlinie 805.0102: Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken, DB Netz AG, 5. Aktualisierung, 2010
- [14] DS 804 standard: Vorschrift für Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke, Deutsche Bahn AG, 2000
- [15] PN-EN 1990:2004 Eurocode – Podstawy projektowania konstrukcji
- [16] American Railway Engineering and Maintenance of Way Association, Manual for Railway Engineering AREMA, Chapter 15 - Steel Structures, Lanham, Maryland, 2020
- [17] Poprawka do PN-EN 1990:2004/A1:2008 Eurokod: Podstawy projektowania konstrukcji, załącznik: postanowienia krajowe
- [18] PN-EN 1991-1-4:2008 Eurocode 1: Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-4: Oddziaływania ogólne – Oddziaływania wiatru
- [19] PN-EN 1991-1-5:2005/NA:2010 Eurocode 1: Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-5: Oddziaływania ogólne – Oddziaływania termiczne