



JOSÉ RAMÓN DÍAZ DE TERÁN¹⁾
VLADIMIR GUILHERME HAACH²⁾

VIADUCT CONSTRUCTION WITH MOVABLE SCAFFOLDING SYSTEM: DISTRIBUTION OF THE TOP SLAB WEIGHT

BUDOWA WIADUKTÓW PRZY UŻYCIU SYSTEMU RUSZTOWAŃ PRZESUWNYCH: ROZKŁAD CIĘŻARU PŁYTY GÓRNEJ

STRESZCZENIE. Budowa wiaduktów przy użyciu systemu rusztowań przesuwnych (ang. *Movable Scaffolding System*, *MSS*) jest metodą złożoną. Cykl budowy posiada jednak wadę w postaci niewystarczająco precyzyjnego rozkładu ciężaru płyty górnej między rusztowanie a wykonaną w pierwszym etapie betonowania część pomostu. W celu rozwiązania tego problemu projektanci przyjmują, że cały ciężar płyty górnej jest przenoszony przez rusztowanie. W rzeczywistości, gdyby cały ciężar miał spoczywać na rusztowaniu, należałoby dobrać sztywniejsze i droższe rusztowanie do budowy wiaduktu. Gdyby sposób rozkładu ciężaru płyty górnej między rusztowanie a wykonaną w pierwszym etapie betonowania część pomostu został doprecyzowany, możliwe byłoby dobranie lżejszego i tańszego rusztowania do przenoszenia mniejszych obciążeń. Ponadto można byłoby określić wtedy bardziej szczegółowo naprężenia zarówno w pomoście, jak i w rusztowaniu. Niniejsza praca ma na celu wyjaśnienie sposobu rozkładu ciężaru pomiędzy częścią pomostu wykonaną w pierwszym etapie betonowania a rusztowaniem. W tym celu zidentyfikowano listę czynników oraz zbadano oddziaływanie sztywności wieszaka, jak również wpływ pierwszej fazy betonowania i sztywności rusztowania.

SŁOWA KLUCZOWE: cykl budowy obiektu mostowego, pierwszy etap betonowania, rozkład ciężaru płyty górnej, system rusztowań przesuwnych (MSS).

ABSTRACT. The construction of viaducts with Movable Scaffolding System (MSS) is a sophisticated. However, the construction sequence has a disadvantage of an insufficiently clear distribution of the top slab weight between the scaffolding and the first casting phase of the deck. In order to solve this problem designers assume that the whole weight of the top slab is supported by the scaffolding. In fact, if the whole weight is supposed to be resisted by the scaffolding, it implies that heavier, stiffer and more expensive scaffoldings must be chosen to construct a viaduct. If the distribution of the top slab weight between the scaffolding and the first casting phase is clarified, the scaffolding can be chosen to resist lower loads, so as to lighter and cheaper scaffoldings can be selected. Moreover, if the top slab weight distribution is clarified, the stresses both at the deck and at the scaffolding can be determined more accurately. The contribution of this paper consists in clarifying the weight distribution between the first casting phase and the scaffolding. In order to achieve this objective, it identifies a number of parameters and investigates the importance of the hanger stiffness, as well as the influence of the first casting phase and the scaffolding stiffness.

KEYWORDS: bridge construction sequence, distribution of top slab weight, first casting phase, Movable Scaffolding System.

¹⁾ University of Sao Paulo, Department of Structural Engineering; jrincamjunior@gmail.com ✉

²⁾ University of Sao Paulo, Department of Structural Engineering; vghaach@sc.usp.br

1. WSTĘP

Technologia budowy wiaduktów za pomocą systemu rusztowań przesuwnych (ang. *Movable Scaffolding System*, *MSS*) jest metodą złożoną [1-4]. Pozwala ona na automatyzację czynności, jak również umożliwia ograniczenie wpływu na środowisko. Technologia MSS jest stosowana od lat sześćdziesiątych XX w., a jednym z pierwszych jej zastosowań była budowa zaprojektowanego przez Hansa Wittfohta wiaduktu Krahnember w 1961 [5]. Jednak metoda ta zyskała popularność w Europie w latach siedemdziesiątych XX w. przy realizacji najbardziej znaczących obiektów mostowych tego okresu, jak Glattfelden Lättenbrücke, Telent Chavornay Ponts sur le Viaduc du Lac i szwajcarskiego Gruyère. Metoda ta rozwijana była w ostatnich latach pod kątem zmniejszenia oddziaływania na teren, co przedstawiono w badaniach Pacheco [6-7], bądź zwiększenia długości budowanego przęsła [8]. Prowadzono również badania nad poprawą czasu budowy bez zwiększania jej całkowitego kosztu [9-16].

Typowa długość przęsła wynosi od 40 do 60 m. Czas wykonania jednego przęsła to około dwa tygodnie, chociaż w przypadku prowadzenia prac dodatkowo w nocy czas ten może ulec skróceniu nawet do tygodnia. W zależności od umieszczenia dźwigarów podłużnych stosuje się trzy odrębne typy systemu rusztowań przesuwnych, opisane przez Tamayo [17], SEOPAN [18], FIB Bulletin 48 [19] i ACHE [20]:

- 1) rusztowanie pod pomostem,
- 2) rusztowanie na pomoście: elementy podwieszenia związają z pomostu i przenoszą ciężar dźwigarów, na których oparte jest deskowanie,
- 3) rusztowanie w położeniu pośrednim: umieszczone pod wspornikami pomostu i w ich pobliżu.

Elementami systemu MSS są:

- elementy deskowania,
- dźwigary podłużne,
- trawersy,
- konsole,
- wieszaki.

Fazy budowy zostały opisane przez Manterola [21]. Pierwszą z nich jest faza betonowania sekcji w kształcie litery U, tj. płyty dolnej i środników. Następnie wykonywana jest płyta górna. Gdy beton osiąga odpowiednią wytrzymałość, kable są sprężane, a rusztowanie przejeżdża na kolejne przęsło. Urządzenie MSS porusza się od przęsła do przęsła, przy czym styk między kolejnymi przęsłami

1. INTRODUCTION

The Movable Scaffolding System (MSS) is a sophisticated viaducts construction procedure as it can be observed in [1-4], since it allows an automation of activities and enables a reduction in environmental impact. The MSS has been used since the sixties, for example in case of Krahnember Viaduct, which was designed by Hans Wittfoht and built in 1961 [5]. However, the application of this constructive process spread in Europe only in the seventies with the construction of some of the most notable bridges at this time, such as Glattfelden Lättenbrücke viaducts, Telent Chavornay Ponts sur le Viaduc du Lac and the Swiss Gruyère. This constructive procedure has been under development for the last years in order to reduce its impact on the terrain, as described by Pacheco [6-7], or in order to increase the span length that can be constructed [8]. Other studies have been carried out to improve the execution time without increasing the total construction cost as it can be seen in [9-16].

Usual span lengths are between 40 to 60 m. The execution time is about 2 weeks per span, although it can be done during a week in case of a night shift. Three different types of the Movable Scaffolding System can be defined, according to the placement of the longitudinal girders parts, as exposed by Tamayo [17], SEOPAN [18], FIB Bulletin 48 [19] and ACHE [20]:

- 1) scaffolding under the bridge deck,
- 2) scaffolding on the bridge deck: the suspension elements hang from the deck and support the girders that sustain the formwork,
- 3) scaffolding halfway up: placed under the wings and near them.

The MSS elements are:

- formwork elements,
- longitudinal girders,
- crossbars,
- corbels,
- hangers.

The constructive sequence is described by Manterola [21]. It consists in the execution of the first casting phase or U-section that is formed by the inferior slab and webs of the cross section. Subsequently the top slab is constructed. Once the concrete strength for prestressing is achieved, the tendons are stressed and the scaffolding is moved to the next span. The scaffolding advances span by span, and the casting joint between spans is placed at

zlokalizowany jest w odległości równej $0,2 L$ od podpory. L oznacza długość każdego przęsła, w którym momenty zginające w styku pomiędzy kolejnymi fazami podłużnymi są możliwie najmniejsze.

Na cykl budowy składa się kilka etapów. Najpierw układa się beton sekcji U. Gdy po upływie 2 dni beton zwiąże, pierwszy etap ulega zakończeniu i można przejść do wykonania płyty górnej. Z kolei, gdy beton tej płyty zwiąże i osiągnie wiek 2 dni ($t = 4$ dni), kable zostają sprężone do poziomu 100%, a urządzenie MSS może zostać przesunięte na kolejne przęsło ($t = 5$ dni). Ostatecznie pierwszy etap wykonania kolejnego przęsła ($t = 7$ dni) rozpoczyna się wraz z ułożeniem betonu sekcji U.

Wadą tej procedury, opisaną przez Díaz de Terán [4, 9], jest nieprecyzyjny rozkład ciężaru własnego płyty górnej pomiędzy rusztowanie i sekcję U wykonaną w pierwszym etapie betonowania (Rys. 1). W celu uniknięcia problemów związanych z rozkładem ciężaru płyty górnej między rusztowanie a sekcję U, w przypadku wiaduktów skonstruowanych w Hiszpanii przyjmuje się obecnie, że całe obciążenie płyty górnej oddziałuje na rusztowanie. Wynikiem przyjęcia tej hipotezy jest przewymiarowanie używanego rusztowania, co zwiększa koszty jego wykonania.

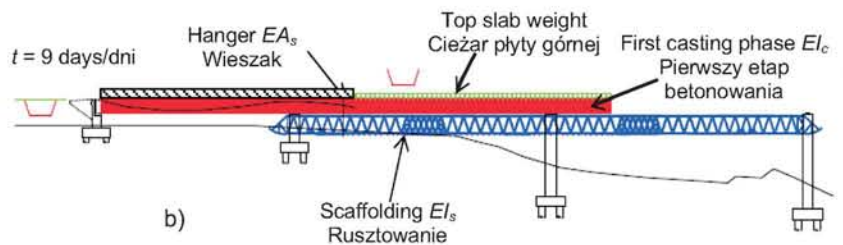
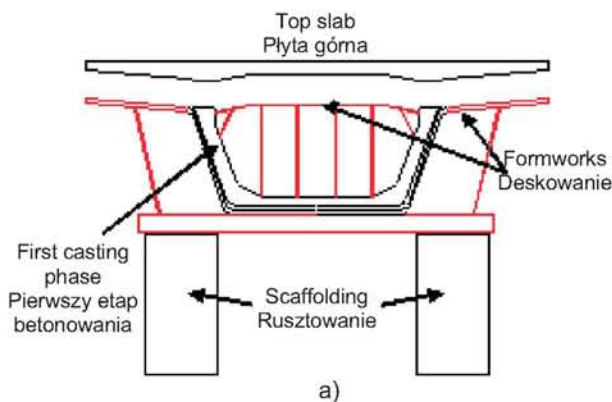


Fig. 1. Scheme of the top slab weight distribution between the U-section and scaffolding

Rys. 1. Schemat rozkładu ciężaru płyty górnej pomiędzy sekcją U wykonaną w pierwszym etapie betonowania a rusztowaniem

Niniejsza praca ma na celu wyjaśnienie poprzez analizę numeryczną układu dystrybucji obciążenia płyty górnej między rusztowanie a część wykonaną w pierwszym etapie betonowania. Jest to metoda postępową, gdyż pociąga za sobą efektywniejsze użycie rusztowań o mniejszym ciężarze. Po wyznaczeniu rzeczywistego ciężaru płyty górnej przenieszonego przez rusztowanie można dobrać bardziej ekonomiczny typ rusztowania stosowanego do wykonania konstrukcji wiaduktu.

a distance equal to $0.2 L$ from the piers. L stands for the length of each span, so that the bending moments at the joint between longitudinal phases are as low as possible.

The construction procedure consists of several phases. At first the fresh concrete of the U-section is placed. Once the concrete is hardened after 2 days, the first casting phase will be finished, and the top slab will be placed. When the concrete of the top slab reaches an age of 2 days ($t = 4$ days), the tendons must be stressed at 100% and the MSS can be moved to the next span ($t = 5$ days). Finally ($t = 7$ days), the first casting phase of the next span begins with the placement of the concrete of the new U-section.

A disadvantage of this procedure, pointed out by Díaz de Terán [4, 9], is the unclear distribution of the self-weight of the top slab between scaffolding and U-section of the first casting phase (Fig. 1). Currently, in most viaducts that have been constructed in Spain, in order to prevent problems with the distribution of the weight of the top slab between the scaffolding and U-section of the first casting phase, the whole load of the top slab has been assumed to act on the scaffolding. This hypothesis implies an overestimation of the capacity of the existing scaffoldings what increases the construction costs.

The contribution of this paper consists in clarifying the top slab load distribution between the scaffolding and the first casting phase through a numerical study. This is an advance as it implies a more efficient use of the scaffoldings with a lower load to be considered. Once the actual weight of the top slab resisted by the scaffolding is clarified, more economic scaffoldings can be used for a viaduct construction.

2. MODEL NUMERYCZNY

Modele numeryczne mogą być opracowane w dowolnym programie MES (Metoda Elementów Skończonych). Przykład obliczeń w zakresie liniowym został opisany przez Oñate [22] i Zienkiewicza [23-24]. Rozpatrywana sekcja bazowa odnosi się do rzeczywistego pomostu obiektu mostowego skonstruowanego w Hiszpanii. Wiadukt usytuowany jest nad rzeką Moutas wzdłuż autostrady A-63, między miastami Oviedo i La Espina. Pomost wiaduktu ma szerokość 11,9 m, a jego parametry geometryczne przedstawione są na Rys. 2. Oryginalna długość przęsła mostu wynosi 55 m. Wysokość pomostu h jest ściśle skorelowana z jego długością L tak, że $h = L/20$. Od długości przęsła uzależniona jest także wysokość oraz sztywność sekcji, co pokazano w Tabl. 1. W celu określenia parametrów pomostów w przypadku przęseł o innych długościach przyjęto tę samą relację tj. $h = L/20$. Dopasowanie całkowitej wysokości pomostu odbywa się poprzez zmniejszenie bądź zwiększenie wysokości środników przy zachowaniu pozostałych parametrów geometrii przekroju.

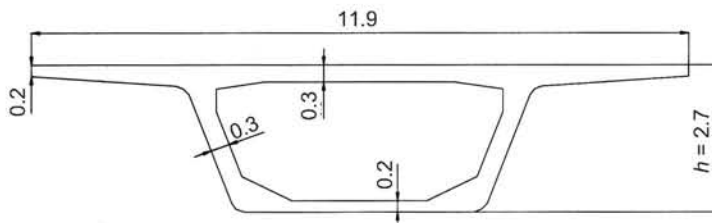


Fig. 2. Section geometry of the deck
Rys. 2. Geometria pomostu

Rozkład ciężaru płyty górnej między rusztowanie a sekcję U wykonaną w pierwszej fazie betonowania (Rys. 1) zależy od:

- rozpiętości przęsła L ,
- sztywności rusztowania EI_s ,
- sztywności sekcji U EI_c ,
- sztywności wieszaka EA_s .

Modele obliczeniowe składają się z elementów belkowych, które stanowią uprzednio wykonane elementy przęsła pomostu, tj. sekcję U wykonaną w pierwszej fazie betonowania, rusztowanie i wieszak, który je podpira. Rys. 3 przedstawia model MES elementów belkowych pomostu wiaduktu. Obejmuje on uprzednio wykonane przęsło, sekcję U (w pierwszym etapie betonowania) i MSS (rusztowanie). Powyższy model uwzględnia również podpory oraz wieszak, na którym w odległości 2,4 m (odległość typowa) od poprzecznego styku (przód wcześniejszego przęsła)

2. NUMERICAL MODEL

Numerical models can be performed by any FEM (Finite Element Method) program. Linear calculations have been performed, such as described by Oñate [22] and Zienkiewicz [23-24]. The basic section that has been considered is based on a real road bridge deck constructed in Spain. This road viaduct is placed over the Moutas River, over the Autovía A-63, between Oviedo and La Espina. The bridge deck is 11.9 m wide and its geometrical properties are shown at Fig. 2. The original span length of the bridge is 55 m. The height of the deck h depends on the span length L ($h = L/20$). The height and the stiffness of the section are related to the length of the span, as showed in Table 1. In order to determine the properties of the decks for other span length values, the same relationship $h = L/20$ was assumed. Adjusting the total height of the deck is supposed to be reached by reducing or increasing the height of the webs and by keeping constant the rest of the geometric parameters.

Table 1. Geometrical and mechanical parameters - different span lengths
Tablica 1. Parametry geometryczne i mechaniczne - różne długości przęsła

Span length Rozpiętość przęsła	Deck height Wysokość pomostu	Moment of inertia Moment bezwładności deck pomostu	U-section Szttywność sekcji U	Stiffness of U-section Szttywność sekcji U
L [m]	h [m]	I [m ⁴]	I [m ⁴]	EI [kNm ²]
35	1.7	1.99	0.24	6240000
45	2.2	3.87	0.63	16380000
55	2.7	6.44	1.32	34320000
65	3.2	9.80	2.33	60580000

The distribution of the top slab weight between the scaffolding and the U-section of the first casting phase (Fig. 1) depends on:

- a span length L ,
- the stiffness of scaffolding EI_s ,
- the stiffness of U-section EI_c ,
- the stiffness of the hanger EA_s .

Models consist in beam elements that represent the previous spans of the deck, the U-section of the first casting phase, the scaffolding and the hanger element that supports the scaffolding. Fig. 3 shows a FEM of beam elements that represents the deck of a viaduct. It includes previous spans, the U-concrete (first casting phase) and

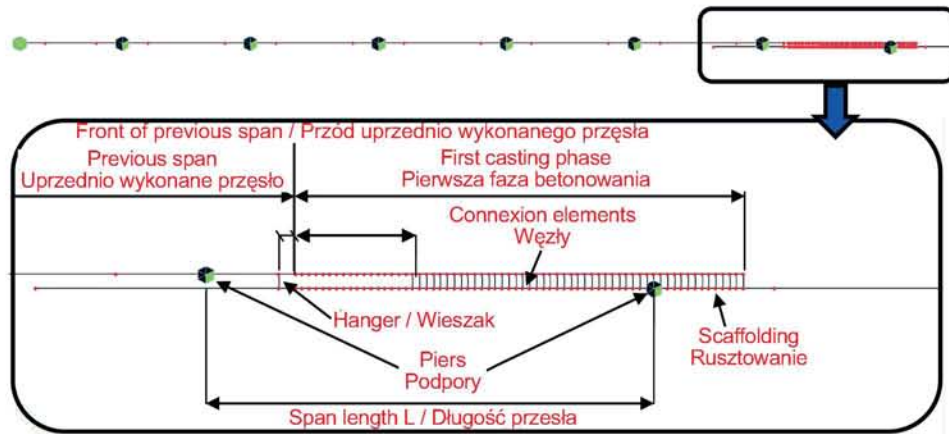


Fig. 3. Finite element model with beam elements and boundary conditions
Rys. 3. Model elementów skończonych wraz z elementami belkowymi i warunkami brzegowymi

oparte jest rusztowanie. Ze względu na niewyznaczalny układ statyczny sekcja U na całej długości będącej w kontakcie z urządzeniem MSS nie przenosi ciężaru płyty górnej. Odcinek ten oznaczono jako d . Pozostała część sekcji U przenosi ciężar płyty górnej, co przedstawiono w postaci elementów przenoszących jedynie osiowe siły ściskające. Elementy te znajdują się w odstępach 1 m.

W modelu założono, że wszystkie materiały są izotropowe. Właściwości materiałów przęsła poprzedzającego i sekcji U przyjęto jak w przypadku betonu C-35/45 (według Eurokodu 2) oraz założono także dla sekcji dwudniowy wiek betonu. Nie uwzględniono zjawisk reologicznych, ponieważ rusztowanie przenosiło obciążenie od przęsła w czasie krótszym niż tydzień. Właściwości materiałów konstrukcyjnych rusztowania, wieszaka i węzłów zostały przyjęte jak w przypadku stali S-500 (według Eurokodu 3). Jedyńm obciążeniem, które w modelu uwzględniono jest ciężar płyty górnej (98,5 kN/m). Ciężary sekcji U, rusztowania i deskowania nie zostały wzięte pod uwagę, gdyż są przenoszone przez rusztowanie, a dotychczasowe odkształcenia nie mają wpływu na wyniki.

3. ROZPATRYWANE PARAMETRY

Jak ustalono wcześniej, rozkład ciężaru płyty górnej zależy od długości przęsła L , sztywności sekcji U EI_c , sztywności rusztowania EI_s i sztywności wieszaka EA_s . Przyjęte wartości wyznaczono bazując na najczęstszych współzależnościach geometrii i sztywności w przypadku wznoszonych za pomocą urządzenia MSS pomostów wiaduktów. Stosunek sztywności urządzenia MSS do sztywności sekcji U wynosi najczęściej około 5 [9]. Z drugiej strony okazuje się, że dla wartości tej proporcji równej 10 więcej niż 90% ciężaru płyty górnej zostaje przenoszone przez rusztowanie. Obydwie te wartości uwzględniono w celu określenia

the MSS (scaffolding). The hanger that supports the scaffolding at 2.4 m (a common distance) from the transverse casting joint (front of the previous span) is also represented. Piers can be observed as well. Due to the hyperstatic scheme, the U-concrete does not transmit top slab weight at the whole length in contact with the MSS. The distance where the U-concrete does not transmit that weight is denoted as d . The rest of the U-concrete does it and that transmission is represented by elements which can only conduct compressive axial forces. These transmission elements are separated 1 m from each other.

All materials were isotropic. Material properties for the previous span and U-section were adopted considering a concrete C-35/45 (according to Eurocode 2). The age of the concrete of the U-section is 2 days. No rheological phenomena were considered since the scaffolding contributes to supporting the load of the span per span in less than a week. Material properties of the scaffolding, the hanger and the connection elements were adopted considering a steel S-500 (according to Eurocode 3). The only load that has been taken into account to perform the models is the top slab weight (98.5 kN/m). The weights of the U-section, scaffolding and formworks have not been taken into account because the scaffolding resists them, and the previous deformations do not influence the results.

3. PARAMETER CONSIDERATIONS

As it was previously assumed the top slab weight distribution depends on the span length L , the stiffness of the U-section EI_c , the stiffness of the scaffolding EI_s and the hanger stiffness EA_s . The assumed values are based on the more common deck and MSS geometries as well as stiffness relationships in viaduct construction with MSS. A common relationship [9] between MSS stiffness and

pozostałych parametrów stosunku sztywności. Sztywność wieszaka EA_s zależy od modułu Younga stali E_s i wielkości powierzchni A_s przekroju wieszaka. Powierzchnia A_s może być wyrażona jako:

$$A_c = k \cdot T / f_{yd}, \quad (1)$$

gdzie: f_{yd} jest granicą plastyczności stali, a k to współczynnik bezpieczeństwa wieszaka. Gdy $k = 1$ naprężenie w wieszaku wynosi $\sigma = f_{yd}$, jeśli jednak $k = 10$, naprężenie wieszaka wynosi $\sigma = f_{yd} / 10$.

W celu wyjaśnienia wpływu poszczególnych parametrów na rozkład ciężaru płyty górnej symulacje numeryczne podzielono na dwa rodzaje analiz:

- 1) Badanie wpływu długości przęsła L i współczynnika sztywności EI_s/EI_c na rozkład ciężaru płyty górnej między rusztowanie a sekcję U. Badanie to zostało przeprowadzone dla różnych długości przęseł (35 m, 45 m, 55 m, 65 m) oraz dla różnych wartości stosunku sztywności rusztowania do sztywności sekcji U (2; 3,5; 5; 7,5 i 10). W tych przypadkach sztywność wieszaka EA_s jest niezmienna, przy założeniu stałej wartości współczynnika $k = 1$ (1).
- 2) Badanie wpływu parametru EA_s na rozkład ciężaru płyty górnej między rusztowanie a sekcję U. W celu przeprowadzenia tego badania przyjęto różne wartości sztywności wieszaka $k = 2$ i $k = 10$ dla różnych wartości stosunku sztywności rusztowania do sztywności sekcji U ($EI_s/EI_c = 2$ oraz $EI_s/EI_c = 5$).

4. WYNIKI BADAŃ

4.1. ANALIZA 1

Wyniki badań wykazały, że w celu optymalizacji pracy rusztowania cały ciężar górnej płyty nie powinien być przenoszony wyłącznie przez rusztowanie. Zakłada się, że część tego ciężaru jest przenoszona przez sekcję U. W analizach 1 oraz 2 przedstawiono to zjawisko dokładniej i omówiono niektóre aspekty rozkładu obciążeń. Wyniki analizy parametrycznej pokazują, że na momenty zginające wpływają: długość przęsła, stosunek sztywności EI_s/EI_c oraz sztywność wieszaka EA_s , co jest zgodnie z przyjętymi wcześniej założeniami. Rys. 4 przedstawia typowy rozkład momentów zginających przy założeniu udziału sekcji U w przeniesieniu obciążeń płyty górnej (przypadek A) oraz wariant przeniesienia ciężaru płyty górnej wyłącznie przez rusztowanie (przypadek B).

U-concrete stiffness is around 5. On the other hand, a stiffness relationship of 10 causes that more than 90% of the top slab weight is resisted by the scaffolding. As this is a parametric study, these two values have been considered to determine the other stiffness relationship parameters. The value of the hanger stiffness EA_s depends on the Young modulus of the steel E_s and the area value A_s of the hanger section. The area A_s can be expressed as:

$$A_c = k \cdot T / f_{yd}, \quad (1)$$

where: f_{yd} is the yield limit of the steel and k is a coefficient that represents the total safety of the hanger, so when $k = 1$, the hanger tension is $\sigma = f_{yd}$. However, when $k = 10$, the hanger tension is $\sigma = f_{yd} / 10$.

In order to clarify the impact of different parameters, numerical simulations were divided basically into two types of analyses:

- 1) Study of the influence of the span length L and stiffness ratio EI_s/EI_c on the distribution of top slab weight between the scaffolding and the U-section. This study has been performed for different span lengths (35 m, 45 m, 55 m, 65 m) and relationships between the scaffolding stiffness and the U-section stiffness (2; 3.5; 5; 7.5 and 10). In these cases, the hanger stiffness EA_s is fixed and it has been determined by a $k = 1$ coefficient (1).
- 2) Study of the influence of the EA_s parameter on the distribution of top slab weight between the scaffolding and the U-section. In order to perform this study different values of the hanger stiffness have been established ($k = 2$ and $k = 10$) for various values of stiffness ratio between the scaffolding and the U-section ($EI_s/EI_c = 2$ and $EI_s/EI_c = 5$).

4. RESULTS

4.1. ANALYSIS 1

Results showed that in order to optimize the scaffoldings the whole weight of the top slab should not be supported only by the scaffolding. Instead, a part of this weight is assumed to be supported by the first casting phase (U-section). Analyses 1 and 2 illustrate this behaviour and discuss some aspects of the distribution loading. Results of parametric studies show that bending moments are influenced by the span length, the stiffness relation EI_s/EI_c and the hanger stiffness EA_s , as expected. Fig. 4 presents a common distribution of bending moments considering the contribution of U-section to resist the weight of the top slab (Case A), as well as the fact that the weight of the top slab is resisted only by the scaffolding (Case B).

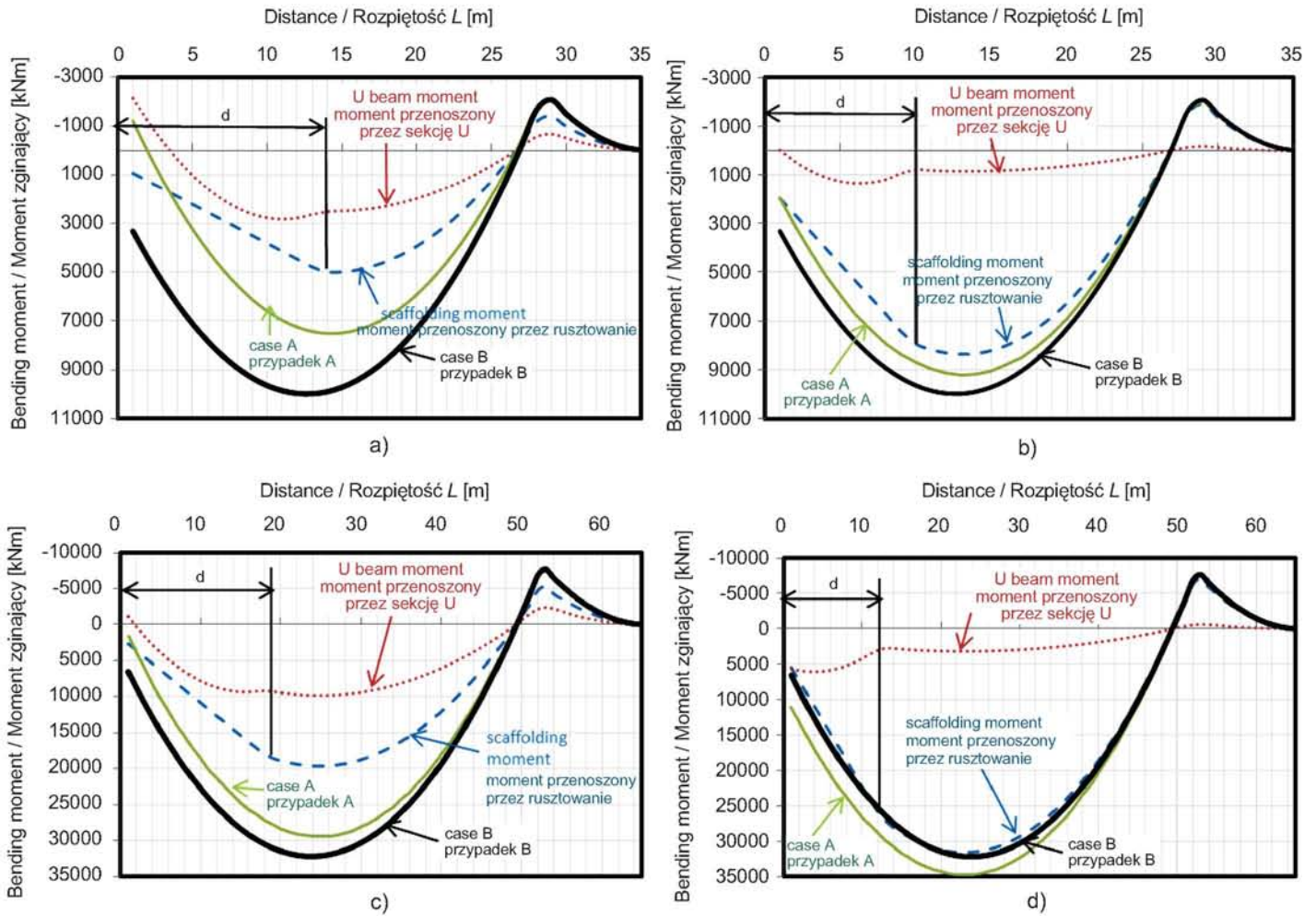


Fig. 4. Distribution of bending moments between the scaffolding and the U-section: a) a span length of 35 m, and $E'_s/EI_c = 2$, b) a span length of 35 m and $E'_s/EI_c = 10$, c) a span length of 65 m and $E'_s/EI_c = 2$, d) a span length of 65 m and $E'_s/EI_c = 10$
 Rys. 4. Rozkład momentów zginających między rusztowanie i sekcję U: a) rozpiętość przęsła 35 m i $E'_s/EI_c = 2$, b) rozpiętość przęsła 35 m i $E'_s/EI_c = 10$, c) rozpiętość przęsła 65 m i $E'_s/EI_c = 2$, d) rozpiętość przęsła 65 m i $E'_s/EI_c = 10$

Przypadek A zależy głównie od rozdziału momentu zginającego między sekcją U a rusztowanie oraz od długości przęsła. Można zauważyć, że im większa jest sztywność rusztowania, tym bardziej wykres momentów zginających w przypadku A zbliża się kształtem do analogicznego wykresu przypadku B (Rys. 4b i 4d). Należy zauważyć, że dla małych wartości długości przęsła i sztywności rusztowania wartości momentów zginających przypadku A są niższe niż dla przypadku B (Rys. 4a). Gdy długość przęsła oraz sztywność rusztowania są duże, wykres przypadku A znajdzie się powyżej wykresu przypadku B (Rys. 4d). Jest to spowodowane momentem zginającym w uprzednio zrealizowanej sekcji U. Im krótsze przęsło i wyższa sztywność sekcji U w stosunku do sztywności rusztowania, tym większe występują w niej ujemne momenty zginające, więc wykres

Case A depends mainly on the bending moment distribution between the U-section and the scaffolding, as well as on the span length. It can be observed that the more stiffened the scaffolding, the more similar the Case A is to the Case B (Fig. 4b and 4d). It should be noticed that if the span length and scaffolding stiffness are low, Case A values are lower than Case B values (Fig. 4a). If the span length and scaffolding stiffness are high, Case A will be higher than Case B (Fig. 4d). The reason of this is related to the bending moment of the U-section at the embedded section. The lower the span length and the higher the U-section stiffness is in relation to the scaffolding stiffness, the higher the negative bending moments at the embedded section, so the bending moments diagram will be displaced to the top. If the span length is high and the

momentów zginających przesunie się do góry. Jeżeli długość przęsła jest duża a sztywność sekcji U niska, momenty zginające w sekcji będą dodatnie, a tym samym ich wykres w przypadku A znajdzie się poniżej wykresu w przypadku B.

Momenty zginające w rusztowaniu od strony wieszaka wynoszą zero, a jedynym miejscem, gdzie ze względu na ciężar płyty górnej w rusztowaniu występują momenty ujemne jest część po prawej stronie podpory. Można wnioskować, że jeśli sekcja U przekazuje sekcji już wybudowanej dodatnie bądź ujemne momenty zginające, to położenie wykresu momentów zginających w przypadku A zależy od ich wartości w miejscu styku sekcji U z sekcją uprzednio wykonaną.

Należy zauważyć, że analogiczny wykres w przypadku B nie zależy ani od stosunku pomiędzy sztywnością rusztowania i sekcji, ani od momentu zginającego na styku z sekcją uprzednio wybudowaną. Dla każdej długości przęsła przedstawiono tylko jeden wykres momentów zginających występujących w przypadku B. Jest to ważne, ponieważ za pomocą prostego modelu MES można uzyskać niezmienną krzywą. Jeśli wykresy momentów w przypadku A zależą od parametrów opisanych powyżej, nie mogą być one użyte jako wartości referencyjne w analizie parametrycznej. Z drugiej strony analogiczny wykres w przypadku B zależy wyłącznie od długości przęsła, więc może być brany pod uwagę w kontekście dalszych badań.

Z Rys. 4 wynika, że moment zginający, który jest przenoszony przez sekcję U, ma punkt przegięcia i dwie względne wartości maksymalne. Natomiast moment przenoszony przez rusztowanie charakteryzuje się wykresem początkowo w postaci linii prostej, a następnie krzywej, lecz posiada tylko jedną względną wartość maksymalną. Punkt przegięcia zlokalizowany jest w odległości d od wybudowanego odcinka sekcji U. Jak wyjaśniono wcześniej, odległość d jest odcinkiem przęsła, na którym sekcja nie przenosi ciężaru od płyty górnej na rusztowanie. Wartość d zależy od sztywności wieszaka EA_s oraz od proporcji EI_s/EI_c między sztywnością rusztowania a sztywnością sekcji U. Im wyższe są te wartości, tym mniejsza jest długość odcinka d .

W przypadku rozpatrywania w analizie parametrycznej długości przęsła L , odcinek d nie ma wpływu na dodatni moment zginający, który jest przenoszony przez rusztowanie, tak długo aż odcinek prostej linii wykresu momentu zginającego nie osiągnie maksimum dodatniego momentu zginającego. Jeżeli pod uwagę brane jest maksimum momentu zginającego sekcji U, pojawiają się dwa maksima względne. Pierwsze z nich jest na odcinku d segmentu, natomiast

U-section stiffness is low, bending moments at the embedded section will be positive, so the Case A diagram will be below the Case B.

The scaffolding moments at the hanger side are zero, the only place where the scaffolding presents negative moments due to the top slab weight is on the right pier position. As long as the U-section can present positive or negative bending moments at the embedded section, it can be concluded that the position of Case A diagram depends only on the moment of the U-section at the embedded section.

It should be observed that Case B depends neither on the ratio of stiffness between the scaffolding, nor on the U-section, nor on the bending moment at the embedded section. For each span length there is only one Case B diagram. It is important because with a simple FEM model an invariable curve can be determined. As long as Case A diagrams depend on the parameters that have been described previously, they cannot be used as a reference value for the parametric study. On the other hand, Case B depends only on span length, so it is a proper value to be considered as a reference value in order to carry out the study.

Observing Fig. 4 it should be noticed that the bending moment that is supported by the U-section presents an inflection point and two relative maximum values. On the other hand, the moment that is supported by the scaffolding has a straight line followed by a curved line, but only one maximum relative value. The inflection point is located at a distance d from the embedded section of the U-section. As it was previously explained, the d distance represents a segment of the span where the U-section does not transmit weight from the top slab to the scaffolding. The d value depends on the hanger stiffness EA_s and the stiffness relationship between the scaffolding and the U-section EI_s/EI_c . The higher these values are, the lower the distance d is.

In case of the span lengths L that have been considered at this parametric study, the d distance has no influence on the positive maximum bending moment that is supported by the scaffolding, as long as the straight segment of the bending moment line never reaches the maximum positive bending moment. However, if the maximum bending moments at the U-section are considered, two different relative maximum values appear. The first one is reached in the d distance segment and the second one is outside this distance. It can be observed that if stiffness ratio is low, the second relative maximum value is very similar to

drugie znajduje się poza tym odcinkiem. Można zauważyć, że jeżeli stosunek obu sztywności jest niski, wartość drugiego względnego maksimum jest bardzo zbliżona do pierwszego. Z drugiej strony, gdy stosunek sztywności jest wysoki, wartość drugiego względnego maksimum jest znacznie niższa niż pierwszego.

W celu określenia nośności sekcji U oraz rusztowania należy poddać analizie trzy odcinki konstrukcji: odcinek uprzednio wykonany, odcinek po prawej stronie podpory oraz odcinek centralny. Można wtedy zdefiniować współczynniki C_1 , C_2 oraz C_3 jako stosunek między momentem zginającym przenoszonym przez sekcję U w przypadku A a momentem zginającym przenoszonym przez rusztowanie w przypadku B; odpowiednio w sekcji uprzednio wykonanej (Rys. 5), w sekcji po prawej stronie podpory (Rys. 6) oraz w sekcji centralnej (Rys. 7). Przeprowadzono zatem analizę parametryczną, aby określić moment zginający, który zostanie przeniesiony przez trzy segmenty sekcji U. Momenty te powinny być porównane z wartością graniczną, zależną od ilości zbrojenia pasywnego przenoszącego momenty zginające w danej sekcji. W przypadku współczynnika C_3 jego wartość graniczna jest tak wysoka, że nie została pokazana na rysunku. Następnie, po uwzględnieniu momentów zginających przenoszonych przez sekcję U, należy określić wielkość momentu zginającego, jaki może zostać przeniesiony przez rusztowanie. Pojawiają się jego dwie wartości krytyczne. Pierwsza z nich związana jest z dodatnim, a druga z ujemnym momentem zginającym występującym w miejscu podpory.

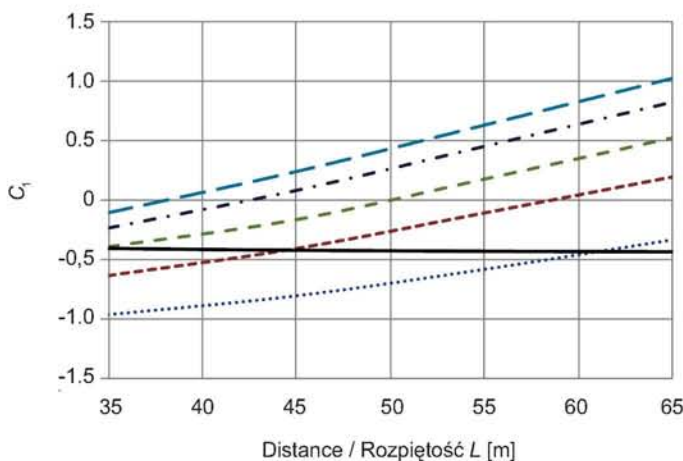


Fig. 5. Bending moment that must be supported by the U-section as a fraction C_1 of Case B. Embedded section
Rys. 5. Moment zginający, który musi zostać przeniesiony przez sekcję U, wyrażony przez współczynnik C_1 w przypadku B. Sekcja wykonana uprzednio

the first one. On the other hand, if the stiffness ratio is high, the second relative value is much lower than the first one.

In order to evaluate the resistance capacity of U-section and scaffolding three sections of the structure should be analysed: the embedded section, the section over the right pier position and the central section. Therefore, variables C_1 , C_2 and C_3 can be defined as the ratio between the bending moment supported by U-section in Case A and the bending moment supported by the scaffolding in Case B, in the embedded section (Fig. 5), the section over the right pier position (Fig. 6) and the central section (Fig. 7), respectively. Thus, a parametric study has been elaborated in order to determine the bending moments that should be supported by the three sections of the U-section. These moments ought to be compared with a limit value that depends on the passive reinforcement which the section has in order to resist bending moments. When C_3 is studied, the limit value is so high that it does not appear in the figure. After considering the bending moments that must be resisted by the U-section, the bending moment that must be resisted by the scaffolding should also be evaluated. Two different critical moment values appear. The first one is related to the positive bending moment and the second one is connected to the negative bending moment on pier position.

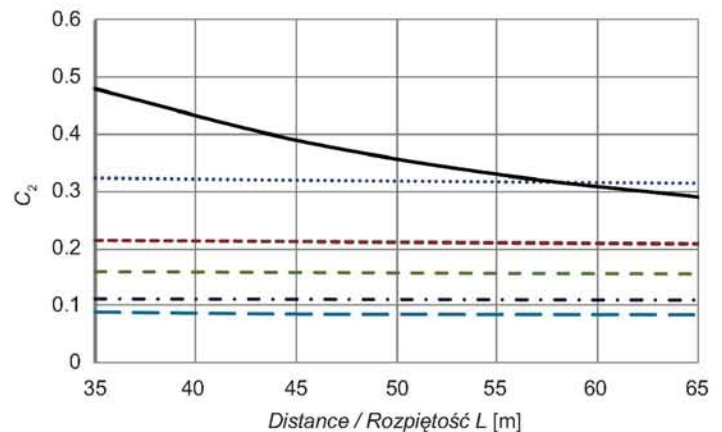


Fig. 6. Bending moment that must be supported by the U-section as a fraction C_2 of Case B. Section over piers
Rys. 6. Moment zginający, który musi zostać przeniesiony przez sekcję U, wyrażony przez współczynnik C_2 w przypadku B. Sekcja nad podporami



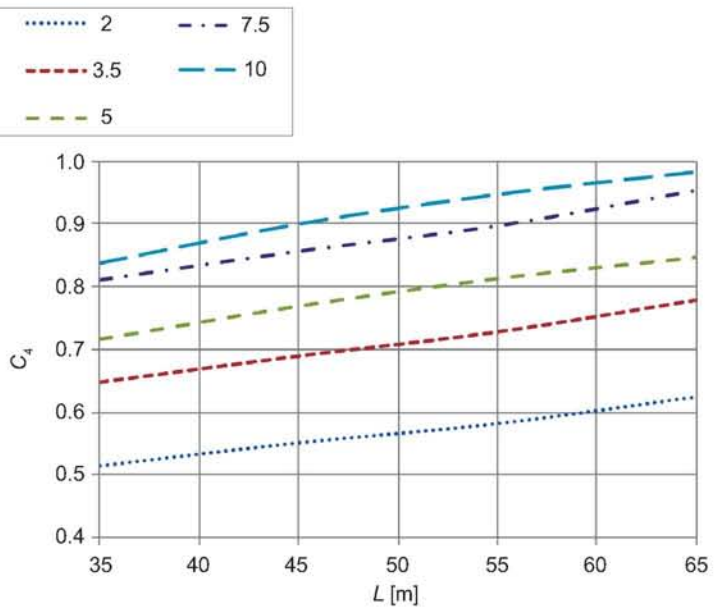
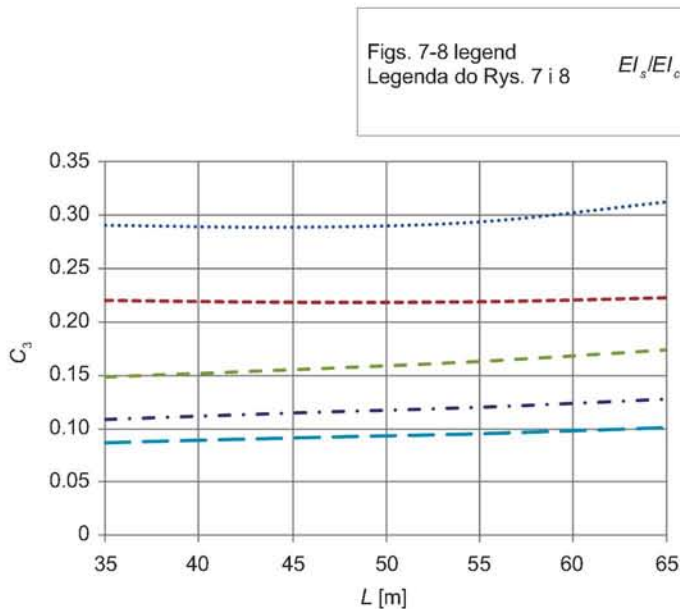


Fig. 7. Bending moment that must be supported by the U-section as a fraction C_3 of Case B. Central section
Rys. 7. Moment zginający, który musi zostać przeniesiony przez sekcję U, wyrażony przez współczynnik C_3 w przypadku B. Sekcja centralna

Analizę parametryczną wykonano również w odniesieniu do rusztowania. Maksymalne uzyskane dodatnie momenty zginające wyrażono poprzez współczynnik C_4 , zdefiniowany jako stosunek momentu zginającego przenoszonego przez rusztowanie w przypadku A do momentu zginającego przenoszonego przez rusztowanie w przypadku B (Rys. 8). Wyniki przedstawione na Rys. 8 pokazują, że wraz ze wzrostem długości przęsła wzrasta liniowo odcinek płyty górnej, w którym ciężar jest przenoszony przez rusztowanie. Można to wyrazić równaniem (2), w którym współczynnik C_4 wzrasta liniowo wraz ze wzrostem długości przęsła. Równanie (2), wynikające z modelu regresji pokazanego na Rys. 8, stosuje się w celu analizy innych proporcji sztywności niż przedstawionych na tym rysunku. Zależność między współczynnikiem C_4 a stosunkiem sztywności EI_s/EI_c ma postać następującą:

$$C_4 = 0,005L + 0,095(EI_s/EI_c) - 0,005(EI_s/EI_c)^2 + 0,225. \quad (2)$$

Równanie (3) określa moment zginający wywołany ciężarem płyty górnej efektywnie przenoszonym na rusztowanie. Współczynnik C_4 jest składową momentu, który byłby przenoszony przez rusztowanie bez uwzględnienia przenoszenia przez część U. Przenoszony moment jest wówczas obliczany jako iloczyn C_4 i wartości momentu zginającego:

$$M_s^{\text{płyta górna}} = C_4 M_s^{\text{teoretyczny}}. \quad (3)$$

Fig. 8. Maximum positive bending moment that is supported by the scaffolding as a fraction C_4 of Case B. Central section
Rys. 8. Maksymalny moment dodatni przenoszony przez rusztowanie wyrażony przez współczynnik C_4 w przypadku B. Sekcja centralna

A parametric study was also carried out in case of scaffolding. The maximum positive bending moments obtained have been expressed as a variable C_4 , defined as the ratio between the bending moment supported by the scaffolding in Case A and the bending moment supported by the scaffolding in Case B (Fig. 8). Results in Fig. 8 show that the fraction of the top slab weight that is supported by the scaffolding linearly increases with the span length. These results can also be expressed as an explicit relation (2) in which the coefficient C_4 linearly increases along with the span length. This equation comes from a regressive modelization of Fig. 8 in order to allow the consideration of different stiffness relationships than those that appear at Fig. 8. However, the relation between C_4 and the stiffness relationship EI_s/EI_c is quadratic:

$$C_4 = 0.005L + 0.095(EI_s/EI_c) - 0.005(EI_s/EI_c)^2 + 0.225. \quad (2)$$

Equation (3) represents the bending moment due to the top slab weight that is effectively transmitted to the scaffolding. As C_4 is the percentage of that moment which would be resisted by the scaffolding if the U-concrete does not resist, the bending moment that is transmitted is C_4 multiplied by that bending moment:

$$M_s^{\text{top slab}} = C_4 M_s^{\text{theoretical}}. \quad (3)$$

Co więcej, ujemne momenty zginające w rusztowaniu pojawiają się nad podporami. Wcześniejsze założenia analizy parametrycznej są takie same jak dla dodatnich momentów zginających rusztowania. Najbardziej niekorzystne momenty zginające nad podporami są o wiele mniejsze (Tabl. 2) niż dodatnie momenty zginające. Z tego powodu momenty zginające nie są czynnikiem ograniczającym wybór rusztowania.

Moreover, the negative bending moments at the scaffolding appear over piers. Previous considerations of the parametric study are the same as those that were taken into account for positive bending moments on the scaffolding. The worst bending moments over piers are much lower (Table 2) than the positive bending moments. Therefore negative bending moments are not a restrictive factor in order to choose scaffolding.

Table 2. Bending moments that have been obtained - different values of span length L and stiffness relation EI_s/EI_c . In all cases

Tablica 2. Momenty zginające uzyskane przy różnych rozpiętościach przęseł L i różnych stosunkach sztywności EI_s/EI_c . Wszystkie przypadki

EI_s/EI_c	$L=35$ m		$L=45$ m		$L=55$ m		$L=65$ m	
	M_{max} [kNm]	M_{min} [kNm]	M_{max} [kNm]	M_{min} [kNm]	M_{max} [kNm]	M_{min} [kNm]	M_{max} [kNm]	M_{min} [kNm]
2.0	4994	-1406	8738	-2418	13601	-3706	19620	-5270
3.5	6310	-1634	10945	-2802	17011	-4287	24428	-6089
5.0	7070	-1747	12269	-2994	18999	-4577	27221	-6495
7.5	7867	-1847	13578	-3162	20969	-4831	29940	-6851
10.0	8362	-1901	14393	-3253	22158	-4968	31581	-7045

4.2. ANALIZA 2

Należy zauważyć, że wyniki uzyskane w poprzedniej analizie były oparte na założeniu sztywności wieszaka EA_s i uwzględnieniu współczynnika bezpieczeństwa $k = 1$. Mimo że wartość k ma wpływ na odcinek d (Rys. 9), jego oddziaływanie na rozkład momentu zginającego jest dość ograniczone, co przedstawiono w Tabl. 3. Gdy wartość współczynnika k podniesie się od 1 do 10 (1000%), C_1 wzrosnie o 20%, podczas gdy C_2 i C_4 wzrosną tylko o 8,5%. Wyniki te sugerują, że ostrożnym założeniem przy obliczeniu współczynnika C_1 może być przyjęta wartość współczynnika bezpieczeństwa na poziomie $k = 1$.

4.2. ANALYSIS 2

It should be noticed that the results previously obtained were evaluated with a hanger stiffness value EA_s based on $k = 1$. Although the k value has influence on d distance (Fig. 9), its impact on the bending moment distribution is much more limited, as it can be observed at Table 3. If the value of k increases from 1 to 10 (1000%), C_1 will increase about 20%, while C_2 and C_4 only increase 8.5%. These results imply that the calculations can be performed by considering $k = 1$, because it is a conservative assumption about C_1 .

Table 3. Bending moment distribution to the scaffolding for different values of the span length L , stiffness relationships EI_s/EI_c and hanger stiffness $EA_s = f(k)$

Tablica 3. Momenty zginające przenoszone przez rusztowanie w przypadku różnych długości przęseł L , różnego stosunku sztywności EI_s/EI_c i sztywności wieszaka $EA_s = f(k)$

EI_s/EI_c	$C_1 (L=65$ m)			$C_2 (L=65$ m)			$C_4 (L=65$ m)		
	$k = 1$	$k = 2$	$k = 10$	$k = 1$	$k = 2$	$k = 10$	$k = 1$	$k = 2$	$k = 10$
2.00	-0.34	-0.31	-0.27	0.31	0.31	0.31	0.63	0.63	0.63
5.00	0.51	0.58	0.60	0.16	0.16	0.16	0.87	0.63	0.89

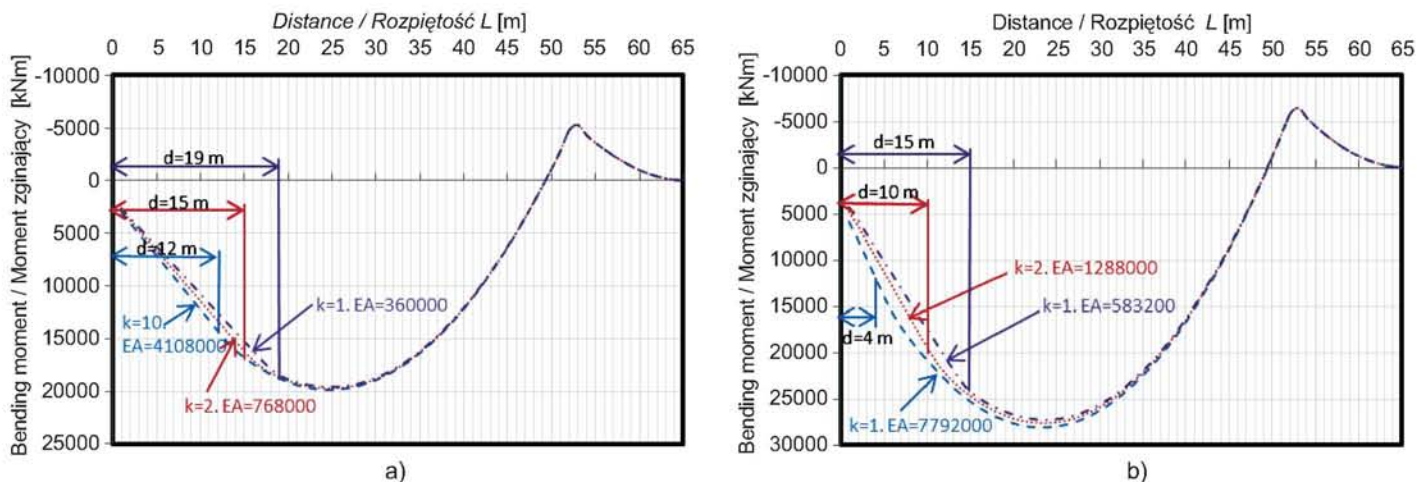


Fig. 9. Distribution of bending moments for different values of hanger stiffness EA for the span length of 65 m: a) $EI_s/EI_c=2$, b) $EI_s/EI_c=5$
 Rys. 9. Rozkład momentów zginających przy różnych wartościach sztywności wieszaka EA i rozpiętości przęsła 65 m: a) $EI_s/EI_c=2$, b) $EI_s/EI_c=5$

5. WNIOSKI

Obecnie rusztowanie jest dobierane w taki sposób, aby przeniosło cały ciężar górnej płyty. W konsekwencji wybiera się cięższe i droższe rusztowania. Celem pracy jest przybliżenie rozkładu ciężaru płyty górnej pomiędzy sekcję wykonaną w pierwszym etapie betonowania a rusztowaniem. Rozkład ciężaru płyty zależy od długości przęsła L , sztywności rusztowania EI_s , sztywności sekcji UEI_c i sztywności wieszaka EA_s (Rys. 1). Oddziaływanie sztywności wieszaka można pominąć, natomiast istotny jest wpływ długości przęsła oraz proporcji sztywności rusztowania do sztywności sekcji U. W celu ułatwienia wyboru lepszego rusztowania na etapie projektowania niezbędna jest identyfikacja rozdziału momentów zginających między sekcję U a rusztowanie.

Jak pokazano na Rys. 8, udział momentu zginającego wywołanego ciężarem płyty górnej na MSS może spaść do 50% wartości momentu, który powinien zostać przeniesiony. Jako że ciężar płyty górnej wynosi około 40-50% całkowitego ciężaru pomostu, całkowita redukcja momentów zginających przenoszonych przez pomost na rusztowanie może wynosić 20-25%. Nie jest to wartość bez znaczenia i powinna być uwzględniona na etapie projektowania kolejnych odcinków budowy pomostu oraz podczas doboru rusztowania.

Przypadek A ma miejsce, kiedy całkowity moment jest przenoszony zarówno przez rusztowanie, jak i sekcję U. Przypadek B dotyczy zaś wariantu, kiedy moment zginający jest przenoszony przez rusztowanie bez współpracy z sekcją U. Przypadek A zależy od długości przęsła i proporcji

5. CONCLUSIONS

Nowadays the scaffolding is chosen to resist the whole weight of the top slab. This induces the election of heavier and more expensive scaffoldings. The contribution of this paper consists in clarifying the top slab weight distribution between the first casting phase and the scaffolding. This distribution of weight (Fig. 1) depends on the span length L , the stiffness of scaffolding EI_s , the stiffness of U-section EI_c , and the stiffness of the hanger EA_s . The influence of the hanger stiffness is negligible, while the impact of the span length as well as the stiffness relation between the scaffolding and the U-section is important. In order to facilitate the choice of the better scaffolding during the design phase, a distribution of bending moments between the U-section and the scaffolding is necessary.

As it can be observed in Fig. 8, a percentage of the bending moment that is induced by the top slab weight into the MSS can fall to 50% of the moment that it should resist otherwise. As the weight of the top slab is around 40-50% of the total weight of the deck, the total reduction of induced moments by the deck at the scaffolding can be at 20-25%. This is not a negligible value and it should be taken into account during the design of the constructive sequence and the selection of the scaffolding.

Case A is defined as the total moment that is resisted both by the scaffolding and the U-section. On the other hand, Case B is described as the moment that should be resisted by the scaffolding if the U-section does not resist. Case A depends on the span length and the stiffness ratio between the scaffolding and the U-section. Case B only depends

sztynności rusztowania oraz sekcji U. Z kolei przypadek B zależy tylko od długości przęsła i w związku z tym stanowi odpowiednią wartość porównawczą do przeprowadzenia analizy parametrycznej.

Wykres maksymalnych momentów zginających przenoszonych przez rusztowanie jest pokazany zarówno w przypadku prostego, jak i zakrzywionego segmentu pomostu. Odcinek prosty odpowiada odległości d , gdzie sekcja U nie przenosi obciążeń na rusztowanie. Odległość d odpowiada również segmentowi, na którym sekcja U pracuje samodzielnie, przenosząc ciężar płyty górnej. Oznacza to, że wykres momentu zginającego sekcji U ma punkt przegięcia oraz dwie względne wartości maksymalne. W zależności od długości przęsła i proporcji sztywności rusztowania do sztywności sekcji U momenty zginające sekcji uprzednio wykonanej mogą mieć wartość dodatnią lub ujemną.

Przeprowadzono analizę parametrów, której rezultaty mogą okazać się pomocne przy wyborze rusztowania. Zdefiniowano następujące współczynniki: C_1 , C_2 , C_3 i C_4 . Wykorzystując je można wyznaczyć optymalny rozkład momentów zginających wywołanych ciężarem płyty górnej. Ustalono w tym celu następującą metodykę postępowania, która składa się z dwóch etapów:

- 1) Ustalanie ujemnego momentu zginającego, który musi zostać przejęty przez sekcję U, zarówno w miejscu styku z segmentem uprzednio wykonanym, jak i w przekroju nad podporą. Jeśli sekcja U nie jest w stanie przenieść momentu zginającego, pojawiają się do wyboru dwie możliwości:
 - a) opcja pierwsza: należy dobrać sztywniejsze rusztowanie – Rys. 5 i 6 (C_1 i C_2),
 - b) opcja druga: należy przewidzieć dodatkowe zbrojenie pasywne, które pozwoli przenieść ujemne momenty zginające.
- 2) Po zakończeniu pierwszego etapu należy wstępnie dobrać rusztowanie. Końcowego wyboru należy dokonać po ustaleniu ostatecznego dodatniego momentu zginającego C_4 wywołanego przez ciężar płyty górnej, który musi zostać przejęty przez rusztowanie. W tym celu należy posłużyć się Rys. 8 lub równaniami (2) i (3). Całkowity moment M_T , który musi zostać przejęty przez rusztowanie, jest wywołany ciężarem płyty górnej oraz ciężarem rusztowania M_s^s , jak również ciężarem całej sekcji U $M_s^{sekcja\ U}$:

$$M_T = M_s^{płyta\ górna} + M_s^s + M_s^{sekcja\ U} \quad (4)$$

on the span length and it is, therefore, a proper comparison value in order to perform parametric studies.

The maximum bending moments that are resisted by the scaffolding present a straight segment and a curve one. The straight segment corresponds to a d distance where the U-section does not transmit loads to the scaffolding. The d distance also corresponds to a segment where the U-section is working alone to resist the top slab weight. This implies that the bending moment diagram of the U-section presents an inflection point and two relative maximum values. Moreover, bending moments at the embedded section can be positive or negative depending on the span length and the stiffness ratio between the scaffolding and the U-section.

In order to facilitate an analysis of parameters the conclusions of which can be easily applied to choose an adequate scaffolding, a parametric study has been carried out. The obtained parameters are C_1 , C_2 , C_3 and C_4 . This paper shows that a proper distribution of bending moments due to the top slab weight can be achieved by using these parameters. The sequence that should be followed consists in two steps:

- 1) Determining the negative bending moment that the U-section must resist, both at the embedded section and at the section over pier. If the U-section does not resist that negative bending moment, there are two following options to choose from:
 - a) first option: stiffer scaffolding must be selected – Fig. 5 and 6 (C_1 and C_2),
 - b) second choice: additional negative passive reinforcement should be considered in order to resist negative bending moments.
- 2) After the first step preliminary scaffolding should be selected. The final selection must be taken by considering the ultimate positive moment by the top slab weight that the scaffolding must resist C_4 . In order to determine it Fig. 8 or Eq. 2 should be taken into account along with the Eq. 3. The total moment M_T that must be resisted by the scaffolding is due to the top slab weight plus the moment due to the scaffolding weight M_s^s , and the whole U-section weight moment $M_s^{U-section}$:

$$M_T = M_s^{top\ slab} + M_s^s + M_s^{U-section} \quad (4)$$

If the selected scaffolding does not resist M_T , heavier scaffolding ought to be selected. However, if the selected scaffolding is much more resistant than the M_T moment, lighter scaffolding should be chosen.

Jeśli wybrane rusztowanie nie jest w stanie przenieść momentu M_T , należy wybrać cięższe rusztowanie. Jednakże, jeśli okaże się, że dane rusztowanie jest bardziej wytrzymałe, należy dobrać rusztowanie lżejsze.

Przedstawiona w artykule metoda ma na celu zaproponowanie procedury doboru rusztowania w przypadku wystąpienia wątpliwości pomiędzy dwoma podobnymi urządzeniami MSS oferowanymi przez dostawców. Po wybraniu rusztowania można określić proporcję sztywności sekcji U i rzeczywistego urządzenia MSS. W celu określenia wartości momentów zginających, które mogą być przeniesione przez rusztowanie, wykorzystać można wzory (2, 3). Przedstawiona metoda oferuje również procedurę wyboru urządzenia MSS oraz przyczynia się do obliczenia rozkładu momentu zginającego w zależności od proporcji sztywności, który może być określony po wyborze urządzenia MSS. W ten sposób możliwe jest uniknięcie wielu niebezpiecznych sytuacji mogących pojawić się na etapie budowy pomostu.

BIBLIOGRAFIA / REFERENCES

- [1] *Daebritz M., Lee M.*: Span by span movable scaffolding systems. IABSE WG 6. State of art of bridge deck erection. Safe and efficient use of special equipment. IABSE, Singapore, 2010
- [2] *Povoas A.*: A modern Concept of Movable Scaffolding System. Advances in Bridge Maintenance, Safety Management and Life Cycle Performance. Proceedings of the Third International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, Porto, 2006
- [3] *Pacheco P., Fonseca A., Resende A., Campos R.*: Sustainability processes in bridge construction process. Clean Technologies and Environmental Policy, **12**, 1, 2014, 75-82
- [4] *Díaz de Terán J.R., Haach V.G., Turmo J., Jorquera J.*: Improved construction of concrete viaducts with movable scaffolding systems in Spain. Submitted and accepted by Journal of Bridge Engineering, March 2015
- [5] *Leonhardt F.*: Brücken. Bridges. Deutsche Verlagsanstalt DVA, Stuttgart, 1994
- [6] *Pacheco P., Adão da Fonseca A.*: Organic prestressing. Journal of Structural Engineering, **128**, 3, 2002, 400-405
- [7] *Pacheco P., Guerra A., Borges P., Coelho H.*: A Scaffolding System strengthened with Organic Prestressing – the first of a new Generation of Structures. Structural Engineering International, **17**, 4, 2007, 314-321
- [8] *Pacheco P., Coelho H., Borges P., et al.*: Technical Challenges of Large Movable Scaffolding Systems. Structural Engineering International, **21**, 4, 2011, 450-455
- [9] *Díaz de Terán J.R.*: Nuevo procedimiento constructivo de viaductos con cimbra autolanzable y nueva secuencia evolutiva (New constructive procedure of viaducts with movable scaffolding system and new evolutionary sequence). PhD thesis, Universitat Politècnica de Catalunya BarcelonaTech (UPC), Barcelona, 2013, <http://www.tdx.cat/handle/10803/129689>
- [10] *Díaz de Terán J.R., Turmo J., Jorquera J., Barragán B., Ramos G., Aparicio A.*: Optimization of in situ construction of concrete decks: Flexure tests of compact splices of reinforcement between phases. Construction and Building Materials, **41**, 4, 2013, 191-203
- [11] *Díaz de Terán J.R., Turmo J., Jorquera J., Barragán B., Ramos G., Aparicio A.*: Shear-off strength of compact reinforcement for improved splicing site construction of concrete structures. Construction and Building Materials, **47**, 2013, 199-207
- [12] *Mozos C., Caballero A., Serrano J., Prieto S.*: Análisis de la optimización del proceso constructivo de grandes viaductos de hormigón de luces medias (Optimization analysis of construction process of large concrete viaducts with medium spans). Proceedings of the IV Congress of the Scientific and Technical Association for Structural Concrete (ACHE), Valencia, 2008

- [13] *González F., Alcalá J.*: Viaducto sobre el barranco de Magallán en la autovía A-23 Sagunto-Somport. Proceedings of the IV Congress of the Scientific and Technical Association for Structural Concrete (ACHE), Valencia, 2008
- [14] *Pascual J., Viartola L.*: Viaducto sobre el río Genil, en la LAV Córdoba-Málaga. Proceedings of the III Congress of the Scientific and Technical Association for Structural Concrete (ACHE), 3, 2005, 1971-1984
- [15] *Crespo J., Glez de Cangas J., Lorenzo D.*: Viaducto del río Moutas. Proceedings of the IV Congress of the Scientific and Technical Association for Structural Concrete (ACHE), Valencia, 2008
- [16] *Turmo J., Ramos G., Serrano J., Mozos C., Aparicio A., Prieto S.*, et al.: Implicaciones estructurales de la reducción del camino crítico en la construcción de viaductos de hormigón de luces medias (Structural implications of the reduction of the critical path in the construction of concrete viaducts with medium spans). Proceedings of the IV Congress of the Scientific and Technical Association for Structural Concrete (ACHE), Valencia, 2008
- [17] *Tamayo P.G., Quell E.B.*: Auxiliary temporary work structures. Enllaç, Butlletí Informatiu Cole – Legi d'Enginyers Tècnics d' Catalan. Public Works, 2009, 20-22
- [18] SEOPAN, Comisión Tecnológica. Manual de diseño y uso de cimbras autolanzables (Handbook of design and use of movable scaffolding systems). Confederación Nacional de la Construcción, 2007
- [19] Formwork and Falsework for Heavy Construction. FIB, Bulletin 48, 2009
- [20] Diseño y uso de cimbras (Design and use of formworks). ACHE, Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, 2005
- [21] *Manterola J.*: Puentes. Apuntes para su diseño, cálculo y construcción (Bridges. Notes for design, calculation and construction). Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, 2006
- [22] *Oñate E.*: Cálculo de estructuras por el método de los elementos finitos. Análisis estático y lineal (Structure calculation by the finite element method. Static and lineal analysis). CIMNE, Barcelona, 1995
- [23] *Zienkiewicz O.C.*: El método de los elementos finitos. The finite element method. CIMNE, Barcelona, 1980
- [24] *Zienkiewicz O.C., Taylor R.L.*: El método de los elementos finitos. Formulación básica y problemas lineales (The finite element method. Basic formulae and lineal problems). Mc Graw-Hill, Barcelona, 1994