

dr hab. inż. Maciej Kozuch¹⁾
ORCID: 0000-0002-1743-5233

Analysis of temporary bracings in the design of steel-concrete composite bridges

Analiza stężeń tymczasowych przy projektowaniu przęseł zespolonych mostów stalowo-betonowych

DOI: 10.15199/33.2025.09.05

Abstract: Composite bridges made of rolled steel sections with spans of up to approx. 40 meters are increasingly being constructed. Girders may act as simply supported at the stage of concrete deck casting. The paper presents a method for performing a static analysis to ensure the correct solution of the temporary bracings. The necessity of using bracings is shown, along with the limited effectiveness of using only anti-rotational bracings. The frequent need for horizontal bracings is highlighted.

Keywords: temporary bracings; composite structures; composite bridges; lateral-torsional buckling.

Streszczenie: Coraz częściej budowane są mosty zespolone z kształtowników walcowanych o rozpiętości do ok. 40 m, które na czas betonowania płyty pomostowej pracują jako swobodnie podparte. Przedstawiono sposób wykonywania analizy statycznej prowadzącej do poprawnego doboru układu stężeń i zwymiarowania elementów. Wykazano konieczność stosowania stężeń oraz tylko częściową skuteczność stosowania wyłącznie stężeń antyrotacyjnych i wskazano na częstą konieczność stosowania stężeń poziomych.

Słowa kluczowe: stężenia tymczasowe; konstrukcje zespolone; mosty zespolone; zwichrzenie.

In recent years, steel-concrete composite bridge spans using hot-rolled beams, often made of S460 steel [1, 2], have become increasingly popular. The popularity of this solution is confirmed by its inclusion in the catalogue of standard road bridge and culvert structures [3], known as the WR-M guidelines. These guidelines present the use of such structures in bridges with various static schemes: from simply supported beams, through continuous multi-span structures, to frame systems with integrated abutments. However, this catalogue does not exhaust the possible applications of hot-rolled beams in bridge structures. Solutions could be expanded to include the increasingly common steel-concrete hybrid structures [4, 5], although such beams will not be discussed in this article.

Technology for constructing composite bridge spans

The use of hot-rolled beams for constructing bridge spans with lengths of up to approx. 40 meters is often economically attractive for contractors for two main reasons. First, after rolling, the beam is delivered to the construction site as a ready-to-install element, unlike plate girders, which require extensive welding work, directly affecting the cost (ultimately, 1 kg of rolled steel is cheaper than 1 kg of steel in a plate girder). Second, the symmetrical cross-section, characterized by identical dimensions of the top and bottom flanges, while it might be considered a disadvantage due to the increased weight of the beam, can actually be turned into an advantage thanks to the simplified installation process. Regardless of the final static scheme of the bridge, dur-

W ostatnich latach coraz bardziej popularne stają się mostowe przęsła zespolone stalowo-betonowe, wykorzystujące belki gorącowalcowane, często wykonane ze stali S460 [1, 2]. Popularność rozwiązania potwierdza ujęcie go w katalogu typowych konstrukcji drogowych obiektów mostowych i przepustów [3], tzw. wytycznych WR-M, w których przedstawiono zastosowanie tego typu konstrukcji w mostach o różnych schematach statycznych: od belki swobodnie podpartej, przez konstrukcję ciągłą wieloprzęsłową, aż do schematów ramowych ze zintegrowanymi przyczółkami.

Katalog ten nie wyczerpuje możliwości zastosowania belek gorącowalcowanych w obiektach mostowych. Można byłoby uzupełnić zbiór rozwiązań o ostatnio coraz częściej budowane obiekty zespolone o konstrukcji hybrydowej [4, 5], ale tego typu belki nie będą omawiane w artykule.

Technologia budowy przęseł mostów zespolonych

Wykorzystanie belek gorącowalcowanych do budowy przęseł o rozpiętościach do ok. 40 m jest często atrakcyjne ekonomicznie dla wykonawcy z dwóch powodów. **Po pierwsze**, belka po walcowaniu jest dostarczana na budowę jako gotowy element do wbudowania, w przeciwieństwie do blachownicy wymagających dużych nakładów pracy związanych ze spawaniem, co przekłada się bezpośrednio na cenę (finalnie 1 kg stali walcowanej jest tańszy niż 1 kg stali w blachownicy). **Po drugie**, symetryczny przekrój poprzeczny w postaci takich samych wymiarów pasa dolnego i górnego, co można by traktować jako wadę zwiększającą ciężar belki, można przekuć na zaletę w postaci łatwej technologii montażu. Niezależnie bowiem od

¹⁾ Politechnika Wrocławska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego; maciej.kozuch@pwr.edu.pl

ing the concreting phase of the deck slab, the beam can always be considered to act as simply supported (from support to support), and it can be made continuous (or to act as a frame structure) by casting concrete support crossbeams (see Photo 1).

The simple assembly scheme is associated with high stress in the steel beams during the concreting phase of the deck slab, resulting in significant compressive stresses in the top flanges of the beams (in this case, the large top flange of rolled beams is beneficial). This, in turn, leads to a risk of lateral-torsional buckling of the beams, which are not yet stabilized by the rigid concrete deck slab. Once the concrete has hardened, the ultimate load-bearing capacity of the beam increases significantly. Moreover, the use of rolled sections typically allows for very high ultimate capacity [6], as rolled beams are generally classified as Class 1, which permits the full use of the plastic capacity of the cross-section. During the concreting phase, temporary bracings play a crucial role in preventing lateral-torsional buckling of the beams. However, this issue is often not given due attention by contractors responsible for assembling the steel structure, as well as by design offices preparing the comprehensive formwork design for the deck slab and the bracing system. Proper design of such bracings is complex and requires solid technical knowledge, similar to the design of roof bracing systems in steel structures [7, 8].

Where does the problem lie?

Hot-rolled girders in an unloaded state (like any other type of girder) may deviate from straightness in plan within specified permissible erection tolerances [9, 10]. High compressive stresses in the top flange of a simply supported beam (in accordance with the construction method described above) will increase the initial imperfections, that is, further bending of the top flange, while the tensile stresses in the bottom flange will tend to straighten it. This will result in simultaneous lateral displacement (driven by the deformation of the top flange) and torsion of the beam (caused by the difference in lateral displacements between the top and bottom flanges). This is a typical mechanism of lateral-torsional buckling in steel beams. In the case of short beams, the internal forces generated by this phenomenon can often be safely resisted without any additional measures (aside from the necessary fork-type supports at the beam ends). However, in the case of long beams, which bridge girders typically are, the increasing forces will lead to uncontrolled growth of displacements and internal forces, ultimately resulting in beam failure. To prevent such a situation, proper bracing is essential. That is, eliminating or, in practice, significantly limiting the possibility of: (1) rotation, (2) lateral displacement, or both simultaneously (1+2). To illustrate the role of bracing, the buckling modes of a simply supported HL1100M beam with a span of 39 m, subjected to a uniformly distributed load (10 kN/m) applied at the top flange level, are presented in four variants: (a) without any bracing, (b) with continuous rotational restraint but no lateral support, (c) with continuous lateral support at the bottom flange level and (d) with continuous lateral support at the top flange level. For each case, the critical load multiplier (α_{cr}) and the resulting lateral-

docelowego schematu statycznego mostu, w fazie betonowania płyty ustroju nośnego rozważyć można schemat statyczny belki swobodnie podpartej (od podpory do podpory), uciążlony w ustrój wieloprzęsłowy (lub ramę) przez betonowe poprzeczne podpory dopiero po wykonaniu płyty pomostowej (fotografia 1). Łatwy schemat montażu jest powiązany z dużym



Photo 1. Multi-span composite structure with the girders made continuous by means of concrete support cross-beams

Fot. 1. Wieloprzęsłowa konstrukcja zespolona z dźwigarami uciążlonymi betonowymi poprzecznymi podporowymi

wyżęciem belek stalowych w fazie betonowania płyty pomostowej, a zatem z dużymi naprężeniami ściskającymi w pasach górnych belek (do tego przydaje się duży pas górny belek walcowanych). To z kolei przekłada się na ryzyko zwichrzenia belek, które nie są jeszcze stężone sztywną płytą pomostową. Po stwardnieniu betonu nośność graniczna belki znacznie się zwiększa, a dzięki wykorzystaniu profili walcowanych możliwe jest na ogół osiągnięcie bardzo dużej nośności granicznej [6], gdyż belki walcowane są na ogół w klasie 1, umożliwiając wykorzystanie nośności plastycznej przekroju. Na etapie betonowania kluczową rolę pełnią natomiast stężenia tymczasowe mające zabezpieczyć belkę przed zwichrzeniem. Temat ten jest często traktowany bez należytej staranności ze strony wykonawców odpowiedzialnych za montaż konstrukcji stalowej, a także biur przygotowujących kompleksowo projekt deskowania płyty pomostowej oraz projekt stężeń, a prawidłowe ich zaprojektowanie jest skomplikowane i wymaga dobrego przygotowania merytorycznego, podobnie jak projektowanie tężników połączeniowych w dachach stalowych [7, 8].

W czym tkwi problem?

Dźwigary walcowane w stanie bezobciążeniowym (jak każdy inny typ dźwigarów) mogą odbiegać od prostoliniowości w planie o określoną wartość dopuszczalnych odchyłek montażowych [9, 10]. Duże naprężenia ściskające w pasie górnym belki swobodnie podpartej (zgodnie z opisaną wyżej technologią budowy) będą powodowały przyrost imperfekcji wstępnej, tj. dalsze wyginanie pasa górnego, jednocześnie naprężenia rozciągające pas dolny będą ten pas prostowały. Będzie to prowadzić do jednoczesnego przesunięcia bocznego (napędzanego przez deformację pasa górnego) oraz do skrócenia belki (napędzanego różnicą w przesunięciach bocznych pasa górnego i dolnego). Jest to typowy obraz zwichrzenia belki stalowej. W przypadku krótkich belek siły wewnętrzne wywołane tym zjawiskiem mogą być z powodzeniem przeniesione bez żadnych dodatkowych zabezpieczeń (pomijając koniecz-





-torsional buckling reduction factor (χ_{LT}) were determined using the general method in accordance with [11], assuming S460 steel (see Figure 1).

The analysis indicates that the only fully effective restraint against lateral-torsional buckling is lateral stabilization of the top flange, in which case only local plate buckling may occur. The absence of any bracing, or bracing applied only to the tension flange, is by definition ineffective. For the HL1100M beam with a span of 39 m, this would lead to a reduction in load-bearing capacity of approximately 95%! Interestingly, from the perspective of further discussion, using rotational restraints only leads (as expected) to a significant increase in the beam's stability compared to an unbraced beam, but it does not allow for full utilization of the cross-section's load-bearing capacity. In the analyzed case, the reduction in the beam's capacity due to buckling exceeds 50%, even before considering the use of material partial safety factors γ_{M1} instead of γ_{M0} . Unfortunately, in practice, rotational restraints alone are often used,

nośność stosowania podparć widełkowych na podporach), natomiast w belkach długich, a takimi są na ogół belki mostowe, przyrost sił będzie prowadził do niekontrolowanego przyrostu przemieszczeń i sił wewnętrznych, a finalnie do zniszczenia belki. W celu niedopuszczenia do takiej sytuacji niezbędne jest prawidłowe jej stężenie, czyli wyeliminowanie, a w praktyce znaczne ograniczenie możliwości: obrotu (1); przesuwu bocznego (2); lub obu jednocześnie (1+2). Aby zobrazować rolę stężeń, przedstawiono postacie wyboczeniowe swobodnie podpartej belki HL1100M o rozpiętości 39 m, obciążonej w poziomie pasa górnego obciążeniem jednostkowym (10 kN/m), w czterech wariantach: bez żadnego stężenia (a); przy ciągłym podparciu rotacyjnym, ale bez podparcia bocznego (b); przy ciągłym podparciu bocznym w poziomie pasa dolnego (c) lub górnego (d), przedstawiając jednocześnie wartość mnożnika obciążenia krytycznego (α_{cr}) oraz otrzymany współczynnik zwichrzeniowy (χ_{LT}) wg metody ogólnej zgodnie z [11] przy założeniu stali S460 (rysunek 1).

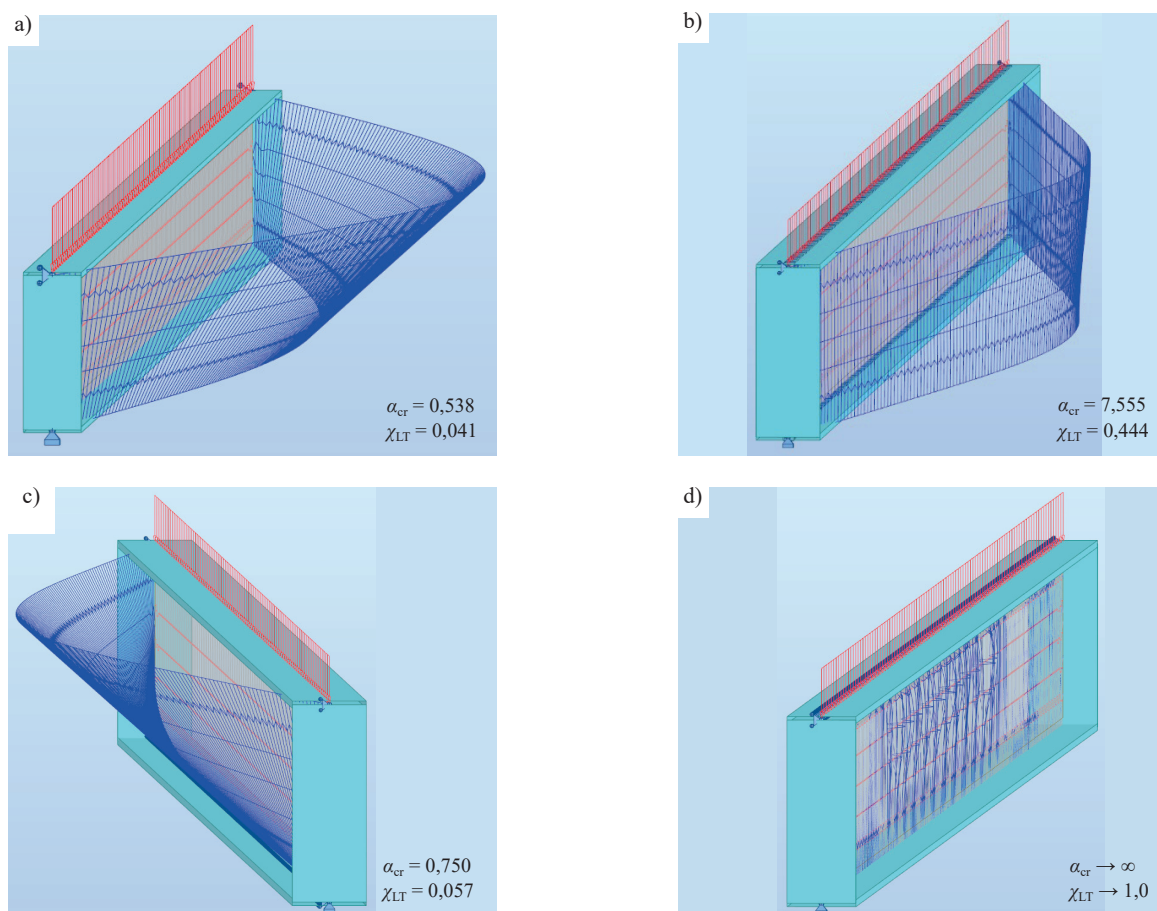


Fig. 1. Buckling forms and values of lateral-torsional buckling factors (description in the text)

Rys. 1. Forma utraty stateczności oraz wartości współczynników zwichrzeniowych (opis w tekście)

which is understandable from a construction standpoint (they are easier to install and do not interfere with the deck formwork), but this approach is not always sufficient to adequately protect the structure from global buckling (see Photo 2).

The presented analysis concerns only the question of “whether and how to brace”, but does not address the issues

Analiza wskazuje, że w pełni skutecznym zabezpieczeniem przed zwichrzeniem jest boczna stabilizacja pasa górnego, w przypadku którego otrzymać można jedynie lokalne formy miejscowej utraty stateczności ścianek. Brak jakichkolwiek stężeń lub stężanie boczne pasa rozciąganego jest z definicji nieskuteczne. W przypadku belki HL1100M o rozpiętości 39 m



Photo 2. Typical bracing system of main girders – only vertical anti-rotational bracings between girders are applied

Fot. 2. Typowy układ stężeń dźwigarów głównych – zastosowano wyłącznie pionowe stężenia antyrotacyjne między dźwigarami

related to “with what to brace”: a matter that goes far beyond establishing the necessary temporary bracing scheme. In the case of analyzing main girders, it is sufficient to determine the static scheme of bracing and the required spacing, assuming that the braces have adequate load-bearing capacity. Verifying the capacity of the braces themselves is a more difficult task, which generally is, or at least should be, the subject of an individual technological design.

Temporary bracing assessment

Proper design of temporary bracing for steel girders during the concreting phase of the deck slab requires knowledge of the formwork structure or the adoption of appropriate design assumptions, which must then be verified. Temporary bracing is often naturally used to transfer certain forces passed onto them from the formwork structure. This is especially the case for the supporting structure under the cantilevers of the deck slab, where a typical solution involves suspending the formwork cantilever's inclined tie from the top flange of the main girder and simultaneously resting the strut of the cantilever on the lower part of the main girder (Photo 3). Thus, the upper part is pulled outward, while the lower part of the girder is pushed inward toward the span, which effectively causes torsion of the main girder. The resulting horizontal forces—acting outward at the top flange level and inward at the bottom flange level – “close” within the entire bridge if the span has a symmetrical cross-section (i.e., the left and right cantilevers are identical), or remain unbalanced in the case of asymmetric cross-sections and asymmetric loads, which will always occur at least during transitional stages of construction. To avoid introducing additional structural elements, temporary bracing of the girders is used to transfer these ad-



Photo 3. Typical support structure for the formwork of a deck slab cantilever

Fot. 3. Typowa konstrukcja wsporcza deskowania wspornika płyty pomostowej

prowadziłoby to do redukcji nośności o ok. 95%! Co ciekawe z punktu widzenia dalszych rozważań, zastosowanie jedynie stężeń antyrotacyjnych prowadzi (zgodnie z oczekiwaniami) do znacznego zwiększenia stateczności belki względem belki niestężonej, ale nie pozwala na duże wykorzystanie nośności przekroju poprzecznego. W rozważanym przypadku redukcja nośności belki, ze względu na zwichrzenie, wynosi ponad 50% i to pomijając fakt konieczności stosowania współczynników materiałowych γ_{M1} zamiast γ_{M0} . Niestety, w praktyce często występują stężenia jedynie antyrotacyjne, co jest uzasadnione względami wykonawczymi (łatwość montażu i brak kolizji z konstrukcją deskowania płyty pomostowej), ale nie zawsze jest to zabieg wystarczający z punktu widzenia zabezpieczenia konstrukcji przed zwichrzeniem (fotografia 2).

Przedstawiona analiza dotyczy jedynie kwestii „czy i jak należy stężyć”, natomiast nie ujmuje zagadnień związanych z tym „czym należy stężyć” – a jest to problematyka wykraczająca znacznie poza zagadnienia ustalenia koniecznego schematu stężeń tymczasowych. W przypadku analizy dźwigarów głównych, wystarczające jest ustalenie schematu statycznego stężeń i ich wymaganego rozstawu przy założeniu, że stężenia mają wystarczającą nośność. Weryfikacja nośności samych stężeń, to zadanie trudniejsze, które na ogół jest, a przynajmniej powinno być przedmiotem odpowiedniego projektu technologicznego.

Analiza stężeń tymczasowych

Właściwe zaprojektowanie stężeń tymczasowych dźwigarów stalowych w fazie betonowania płyty pomostowej wymaga znajomości konstrukcji deskowania lub przyjęcia odpowiednich założeń obliczeniowych, które i tak muszą być następnie potwierdzone. Często stężenia tymczasowe wykorzystuje się w sposób naturalny do przenoszenia pewnych sił przekazanych na nie z konstrukcji wsporczej deskowania. Ma to miejsce szczególnie w przypadku konstrukcji wsporczej pod wsporniki płyty pomostowej, gdzie typowym rozwiązaniem jest podwieszenie (na skośnym ciągnięciu) wspornika deskowania do pasa górnego dźwigara głównego i jednocześnie oparcie zastrzału wspornika o dolną część dźwigara głównego (fotografia 3). Tym samym górna część jest ciągnięta w stronę zewnętrzną, natomiast dolna część dźwigara jest wpychana w stronę wewnętrzną przęsła, co de facto prowadzi do skręcania dźwigara głównego. Powstające siły poziome, działające na zewnątrz w poziomie pasa górnego oraz do wewnątrz w poziomie pasa dolnego, „zamykają się” w całym moście, jeśli przęsło ma symetryczny przekrój poprzeczny (tzn. lewy i prawy wspornik są takie same) lub pozostają niezbalansowane w przypadku przekrojów asymetrycznych oraz





ditional forces. Therefore, temporary bracing is an integral part of the formwork structure. It follows that separating the static analysis of the bracing from the entire formwork structure will lead to erroneous results. Aside from considering the self-weight and wet concrete load as well as various settings of the erection load, which are directly derived from the formwork design itself, the bracing analysis must also take into account wind loads (in all directions, including vertical) and possible initial imperfections of the main girders [9, 10, 11]. These two effects (wind + imperfections) are the primary drivers of the instability mechanism of the structure, combined with compressive stresses in the top flange originating from other loads. The analysis of the increase in girder stress and internal forces in the bracing elements can only be performed using second-order theory, either directly or indirectly through appropriate load factors for the applied loads, including equivalent imperfection loads. Lateral actions and imperfections cause the other (vertical) loads to act with eccentricities, which in turn increases lateral displacements, etc. The analysis is an iterative process which, in the case of sufficient capacity and stiffness of the system, will converge. Insufficient capacity and/or stiffness will cause divergence, resulting in unacceptable stresses and/or displacements of the load-bearing elements. Apart from the stress state of the main girders themselves, the proper selection of cross-sections for the bracing elements and their connections requires performing this analysis.

Case study

An analysis of the stability of the load-bearing system consisting of two main girders (HL1100M beams) and a typical arrangement of temporary bracing and formwork structure, similar to that shown in Photos 2 and 3, was presented in Figure 2. This arrangement consists solely of anti-rotational braces, without any horizontal bracing. The model was constructed in the $e^{1+2}p^3$ class, where the flanges of the girders and all bracing elements were modelled using beam elements, and the girder web was modelled with panel elements. Such a model allows for precise observation of deformations and the distribution of internal forces in both flanges of the girder.

The analysis assumed an initial girder imperfection equal to $L/500$ according to the recommendations in [12], and a second-order analysis was performed, assuming that the stresses in the beam without second-order effects are approximately 330 MPa

obciążeń asymetrycznych, które będą zawsze występowały co najmniej w fazach przejściowych budowy. Aby nie wprowadzać dodatkowych elementów konstrukcyjnych, wykorzystuje się stężenia tymczasowe **dźwigarów do przenoszenia dodatkowych sił**. Stężenia tymczasowe są więc integralną częścią konstrukcji deskowania. Wynika z tego, że rozdzielanie analizy statycznej stężeń i całej konstrukcji deskowania będzie prowadzić do błędnych wyników. Pomijając obciążenie ciężarem własnym i mokrego betonu oraz różne ustawienia obciążenia montażowego, co wynika wprost z projektu samego deskowania, należy przy analizie stężeń brać też pod uwagę obciążenie wiatrem (we wszystkich kierunkach, w tym pionowym) oraz możliwą wstępną imperfekcję dźwigarów głównych [9, 10, 11]. Te dwa oddziaływania (wiatr + imperfekcja) są głównymi czynnikami napędzającymi mechanizm utraty stateczności konstrukcji w powiązaniu z naprężeniami ściskającymi pas górny, pochodzącymi od pozostałych obciążeń. Analiza przyrostu wyężenia dźwigarów oraz przyrostu sił wewnętrznych w elementach stężeń jest możliwa wyłącznie z wykorzystaniem teorii 2-go rzędu, w sposób bezpośredni lub pośredni przez odpowiednie mnożniki dla przyjętych w analizie obciążeń, w tym zastępczych obciążeń imperfekcyjnych. Oddziaływania boczne i imperfekcje powodują bowiem, że pozostałe obciążenia (pionowe) zaczynają działać na mimośrodach, co z kolei powiększa przemieszczenia boczne itd. Analiza jest procesem iteracyjnym, który w przypadku wystarczającej nośności i sztywności ustroju będzie zbieżny, a w przypadku niewystarczającej nośności i/lub sztywności rozbieżny i będzie prowadził do otrzymania nieakceptowalnych naprężeń i/lub przemieszczeń elementów nośnych. Abstrahując od wyężenia samych dźwigarów głównych, poprawne przyjęcie przekrojów poprzecznych stężeń i ich połączeń wymaga przeprowadzenia analizy.

Studium przypadku

Przedstawiono analizę stateczności ustroju nośnego składającego się z dwóch dźwigarów głównych (belki HL1100M) oraz typowego układu stężeń tymczasowych i konstrukcji deskowania, analogicznego do przedstawionego na fotografiach 2 i 3 – rysunek 2, tj. składających się wyłącznie ze stężeń przeciwwrotacyjnych, bez stężeń poziomych. Model zbudowano w klasie $e^{1+2}p^3$, w którym pasy dźwigarów oraz wszystkie elementy stężeń zamodelowano elementami belkowymi, a środek dźwigara elementem panelowym. Model taki umożliwia

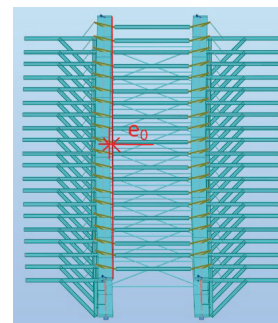
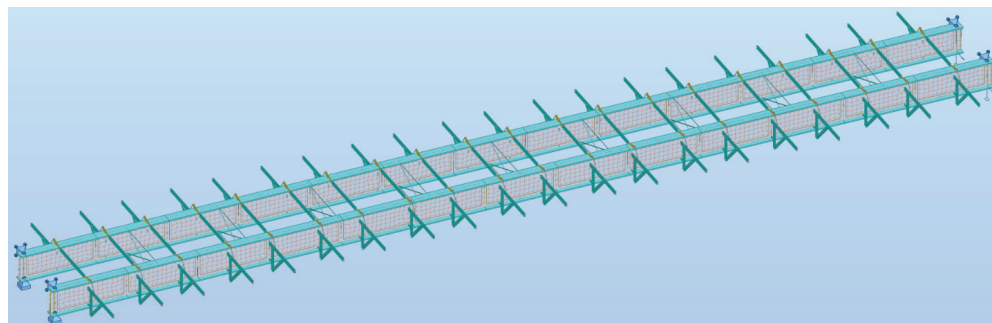


Fig. 2. Analyzed structural system with indicated initial bow imperfection

Rys. 2. Analizowany ustrój konstrukcyjny z zaznaczoną wstępną imperfekcją łukową

in the Ultimate Limit State (ULS) and about 240 MPa in the Serviceability Limit State (SLS). This situation occurs for beam spans up to 40 m and naturally depends on the spacing of the beams, slab thickness, etc. Figure 3 shows graphs corresponding to the increase in axial forces in the top flange of the beam during gradual load increase (which corresponds to the increase of bending moment M_Y in the beam) as well as the increase of bending moment M_Z in the top flange (relative to the vertical axis), which visualizes the buckling of the girder out of its plane.

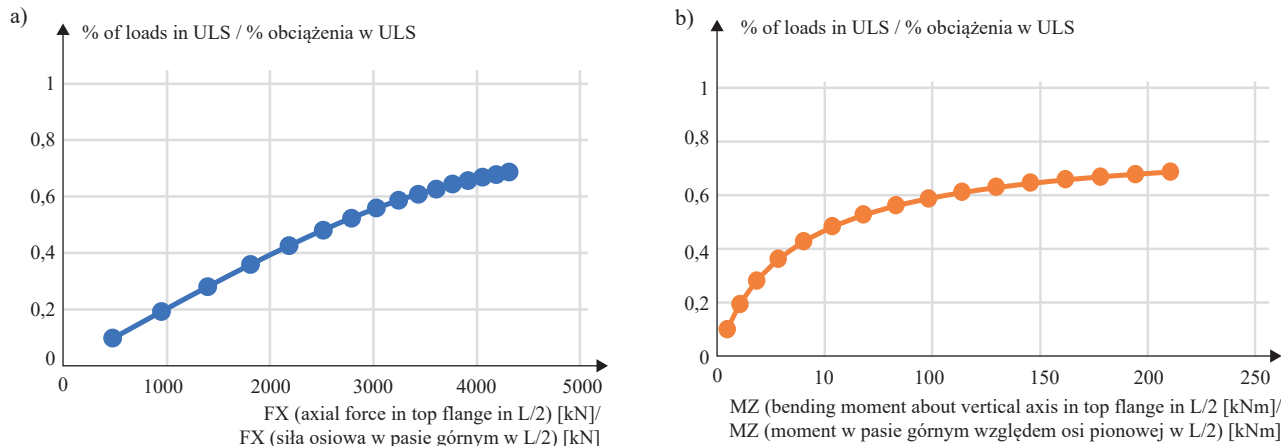


Fig. 3. Increase in axial forces FX (a) and MZ bending moments (b) in the top flange with gradual load increments in second-order analysis – structure with only anti-rotational bracings

Rys. 3. Przyrost sił osiowych (a) oraz momentów MZ (b) w pasie górnym przy stopniowym zwiększaniu obciążeń w analizie 2-go rzędu – konstrukcja wyłącznie ze stężeniami antyrotacyjnymi

It is clearly visible that while the increase in axial force in the top flange, and thus the increase in bending moment M_Y in the girder, is essentially linear, the increase in bending moment M_Z in the top flange is distinctly nonlinear. At around 70% of the load that the girder is expected to carry in the Ultimate Limit State (ULS), this increase becomes uncontrolled, corresponding to reaching the ultimate capacity (loss of girder stability). A similar pattern is observed in the graph of lateral displacements of the girder's top flange.

The introduction of additional horizontal bracings between adjacent top flanges, thus creating a horizontal truss (analogous to transverse bracing in steel hall structures), completely solves the stability problem of the girders. The increase of the bending moment M_Z in the top flange of the girder remains linear even for loads 1.2 times greater than those required to be carried in the Ultimate Limit State (ULS). No further analysis was conducted since the structure behaves linearly (Fig. 4).

Conclusions

Depending on the static scheme of the beam and its level of stress during concrete casting, the appropriate system of temporary bracings must be selected in the technological design. The mere use of vertical (anti-rotational) bracings between the main girders, which is a common practice among contractors, does not guarantee protection of the beam against lateral-torsional buckling. Unfortunately, I often encounter such opinions. In cases of high beam stress from vertical

dokładną obserwację deformacji oraz rozdzielonych sił wewnętrznych w obu pasach dźwigara.

Do analizy przyjęto wstępną imperfekcję dźwigara równą $L/500$ wg zaleceń [12] oraz wykonano analizę 2-go rzędu, przyjmując, że naprężenia w belce bez efektów 2-go rzędu wynoszą w ULS ok. 330 MPa (w SLS ok. 240 MPa). Sytuacja taka ma miejsce przy rozpiętości belek dochodzącej do 40 m i oczywiście zależy od rozstawu belek, grubości płyty itd. Na rysunku 3 przedstawiono wykresy odpowiadające przyrostowi sił osio-

wych w pasie górnym belki podczas stopniowego zwiększania obciążenia (co odpowiada przyrostowi momentu zginającego M_Y w belce) oraz **przyrost momentu zginającego M_Z** w pasie górnym (względem osi pionowej), co wizualizuje wybaczanie dźwigara z jego płaszczyzny. Widać wyraźnie, że przy w zasadzie liniowym przyroście siły osiowej w pasie górnym, a zatem również liniowym przyroście momentu zginającego M_Y w dźwigarze, przyrost momentu zginającego M_Z w pasie górnym jest wyraźnie nieliniowy, a przy ok. 70% obciążenia, jakie dźwigar powinien przenieść w ULS, przyrost ten staje się już niekontrolowany, co odpowiada osiągnięciu nośności granicznej (utrata stateczności dźwigara). Podobnie kształtuje się wykres przemieszczeń bocznych pasa górnego dźwigara.

Wprowadzenie dodatkowych stężeń poziomych między sąsiednimi pasami górnymi, a zatem utworzenie poziomej kratownicy (analogia do poprzecznych stężeń połączonych w konstrukcji hal stalowych) rozwiązuje zupełnie problem stateczności dźwigarów. Przyrost momentu zginającego M_Z w pasie górnym dźwigara pozostaje liniowy nawet w przypadku obciążeń 1,2 razy większych niż wymagane do przeniesienia w ULS. Dalszej analizy nie prowadzono, gdyż konstrukcja zachowuje się liniowo (rysunek 4).

Podsumowanie

W zależności od schematu statycznego belki oraz jej wyłączenia w czasie betonowania należy dobrać w projekcie technologicznym odpowiedni układ stężeń tymczasowych. Samo zastosowanie stężeń pionowych (antyrotacyjnych) między



loads, often occurring when using rolled girders that are not supported during the casting of the bridge deck slab, loss of girder stability may occur. The solution to this problem is the use of horizontal bracings between the beams, which is required from the perspective of the girders' reliability under the adopted concreting technology. However, it is then necessary to develop certain structural detail solutions, e.g., the connections and locations of horizontal braces, considering their potential clashes with the supporting formwork structure. It is important to emphasize the need to perform appropriate structural and strength analyses to correctly select the cross-sections of the bracing bars so that they have sufficient load capacity. I have seen braces made, for example, from d25 rods of significant length intended to carry large compressive forces. The effectiveness of such a solution is left without comment.

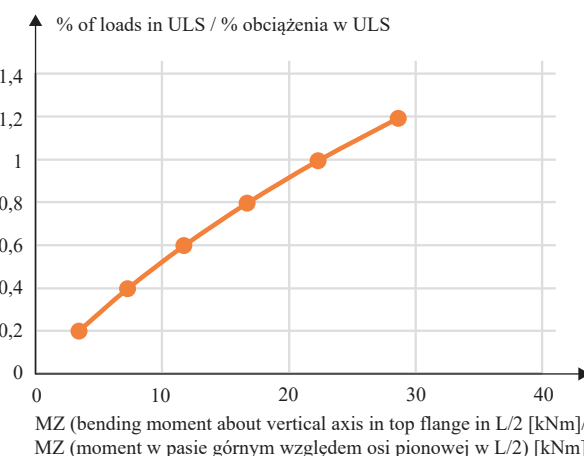


Fig. 4. Increase in MZ bending moments in the top flange with gradual load increments in second-order analysis – structure with both anti-rotational and horizontal bracings

Rys. 4. Przyrost momentów MZ w pasie górnym przy stopniowym zwiększaniu obciążeń w analizie 2-go rzędu – konstrukcja ze stężeniami antyrotacyjnymi i poziomymi

Photo and figure: author

Received: 31.03.2025

Revised: 22.05.2025

Published: 19.09.2025

dźwigarami głównymi, co jest częstą praktyką wykonawczą, nie gwarantuje bowiem zabezpieczenia belki przed zwichnięciem, a niestety z takimi opiniami często się spotykam. W przypadku dużego wyłączenia belki od obciążeń pionowych, co często występuje przy stosowaniu dźwigarów walcowanych i niepodpieraniu ich na czas betonowania płyty pomostowej przęsła, może dojść do utraty stateczności dźwigara. Rozwiązaniem tego problemu jest zastosowanie stężeń poziomych pomiędzy belkami, wymagane z punktu widzenia niezawodności belek przy przyjętej technologii betonowania. Niezbędne jest jed-

nak wówczas opracowanie rozwiązania pewnych detali konstrukcyjnych, np. połączeń i lokalizacji stężeń poziomych w kontekście ich potencjalnych kolizji z konstrukcją wsporczą deskowania. Zwracam również uwagę na konieczność wykonywania odpowiedniej analizy statyczno-wytrzymałościowej w celu poprawnego doboru przekrojów prętów stężących, aby miały one wystarczającą nośność. Widziałem stężenia wykonane np. z prętów d25 o znacznej długości, mających przenosić duże siły ściskające. Skuteczność takiego rozwiązania można pozostawić bez komentarza.

Fotografie i rysunki: autor

Artykuł wpłynął do redakcji: 31.03.2025 r.

Otrzymano poprawiony po recenzjach: 22.05.2025 r.

Opublikowano: 19.09.2025 r.

Literature

- [1] Rademacher D, Ochojski W, Lorenc W, Kożuch M. Profile gorącownicowe: zaawansowane rozwiązania do budowy ekonomicznych i trwałych mostów. Cz. 1. Mosty (Katowice). 2018, nr 6, s. 58-61
- [2] Lorenc W. Wybrane technologie budowy mostów zespolonych. Materiały Budowlane. 2019; 4: 66-68.
- [3] WR-M-21-1: Katalog typowych konstrukcji drogowych obiektów mostowych i przepustów. Część 1: Kształtowanie konstrukcji. Wzorce i standardy rekomendowane przez Ministra właściwego ds. transportu.
- [4] Bartoszek B, Lorenc W, Stempniewicz A. Współczesne mosty hybrydowe stalowo-betonowe w Polsce: przykłady obiektów o małej i średniej rozpiętości. Inżynieria i Budownictwo. 2023, R. 79, nr 7/8, s. 329-336.
- [5] Lorenc W, Kurz W, Seidl G. Hybrid steel-concrete sections for bridges: definition and basis for design. Engineering Structures. 2022, vol. 270, art. 114902, s. 1-14.
- [6] Marcinczak K, Kożuch M, Lorenc W, Zanon R, Ochojski W. Uwiarygodnienie koncepcji projektowania plastycznego belek mostowych zgodnie z Eurokodem 4:

- badania niszczące w skali naturalnej zespolonych belek mostowych złożonych z dwuteownika HL1100 i płyty betonowej. Mosty (Katowice). 2023; 3: 25-28.
- [7] Czepiżak D. Wpływ kształtu imperfekcji geometrycznych dźwigarów dachowych na siły w tężniku połaciowym poprzecznym. Builder. 2020, R. 24, nr 4, s. 88-91. DOI 10.5604/01.3001.0013.8784
- [8] Biegus A, Czepiżak D. Generalized model of imperfection forces for design of transverse roof bracings and purlins. Archives of Civil and Mechanical Engineering. 2018, vol. 18, nr 1, s. 267-279. DOI 10.1016/j.acme.2017.07.002
- [9] EN 10034:1996 Structural steel I and H sections. Tolerances on shape and dimensions.
- [10] PN-EN 1090-2:2018-09 Wykonanie konstrukcji stalowych i aluminiowych. Część 2: Wymagania techniczne dotyczące konstrukcji stalowych.
- [11] PN-EN 1993-1-1:2009 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.