



DAMIAN BĘBEN<sup>1)</sup>  
ZBIGNIEW MAŃKO<sup>2)</sup>

## BADANIA DOŚWIADCZALNE STALOWEJ POWŁOKI MOSTU DROGOWEGO PODCZAS ZASYPYWANIA GRUNTEM

**STRESZCZENIE.** W pracy przedstawiono wyniki i wnioski z badań doświadczalnych, które zostały przeprowadzone na powłoce wykonanej ze stalowych blach falistych *Super Cor* typu SC-56B stanowiącej konstrukcję ustroju nośnego mostu drogowego położonego w miejscowości Gimån w Szwecji podczas jej zasypywania gruntem. Wnioski z przeprowadzonych badań, ze względu na swoją oryginalność, mogą być przydatne dla określenia zachowania się tego typu mostowych obiektów stalowo-gruntowych pod obciążeniem zasypką gruntową podczas ich budowy. Ze względu na coraz częstsze stosowanie tego typu konstrukcji podatnych na mosty drogowe i kolejowe, w przypadku małych i średnich rozpiętości teoretycznych przęseł, wnioski z przeprowadzonych badań można uogólnić i odnieść dla całej klasy podobnych rozwiązań konstrukcyjnych.

### 1. WPROWADZENIE

Przedmiotem pracy jest most drogowy o konstrukcji powłokowej wykonany ze stalowych blach falistych *Super Cor* typu SC-56B (ang. *box culvert*) według wytycznych Atlantic Industries Limited z Kanady, położony nad rzeką Gimån na drodze nr 716 Bräcke – Holm w Szwecji. Autorzy pracy tworzyli trzon zespołu badawczego, który

<sup>1)</sup> mgr inż. – Politechnika Krakowska i Politechnika Opolska

<sup>2)</sup> dr hab. inż. – profesor Politechniki Wrocławskiej

zrealizował badania doświadczalne (pomiaru przemieszczeń poziomych i pionowych – ugięć oraz odkształceń w wybranych punktach i przekrojach powłoki w dwóch kierunkach) na tym obiekcie w trzech zasadniczych etapach, przy czym wcześniej należało nakleić i zabezpieczyć czujniki tensometryczne oraz zainstalować czujniki indukcyjne i zegarowe na stalowej powłoce, a także sprawdzić poprawności działania wszystkich czujników i aparatury pomiarowej przeznaczonej do badań statycznych, dynamicznych i eksploatacyjnych [1–3]:

- I etap – podczas zagęszczania gruntu wokół tej konstrukcji dokonane sześciokrotnie po różnych ilościach warstw,
- II etap – podczas próbnego obciążenia w zakresie statycznym,
- III etap – podczas badań pod obciążeniem w zakresie dynamicznym.

W pracach [1], [2] skoncentrowano się przede wszystkim na występujących problemach technologicznych i projektowych w czasie budowy tego typu konstrukcji mostowych w aspekcie wykonanych badań doświadczalnych na obiekcie w Szwecji.

W niniejszej pracy przedstawiono zakres i sposób przeprowadzenia badań doświadczalnych oraz niektóre wyniki podane w formie wykresów otrzymane z pomiarów różnych wielkości, np. przemieszczeń i odkształceń, a także widoki przedstawiające obiekt w różnych fazach budowy w I etapie badań, tj. podczas zasypywania powłoki gruntem. Przedstawiono również analizę otrzymanych wyników oraz wnioski końcowe z przeprowadzonych w tym etapie badań.

Celem pracy jest przedstawienie wyników badań doświadczalnych powłoki tego mostu oraz sprecyzowanie wniosków końcowych po I etapie prac badawczych jako podstawa określenia jej jakości i trwałości, stanu wyężenia w wybranych punktach i przekrojach oraz możliwości dopuszczenia jej do dalszych prac budowlanych oraz do badań statycznych i dynamicznych mostu pod obciążeniem próbnym, a następnie do normalnej eksploatacji, z uwagi na stosunkowo dużą jego rozpiętość teoretyczną jak na ten typ konstrukcji mostowej oraz z uwagi na prototypowy charakter tego obiektu (był to pierwszy most wykonany w tej technologii w całej Skandynawii) [4], [5].

Podstawowym celem kompleksowo zrealizowanych badań mostu było określenie wyężenia poszczególnych elementów arkuszy blach falistych stanowiących konstrukcję powłoki obiektu oraz ocena jakości jej wykonania pod obciążeniem zasypką gruntową (I etap) [1] oraz pod tradycyjnym obciążeniem statycznym (etap II) i dynamicznym (III etap badań) [3], [4].

Ze względu na dość duże znaczenie położenia tego obiektu w tym rejonie sieci drogowej północnej Szwecji oraz z uwagi na jego prototypowy charakter i wszechstronne przebadanie obiektu wraz ze szczegółową analizą przemieszczeń, odkształceń oraz oddziaływań dynamicznych, wnioski z tych kompleksowych badań (trzy etapy) mogą być niezwykle przydatne bezpośrednio w praktyce inżynierskiej, zwłaszcza z tematyki badań kontrolnych i odbiorczych wykonywanych podczas budowy stalowych drogowych mostów złożonych z blach falistych lub płaskich [6–22].

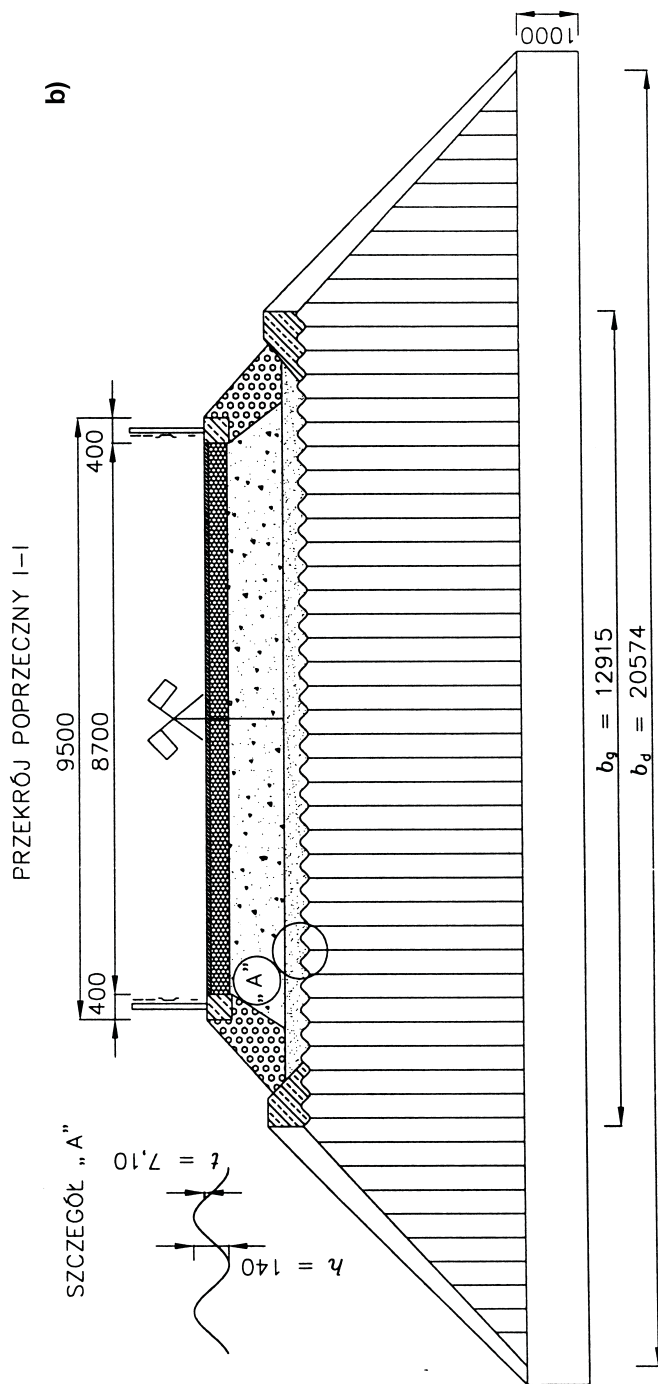
Ze względu na ważność obiektu (duże obciążenia eksploatacyjne oraz strategiczne znaczenie drogi) oraz fakt, że mostów stalowych o tego typu konstrukcjach przęseł podatnych i o stosunkowo dużych rozpiętościach buduje się w Polsce i Europie niewiele w porównaniu, np. z Kanadą czy USA, dlatego rozszerzono pierwotny – rutynowy – zakres badań kontrolnych i odbiorczych tego obiektu o wszechstronne badania powłoki zwłaszcza pod obciążeniem zasypką gruntową (możliwość wybooczenia i utraty stateczności) oraz o badania dynamiczne i eksploatacyjne pod rzeczywistym obciążeniem [5], co jest istotnym elementem nowości w dotychczasowych badaniach takich konstrukcji w różnych fazach ich budowy.

## 2. OPIS KONSTRUKCJI MOSTU

Badany most drogowy w przekroju podłużnym stanowi ustrój statyczny w postaci jednoprzęsłowej sztywno utwierdzonej w ławach fundamentowych powłoki stalowej o rozpiętości teoretycznej przęsła  $l_t = 12,315$  m (rys. 1). Powłoka oparta jest za pomocą stalowych nierównoramiennych ceowników spoczywających na dwóch żelbetowych ławach fundamentowych (rys. 2).

Zasadnicza powłoka mostu została wzmocniona w trzech miejscach, tj. w kluczu oraz w dwóch narożach konstrukcji przy ławach fundamentowych od strony gruntu z obu stron obiektu, za pomocą dodatkowych arkuszy blachy falistej, tzw. żeber (w kluczu wzmocnienie ciągłe, a w narożach w rozstawie co 380 mm) w celu zapewnienia większej sztywności poprzecznej przęsła tego mostu. Ustrój nośny wykonowano jako powłokę złożoną z arkuszy stalowych blach falistych o wymiarach fal  $380 \times 140$  mm i grubości blach  $t = 7,10$  mm, połączonych między sobą na szerokości powłoki przęsła za pomocą śrub sprężających, obsypaną warstwami gruntu (o grubościach po około 0,20–0,30 m) odpowiednio zagęszczonymi (według skali Proctora  $I_D = 0,95$  dla gruntu bezpośrednio stykającego się z konstrukcją stalową oraz  $I_D = 0,98$  dla pozostałej części zasyпки gruntowej), umożliwiającymi ułożenie nawierzchni drogowej na podłożu z tłuczni. Całkowita wysokość konstrukcji przęsła (tj. wysokość fali blach) wynosi  $h = 140$  mm (rys. 1). Szerokość powłoki mostu górą wynosi  $b_g = 12,915$  m, natomiast dołem  $b_d = 20,574$  m. W planie obiekt usytuowany jest prostopadle w stosunku do nurtu rzeki, a jego światło pionowe wynosi  $h_o = 3,555$  m. Podstawowe wymiary mostu przedstawiono na rysunku 1, zaś na rysunku 2 pokazano stalową powłokę mostu podczas naklejania czujników tensometrycznych w przekroju I–I.





Rys. 1. Koncepcja mostu drogowego położonego w miejscowości Gimån w Szwecji wykonanego ze stalowych blach falistych Super Cor typu SC-56B: a) przekrój podłużny wraz z rozmieszczeniem czujników zegarowych służących do pomiaru przemieszczeń pionowych i poziomych (widok od strony górnej wody) i b) przekrój poprzeczny I-I  
 Fig. 1. The conception of a road bridge made of steel corrugated plates Super Cor SC-56B type located in Gimån in Sweden: a) longitudinal section and localization of dial gauges for measurement of vertical and horizontal displacements (view from the headwater) and b) cross-section I-I



Rys.2. Widok z góry na zmontowaną stalową powłokę mostu podczas naklejania czujników tensometrycznych w przekroju I-I (klucz)

Fig.2. Top view on the assembled steel bridge shell during sticking of strain gauges in cross-section I-I (crown)

### 3. ZAKRES I SPOSÓB WYKONANIA BADAŃ

Badania wykonano na bazie dwóch układów pomiarowych, a mianowicie układu służącego do pomiaru odkształceń oraz przemieszczeń pionowych (ugięć) i poziomych. Ogólny schemat układu pomiarowego opisano w pracach [1], [3], [4]. Składał się on z trzech zasadniczych bloków: pomiarowego, systemu kontrolno-pomiarowego i rejestracji wyników.

Ogółem stalową powłokę obsypano 20 warstwami zasyпки gruntowej. Pomiarów dokonywano sześciokrotnie po różnych ilościach warstw (rys. 1a). Po każdym zrealizowanym schemacie obciążenia (warstwie zasyпки) podczas budowy – w czasie zagęszczania gruntu wokół stalowej konstrukcji powłoki mostu – przewidziano pomiary następujących wielkości, a więc:

- przemieszczeń poziomych i pionowych (ugięć) oraz odkształceń (pośrednio naprężeń normalnych) w kierunku podłużnym i poprzecznym powłoki w trzech rozpatrywanych przekrojach na długości przęsła konstrukcji, tj. w kluczu w środku rozpiętości teoretycznej (I–I) i na końcu wzmocnienia powłoki (II–II) oraz w jej narożu (III–III),
- przemieszczeń (ugięć) i odkształceń blach falistych w wybranych przekrojach poprzecznych wywołanych efektami oddziaływań dynamicznych podczas zagęszczania gruntu.

Pierwsze wskazania, tzw. odczyty zerowe, na urządzeniach pomiarowych wykonano przed rozpoczęciem zasypywania powłoki stalowej warstwami gruntu. Przed rozpoczęciem badań odpowiednie tory pomiarowe w urządzeniach rejestrujących kalibrowano w ten sposób, że poszczególnym przetwornikom zadawano określoną wartość przemieszczenia, tj. 30 mm.

Po zagęszczeniu pierwszych sześciu warstw gruntu dokonano po raz pierwszy pomiarów przemieszczeń pionowych i poziomych oraz odkształceń stalowej konstrukcji powłoki. Sześciokrotnie zrealizowano takie pomiary, przy czym pięć następnych po kolejnych 9, 12, 15, 18 i 20 warstwach zasypki. Ponadto, jeżeli różnica pomiędzy dwoma następującymi po sobie odczytami były większe niż 2%, to starano się tak długo odczekać na stabilizację (odprężenie) gruntu (zasypki) aż warunek ten został spełniony (PN-85/S-10030, PN-89/S-10050). Takich odczytów wykonano co najmniej trzy.

Różnice pomiędzy ostatnimi odczytami na czujnikach indukcyjnych lub zegarowych oraz tensometrycznych po ułożeniu i stabilizacji warstwy gruntowej a początkowymi (zerowymi) odczytami dawały wielkości przemieszczeń (odkształceń) całkowitych (sprężystych), a różnice pomiędzy kolejnymi przemieszczeniami (odkształceniami) całkowitymi po zakończeniu pomiarów stanowiły przemieszczenia (odkształcenia) trwałe dla określonej, aktualnie analizowanej warstwy gruntowej, przy czym świadczyły one, w przypadku dużych różnic, o braku pełnego odprężenia danej warstwy zasypki gruntowej oraz pewnej niestabilności samej powłoki stalowej. Z kolei maksymalne wielkości przemieszczeń (odkształceń) całkowitych dla danej warstwy zasypki w określonych punktach pomiarowych w poprzek stalowej powłoki w trzech przekrojach na jej długości zostały przedstawione w formie wykresów służących do prezentacji wyników dla wszystkich sześciu pomiarów dokonanych po kolejnych warstwach gruntowych.

#### 4. OCENA DOKŁADNOŚCI PRZEPROWADZONYCH POMIARÓW PRZEMIESZCZEŃ I ODKSZTAŁCEŃ

Prawdopodobny błąd pomiaru przemieszczeń  $\delta_f$  w wybranych przekrojach stalowej konstrukcji powłoki wykonanej z blach falistych przy najniekorzystniejszym zestawieniu przetworników i aparatury pomiarowej określono ze wzoru (1):

$$\delta_f = \sqrt{\delta_1^2 + \delta_2^2 + \delta_3^2 + \delta_4^2} = \sqrt{0,015^2 + 0,015^2 + 0,02^2 + 0,005^2} = \pm 2,96\% \quad , \quad (1)$$

w którym odpowiednio:

$\delta_1 = 1,5\%$  – błąd przetwornika przemieszczenia,

$\delta_2 = 1,5\%$  – błąd jednostki wyrównawczej przełącznika,

$\delta_3 = 2,0\%$  – błąd wzmacniacza pomiarowego (mostka),

$\delta_4 = 0,5\%$  – błąd kalibracji.

Prawdopodobny błąd pomiaru odkształceń  $\delta_\varepsilon$  w stalowej konstrukcji powłoki przy najniekorzystniejszym zestawieniu aparatury wynosi (wzór 2):

$$\delta_\varepsilon = \sqrt{\delta_5^2 + \delta_6^2 + \delta_7^2 + \delta_8^2} = \sqrt{0,015^2 + 0,015^2 + 0,02^2 + 0,02^2} = \pm 3,35\% \quad , \quad (2)$$

w którym odpowiednio:

$\delta_5 = 1,5\%$  – błąd tensometru,

$\delta_6 = 1,5\%$  – błąd jednostki wyrównawczej przełącznika,

$\delta_7 = 2,0\%$  – błąd wzmacniacza pomiarowego,

$\delta_8 = 2,0\%$  – błąd przyjętego modułu sprężystości stali.

## 5. WYNIKI POMIARÓW I OBLICZEŃ PRZEMIESZCZEŃ ORAZ ODKSZTAŁCEŃ STALOWEJ POWŁOKI

### 5.1. UWAGI OGÓLNE

Specyfika budowy i eksploatacji podatnych konstrukcji mostowych wykonanych ze stalowych blach falistych polega m.in. na tym, że w przenoszeniu obciążeń użytkowych bierze udział także otaczający konstrukcję powłokową grunt zasypowy [23], [24] i [25]. Aby otaczający stalową powłokę mostu grunt mógł w pełni z nią współpracować i rzeczywiście przenosić znaczną część obciążeń, musi się go w odpowiedni i właściwy sposób układać oraz umiejętnie i bezpiecznie (ostrożnie) dla powłoki stalowej (nie przekraczając naprężeń i przemieszczeń dopuszczalnych) zagęszczać, aż do osiągnięcia odpowiedniego stopnia zagęszczenia  $I_D$ , zgodnie z projektem budowlano-wykonawczym (np. według skali Proctora Normalnego). Zagęszczanie warstw gruntu do odpowiedniego stopnia (np.  $I_D = 0,98$ ) wiąże się zazwyczaj z użyciem zagęszczarek mechanicznych, których działanie powoduje niewątpliwie istotny wpływ na stateczność powłoki oraz na stan naprężeń (odkształceń) w konstrukcji wykonanej ze stalowych blach falistych. Nie można również pominąć znacznego wpływu ciężaru własnego warstw gruntu, których używa się do zagęszczenia, na wywołany stan naprężeń. Aby nie dopuścić w powłoce do przekroczenia dopuszczalnych naprężeń należy je stale kontrolować, np. poprzez pomiary stanu odkształceń (naprężeń normalnych). Aby przeanalizować w sposób kompleksowy stan naprężeń w konstrukcji powłoki w różnych fazach zagęszczania jej gruntem dokonano wszechstronnych pomiarów odkształceń oraz przemieszczeń pionowych i poziomych. W tym przypadku pomiary wykonano sześciokrotnie po zagęszczeniu kilku warstw zasypki złożonej z piasku lub tłucznia o odpowiednich właściwościach fizycznych i cechach wytrzymałościowych, przy czym łączna liczba wszystkich warstw zasypowych wynosiła 20. Do pomiarów przemieszczeń i odkształceń użyto tego samego sprzętu pomiarowego, co w późniejszych badaniach pod obciążeniem statycznym (II etap badań) [4], z tym jednak, że do pomiarów przemieszczeń użyto dodatkowo niwelatorów laserowych



*Treen* typu EO no. 12 (metoda niwelacji precyzyjnej). Punkty niwelacyjne dobrano w taki sposób, aby w maksymalnie dokładny sposób odczytywać wartości przemieszczeń, zwłaszcza dla pomiarów nr IV–VI.

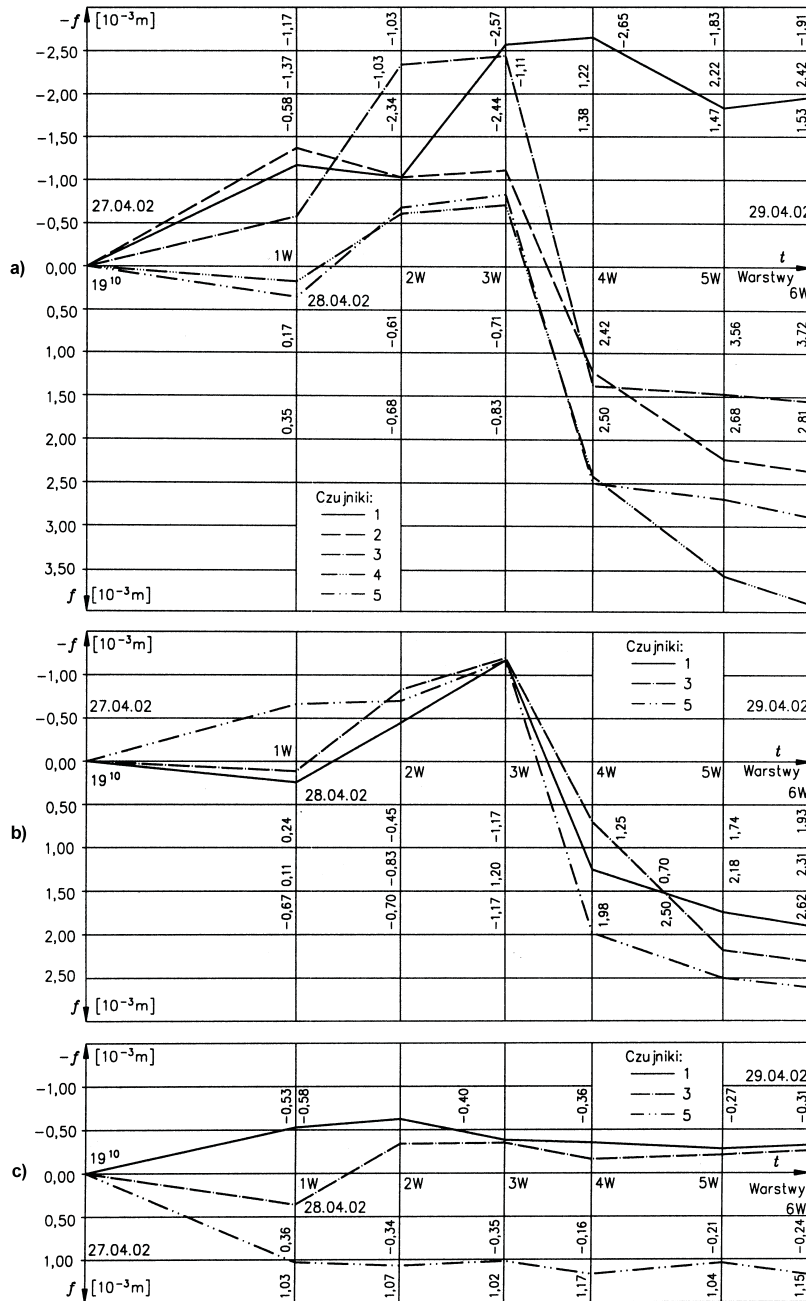
## 5.2. PRZEMIESZCZENIA PIONOWE I POZIOME ORAZ ODKSZTAŁCENIA

Na rysunku 1a przedstawiono przekrój podłużny powłoki wraz ze schematycznym pokazaniem ułożenia wokół niej wybranych do badań warstw gruntu i rozmieszczeniem czujników zegarowych służących do pomiaru przemieszczeń pionowych (i poziomych), zaś na rysunku 3 wykresy przemieszczeń pionowych w czasie stalowej konstrukcji powłoki wykonanej z blach falistych w zależności od numeru warstwy zasypki (gruntu) i analizowanego przekroju w przęśle. Na rysunku 4 przedstawiono wykresy maksymalnych przemieszczeń pionowych i poziomych uzyskanych podczas zagęszczania powłoki w kierunku poprzecznym przęśla.

Natomiast na rysunku 5 przedstawiono wybrane wykresy odkształceń w czasie, które pomierzono w stalowej konstrukcji powłoki w kluczu podczas zagęszczania poszczególnych warstw zasypki. W celu bardziej kompleksowej i wnikliwej analizy rozkładu odkształceń (a pośrednio i naprężeń normalnych) pochodzących od zagęszczania wybranych warstw gruntem (zasypką), wykonano dodatkowe wykresy również w kierunku poprzecznym przęśla (rys. 6), co w jeszcze większym stopniu uwidoczniło aktualnie występujący stan odkształceń w powłoce stalowej.

## 5.3. OBLICZENIE WIELKOŚCI PRZEMIESZCZEŃ I NAPRĘŻEŃ

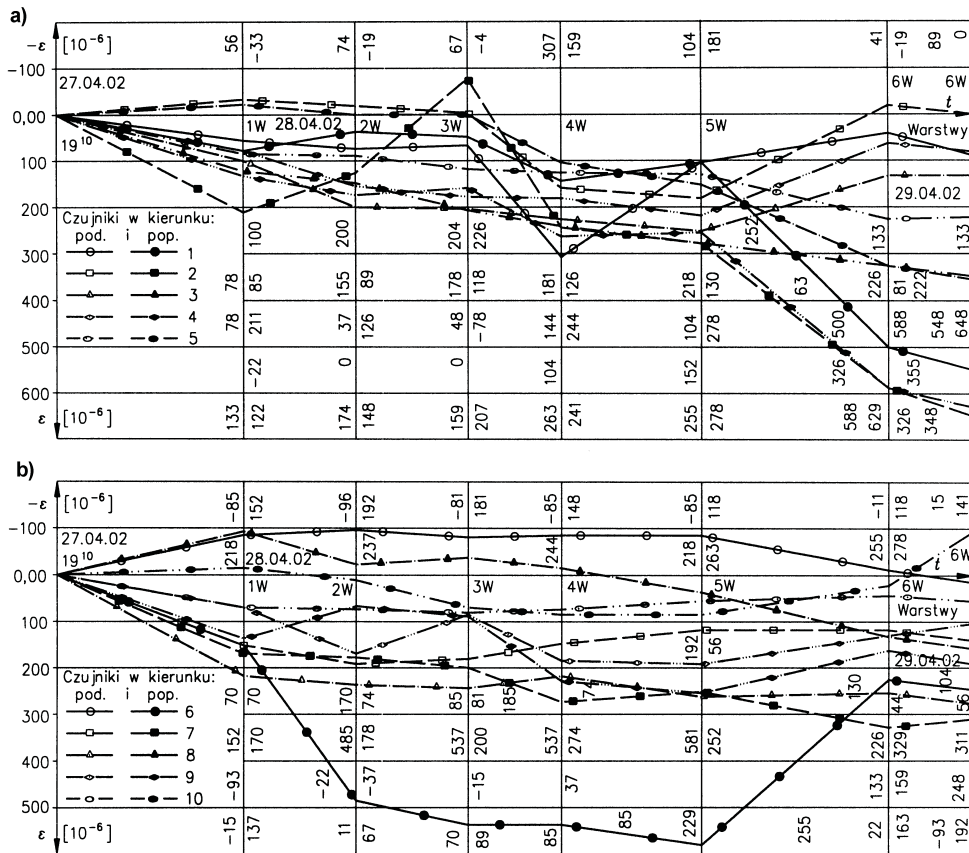
Do realizacji modelu dyskretnego MES w programie COSMOS/M zastosowano elementy dwuwymiarowe powłokowe (*Shell*) oraz belkowe (*Beam*), umożliwiające analizę pracy konstrukcji. W takich elementach rozpatrzono jednocześnie stan tarczowy i płytowy. Jak wynika z poprzednich doświadczeń elementy powłokowe są dość dobrym narzędziem do analizy konstrukcji cienkościennych. Elementy trójwymiarowe, mimo iż kształtem są najbliższe rzeczywistości, powodują lawinowy przyrost rozmiaru zadania, a co za tym idzie, wymagają zastosowania lepszego sprzętu komputerowego. Różnice w wynikach są nieistotne z punktu zastosowań praktycznych, jednakże są ważne z naukowego punktu widzenia. W tym jednak przypadku zdecydowano się na analizę dwuwymiarową. Przy dyskretyzacji modelu obliczeniowego 2D starano się umieszczać węzły tak, aby ich położenie było zgodne z lokalizacją punktów pomiarowych na rzeczywistej konstrukcji. W strefie przyłożenia obciążenia (parcie boczne gruntu) zastosowano podział zagęszczony. Poszukiwany model obliczeniowy przy przyjęciu wszystkich niezbędnych charakterystyk stali i gruntu zasypowego oraz wszystkich warstw podbudowy drogi był poddawany modyfikacji (poprzez zmianę właściwości fizycznych i mechanicznych na styku dwóch różnych ośrodków stal–grunt, przez zastosowanie elementów *GAP* w programie COSMOS/M), aż do otrzymania zadawalającej zgodności analiz numerycznych z wynikami doświadczeń.



Rys.3. Wykresy przemieszczeń pionowych w czasie w wybranych punktach stałowej konstrukcji powłoki w przekrojach: a) I-I (w kluczu), b) II-II (na końcu wzmocnienia) i c) III-III (w narożu)

Fig.3. Graphs of vertical displacements in time in selected points of steel shell structure in sections: a) I-I (in crown), b) II-II (at the end of reinforcement) and c) III-III (in hunch)

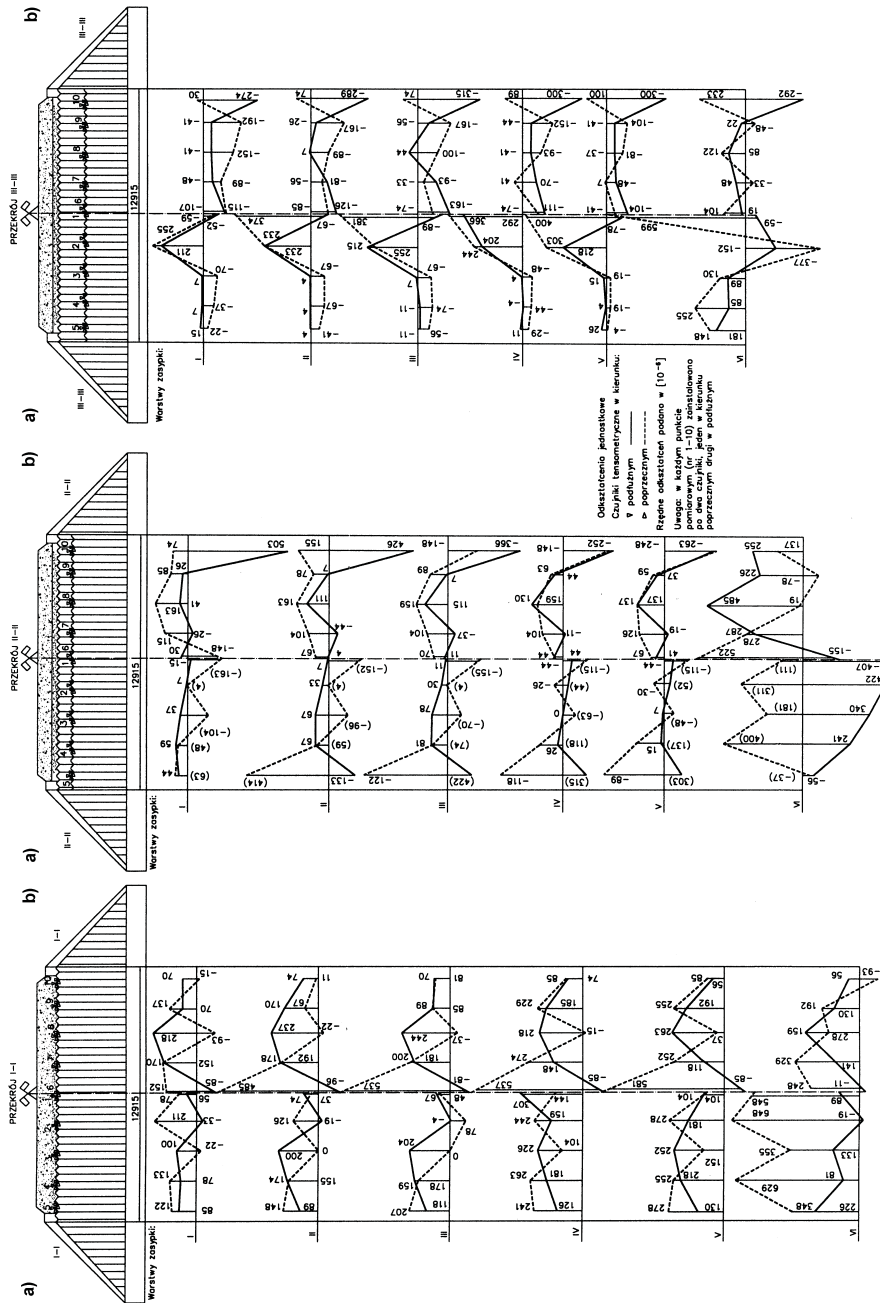




Rys.5. Wykresy odkształceń w czasie w wybranych punktach stalowej konstrukcji powłoki w kluczu (przekrój I-I) w kierunkach podłużnym i poprzecznym: a) na górze i b) na dole, fali Fig.5. Graphs of strains in time in selected points of steel shell structure in crown (section I-I) in longitudinal and transverse directions on: a) top and b) bottom, corrugation

Analizę obliczeniową przeprowadzono przy następujących założeniach:

- Charakterystyka odpowiedzi gruntu zasypowego opisana została modelem gruntu sprężysto-plastycznego.
  - Wytrzymałość na ścinanie określono wykorzystując kryterium Coulomba-Mohra, przyjmując kąt tarcia wewnętrznego  $\phi$  i kohezję  $c$ ; wykorzystano reguły płynięcia.
  - Zmienność liniowa modułów sprężystości gruntu wraz z położeniem ich na głębokości została uwzględniona według zależności  $E = E_0 + mz$ , gdzie  $E_0$  jest wartością modułu na powierzchni, a  $m$  jest gradientem na głębokości  $z$ .
  - Ciężar jednostkowy gruntu  $g$  przyjęto jako jednolity na pewnej głębokości w środku każdego zastosowanego elementu gruntowego.
  - Założono, że ciśnienie wody w porach gruntowych jest równe zero.



Rys.6. Wykresy maksymalnych odkształceń pomierzonych w wybranych punktach stalowej konstrukcji powłoki w kierunku poprzecznym przęsła podczas zagęszczania i konsolidacji poszczególnych warstw gruntu odpowiednio w przekrojach I-I, II-II i III-III: a) na górze i b) na dole, fali

Fig.6. Graphs of maximal strains measured in selected points of steel shell structure in transverse direction of span during compaction (backfilling) and consolidation of each layer of soil in sections I-I, II-II and III-III respectively on: a) top and b) bottom, corrugation

- Proces budowy obiektu modelowano poprzez symulacje stopniowego wypełniania wolnej przestrzeni pomiędzy konstrukcją a gruntem rodzimym 20 warstwami gruntu zasypowego.
  - Maksymalne obciążenie konstrukcji w czasie budowy zostało numerycznie zasymulowane przez przyłożenie i następnie usunięcie sił z wierzchołka konstrukcji.
  - Wzrost sztywności w gruncie modelowano poprzez zmiany pozycji liniowo zmieniającego się modułu zasypki.
2. Charakterystyka stalowych elementów konstrukcji podatnej – blach falistych została przyjęta w następujący sposób:
    - Zarówno odpowiedź sprężysta i niesprężysta przekroju może być przedstawiona dla stopniowego rozwoju wytrzymałości przekroju zaczynając od włókien skrajnych.
    - Przyjęto następujące parametry materiałowe konstrukcji stalowej: moduł sprężystości  $E = 200$  GPa, współczynnik Poissona  $\nu = 0,30$ , granica plastyczności  $S_y = 282$  MPa.
  3. Fundamenty betonowe zostały zamodelowane jako sprężyste przyjmując moduł sprężystości 30 GPa i współczynnik Poissona  $\nu = 0,30$ .
  4. Elementy tworzące siatkę elementów skończonych w MES rozdzielono na: grunt rodzimy, betonowe ławy fundamentowe, stalową konstrukcję podatną, grunt zasypowy zalegający w pobliżu konstrukcji (charakteryzuje się lepszym wskaźnikiem zagęszczenia  $I_D$ ) oraz grunt o mniejszym stopniu zagęszczenia położony nieco dalej od konstrukcji stalowej powłoki.
  5. Symulacja efektu zagęszczania gruntu zasypowego wokół konstrukcji.

Autorzy wykorzystali do przeprowadzenia analizy numerycznej MES charakterystyki poszczególnych warstw gruntu (z uwzględnieniem zjawisk nieliniowych w gruncie oraz odpowiedzi stalowej konstrukcji powłoki). Grunt zamodelowano jako sprężysto-plastyczne ciało stałe charakteryzujące się sprężystą odpowiedzią przed wystąpieniem uszkodzeń ścinających i plastycznego płynięcia oraz redukcją sztywności po przekroczeniu naprężeń ścinających.

Nową procedurę wprowadzono w celu odzwierciedlenia prawdopodobnych efektów występujących w czasie zagęszczania gruntu. Przyjęto wielkość poziomego parcia gruntu, które było spodziewane po jego zagęszczaniu oraz ustalono na podstawie obliczeń równowagę układu odnośnie spodziewanych kierunków przemieszczeń i naprężeń poziomych. Porównanie otrzymanych wyników z obliczeń i pomiarów ujawniło, że tego typu analiza dostarcza dość konserwatywnych, z naukowego punktu widzenia, informacji o odpowiedzi stalowej konstrukcji powłoki. Przemieszczenia klucza konstrukcji powłoki w kierunku pionowym (górnym lub dolnym) tak jak to zaobserwowano w czasie badań doświadczalnych były przewidziane przez analizę numeryczną, jednakże otrzymane wartości z pomiarów i obliczeń dość znacznie się różniły (tablica 1). Jeżeli

chodzi o przewidywane wartości naprężeń normalnych i momentów zginających uzyskanych pod obciążeniem warstwami gruntu były generalnie zadawalające (choć w niektórych przekrojach można się było spodziewać nieco lepszych rezultatów, np. w kluczu, na co miał z pewnością wpływ sposób zamodelowania poziomego parcia gruntu na konstrukcję) w porównaniu do uzyskanych z pomiarów. Przyjęty model zagęszczania gruntu dostarcza konserwatywnych oszacowań występujących momentów zginających w konstrukcji powłoki z niskim naziosem gruntowym, tak jak ma to miejsce w tym przypadku. W pracy tej, wartości obliczeniowe podano jedynie w formie tabelarycznej, gdyż całościową analizę teoretyczną przedstawiono w pracy [1].

Tablica 1. Wartości maksymalnych przemieszczeń pionowych i poziomych w  $[10^{-3}m]$  w stalowej konstrukcji powłoki dla rozpatrywanych przekrojów podczas zagęszczania gruntu  
 Table 1. Maximum vertical and horizontal displacements in  $[10^{-3}m]$  in steel shell structure in analyzed sections during compaction of soil (backfilling)

| Numer badanej warsty zasypki | Przekroje:              |             |                        |             |             |                        |             |             |                        |
|------------------------------|-------------------------|-------------|------------------------|-------------|-------------|------------------------|-------------|-------------|------------------------|
|                              | I-I                     |             |                        | II-II       |             |                        | III-III     |             |                        |
|                              | Przemieszczenia pionowe |             |                        |             |             |                        |             |             |                        |
|                              | $f_{vp}$                | $f_{vo}$    | $f_{vp} / f_{vo} [\%]$ | $f_{vp}$    | $f_{vo}$    | $f_{vp} / f_{vo} [\%]$ | $f_{vp}$    | $f_{vo}$    | $f_{vp} / f_{vo} [\%]$ |
| I                            | 1,37                    | 1,80        | 76,11                  | 0,67        | 1,15        | 58,26                  | 1,03        | 1,58        | 65,18                  |
| II                           | 2,34                    | 2,98        | 78,52                  | 0,83        | 1,50        | 55,33                  | 1,07        | 1,82        | 58,79                  |
| III                          | 2,57                    | 3,10        | 82,90                  | 1,20        | 1,94        | 61,85                  | 1,02        | 1,65        | 61,82                  |
| IV                           | 2,65                    | 3,50        | 75,71                  | 1,98        | 2,84        | 69,71                  | <b>1,17</b> | <b>1,99</b> | 58,79                  |
| V                            | 3,56                    | 4,36        | 81,65                  | <b>2,65</b> | <b>3,24</b> | 81,79                  | 1,04        | 1,72        | 60,46                  |
| VI                           | <b>3,72</b>             | <b>5,10</b> | 72,94                  | <b>2,65</b> | <b>3,50</b> | 75,71                  | 1,15        | 1,66        | 69,27                  |
| Przemieszczenia poziome      |                         |             |                        |             |             |                        |             |             |                        |
|                              | $f_{hp}$                | $f_{ho}$    | $f_{hp} / f_{ho} [\%]$ | $f_{hp}$    | $f_{ho}$    | $f_{hp} / f_{ho} [\%]$ | $f_{hp}$    | $f_{ho}$    | $f_{hp} / f_{ho} [\%]$ |
| I                            | 0,26                    | 0,38        | 68,42                  | 0,18        | 0,25        | 72,00                  | 0,10        | 0,15        | 66,66                  |
| II                           | 0,27                    | 0,40        | 67,50                  | 0,21        | 0,29        | 72,41                  | 0,33        | 0,41        | 80,48                  |
| III                          | 0,30                    | 0,38        | 78,94                  | <b>0,35</b> | 0,50        | 70,00                  | <b>0,50</b> | <b>0,63</b> | 76,92                  |
| IV                           | 0,32                    | 0,49        | 65,30                  | <b>0,35</b> | <b>0,47</b> | 74,46                  | 0,26        | 0,41        | 63,41                  |
| V                            | <b>0,38</b>             | <b>0,45</b> | 84,44                  | 0,29        | 0,37        | 78,37                  | 0,15        | 0,26        | 57,69                  |
| VI                           | 0,35                    | 0,45        | 77,77                  | 0,25        | 0,33        | 75,75                  | 0,10        | 0,14        | 71,42                  |

Przemieszczenia pionowe i poziome odpowiednio: pomierzone  $f_{vp}, f_{hp}$  i obliczeniowe  $f_{vo}, f_{ho}$ .

## 6. ANALIZA WYNIKÓW PRZEMIESZCZEŃ I NAPRĘŻEŃ NORMALNYCH

### 6.1. UWAGI OGÓLNE

Analizując otrzymane pomierzone wartości przemieszczeń i naprężeń normalnych ustalonych na podstawie pomiarów odkształceń w wybranych trzech przekrojach konstrukcji powłoki wykonanej ze stalowych blach falistych stwierdzono, że były one mniejsze od spodziewanych, przy czym nie zawsze miały one charakter sprężysty, i dotyczyło to wszystkich rozpatrywanych wielkości i badanych przekrojów.

Stwierdzone w czasie pomiarów dość znaczne różnice pomiędzy odczytami początkowymi i końcowymi były spowodowane sprężystym charakterem pracy stalowej konstrukcji powłoki (parcie boczne gruntu). Ze względów technologicznych i naukowych należało stosunkowo długo odczekać aż konstrukcja powłoki odpręży się całkowicie, aby dokonać kolejnych odczytów. Świadczyć to mogło o tym, że pochodziły one raczej od osiadania ław fundamentowych i ewentualnych nieznacznych błędów odczytów i błędów urządzeń pomiarowych, a tylko w minimalnym stopniu od trwałych odkształceń ustroju nośnego stalowej konstrukcji powłoki, ponieważ arkusze blachy falistej – połączone za pomocą śrub sprężających – nie powinny wykazywać większych odkształceń trwałych, tym bardziej, że podpory (ławy) żelbetowe były nowe, uprzednio nie obciążane tak znacznym ciężarem. Stąd należało się spodziewać pewnych, choć nieznacznych, ich osiadań pod pierwszym, stosunkowo dużym i zmiennym, obciążeniem użytkowym w postaci zasypki grunтовой.

Stosunek pomierzonych przemieszczeń całkowitych do obliczonych teoretycznie był zawsze mniejszy od jedności we wszystkich analizowanych przekrojach. Stwierdzone w czasie pomiarów różnice przemieszczeń ustroju nośnego w stosunku do wartości obliczeniowych były dość znaczne, a ich wielkości sprężyste, bez uwzględnienia jak i z uwzględnieniem osiadań podpór (ław fundamentowych), były mniejsze od jedności. Świadczy to dobitnie, że przemieszczenia pomierzone były znacznie mniejsze od obliczeniowych. Dla wszystkich schematów obciążeń, którymi były kolejne warstwy zasypki, różnice pomiędzy otrzymanymi wynikami wahały się w granicach od kilku do ponad 30%. Konstrukcja powłoki była po raz pierwszy obciążana tak dużym balastem (gruntem) i przypuszczalnie następowało dopasowywanie się niektórych jej elementów konstrukcyjnych do siebie, zwłaszcza arkuszy blach falistych między sobą połączonych na śruby sprężające oraz samej konstrukcji powłokowej do otaczającego ją gruntu.

### 6.2. PRZEMIESZCZENIA PIONOWE I POZIOME

Największe przemieszczenia pionowe (ugięcia) w konstrukcji powłokowej wykonanej ze stalowych blach falistych w przekroju I–I (w kluczu) uzyskano po ostatecznym zagęszczeniu 20 warstwą zasypki (VI pomiar), którą był tłuczeń. Wynosiły one



$3,72 \times 10^{-3}$  m i koncentrowały się w połowie szerokości powłoki (rys. 4a). W przekroju II–II największe przemieszczenia pionowe ustroju nośnego wynosiły  $2,65 \times 10^{-3}$  m i umiejscowione były w połowie szerokości powłoki i wystąpiły również podczas zagęszczania 20 warstwą zasyпки (rys. 4b). Natomiast w przekroju III–III maksymalne przemieszczenia pionowe konstrukcji powłoki stalowej wynosiły  $1,17 \times 10^{-3}$  m, i wystąpiły one również w połowie jej szerokości, z tym, że podczas IV pomiaru, tj. po zagęszczeniu 15 warstwy (rys. 4c i tablica 1). W przypadku przemieszczeń poziomych konstrukcji powłoki maksymalne wartości uzyskano w przekroju III–III, tj. w narożu powłoki przy zagęszczaniu 9 warstwą gruntu (II pomiar). Wynosiły one  $0,50 \times 10^{-3}$  m, i występowały w około 1/3 szerokości konstrukcji powłoki (rys. 4c i tablica 1). W przekrojach I–I i II–II największe przemieszczenia poziome nie przekroczyły wartości  $0,40 \times 10^{-3}$  m.

### 6.3. NAPRĘŻENIA NORMALNE

Największe naprężenia normalne w stalowej konstrukcji powłoki uzyskane z pomiarów odkształceń podczas zagęszczania poszczególnych warstw zasyпки, którymi były piasek lub tłuczeń, wystąpiły w przekroju I–I, tj. w kluczu powłoki po zagęszczeniu 20 warstwy zasyпки, którym był tłuczeń (VI pomiar), a ich maksymalna wartość wyniosła około 133,0 MPa i występowała na w górnych włóknach fal w kierunku poprzecznym konstrukcji powłoki (rys. 6a). Natomiast w tym samym przekroju maksymalne pomierzone naprężenia w kierunku podłużnym stalowej konstrukcji osiągnęły wartość 63,0 MPa podczas zagęszczania 15 warstwy zasyпки, którą był piasek (IV pomiar), a ich koncentracja wystąpiła również na górnych włóknach fali (rys. 6a).

W następnym analizowanym przekroju II–II, tj. na końcu wzmocnienia klucza, największe naprężenia normalne ustalone na podstawie pomiarów odkształceń w kierunku poprzecznym konstrukcji powłoki wystąpiły podczas zagęszczania 20 warstwy zasyпки, którą był tłuczeń (VI pomiar), a ich wielkość wyniosła 107,0 MPa i ujawniła się na dolnych włóknach fal (rys. 6b). Natomiast w tym samym przekroju poprzecznym II–II, pomierzone w kierunku podłużnym stalowej konstrukcji powłoki maksymalne naprężenia osiągnęły wartość 104,0 MPa, przy zagęszczaniu 6 warstwy zasyпки, którą był piasek (II pomiar), a ich koncentracja wystąpiła również na dolnych włóknach fali (rys. 6b). W ostatnim analizowanym przekroju III–III, tj. w narożu konstrukcji powłoki, maksymalne odkształcenia, a tym samym naprężenia normalne uzyskane z pomiarów w kierunku poprzecznym konstrukcji powłoki otrzymano na górnych włóknach fal podczas zagęszczania 20 warstwą zasyпки, którą był tłuczeń (VI pomiar), a ich wielkość osiągnęła 123,0 MPa (rys. 6a). Natomiast w tym samym III–III przekroju poprzecznym, pomierzone w kierunku podłużnym stalowej konstrukcji maksymalne naprężenia normalne osiągnęły wartość 65,0 MPa, przy zagęszczaniu 12 warstwą zasyпки, którą był piasek (III pomiar), a ich koncentracja wystąpiła na dolnych włóknach fal (rys. 6b i tablica 2).

Tablica 2. Zestawienie wartości maksymalnych naprężeń normalnych w [MPa] w stalowej konstrukcji powłoki w górnych i dolnych włóknach fal w analizowanych przekrojach podczas zagęszczania gruntu  
 Table 2. Values of maximum normal stresses in [MPa] in steel shell structure in top and bottom fibers of corrugations in analyzed sections during compaction of soil (backfilling)

| Numer badanej warstwy zasypki | Przekroje:         |               |               |               |              |               |
|-------------------------------|--------------------|---------------|---------------|---------------|--------------|---------------|
|                               | w górnych włóknach |               |               |               |              |               |
|                               | I-I                |               | II-II         |               | III-III      |               |
|                               | wzdłuż             | w poprzek     | wzdłuż        | w poprzek     | wzdłuż       | w poprzek     |
| I                             | 20,50              | 43,50         | 12,00         | 33,50         | 43,50        | 52,50         |
| II                            | 41,00              | 35,50         | 27,50         | 85,00         | 48,00        | 76,50         |
| III                           | 42,00              | 42,00         | 25,00         | <b>86,50</b>  | 52,50        | 78,00         |
| IV                            | <b>63,00</b>       | 54,00         | 24,00         | 64,50         | <b>60,00</b> | 75,00         |
| V                             | 52,00              | 57,00         | 18,50         | 62,00         | 44,50        | 82,00         |
| VI                            | 46,50              | <b>133,00</b> | <b>86,50</b>  | 82,00         | 31,00        | <b>123,00</b> |
|                               | w dolnych włóknach |               |               |               |              |               |
| I                             | 44,50              | 31,00         | <b>104,00</b> | 33,50         | 22,00        | <b>56,00</b>  |
| II                            | 48,50              | 99,50         | 87,50         | 33,50         | 59,50        | 34,50         |
| III                           | 50,00              | 110,00        | 75,00         | 32,50         | <b>64,50</b> | 34,50         |
| IV                            | 44,50              | 110,00        | 51,50         | 30,50         | 61,50        | 31,00         |
| V                             | 54,00              | <b>119,00</b> | 51,00         | 54,00         | 61,50        | 21,50         |
| VI                            | <b>57,00</b>       | 67,50         | 99,50         | <b>107,00</b> | 60,00        | 48,00         |

#### 6.4. WYMAGANIA NORMOWE

Generalnie nie opracowano jeszcze norm w zakresie projektowania i odbioru tego typu konstrukcji mostowych, mimo że np. w Kanadzie i USA od wielu lat stosuje się dość powszechnie konstrukcje podatne na obiekty mostowe, nawet autostradowe. Jednocześnie, szwedzka administracja drogowo-mostowa, wykonawcy prac budowlanych, projektanci oraz dostawca konstrukcji stalowej, doceniając pewne osiągnięcia autorów w dziedzinie badań takich obiektów, oraz zapraszając zespół badawczy, przyjął założenie o pewnym doświadczeniu grupy badawczej w zakresie badań konstrukcji typu *Super Cor*, gdyż to w Polsce najszybciej wybudowano dwa najdłuższe, w tamtym czasie w Europie, tego typu obiekty mostowe (Polanica Zdrój

i Szczytna Zdrój), a właśnie autorzy tej pracy wielokrotnie oba je przebadali [6], [8], [11], [14].

Stąd tradycyjnie oparto się na polskich przepisach odbiorczych dotyczących klasycznych mostów stalowych. Na uwagę jednak zasługuje fakt opracowania przez Instytut Badawczy Dróg i Mostów – Filia Wrocław – zaleceń projektowych i technologicznych dla podatnych konstrukcji inżynierskich wykonanych z blach falistych [26].

Warunkiem pozytywnej oceny wyników z przeprowadzonych pomiarów w I etapie badań powłoki mostu w Gimån (Szwecja) pod obciążeniem warstwami zasypki według obowiązujących w Polsce przepisów (PN-77/S-10040, PN-82/S-10052, PN-85/S-10030, PN-89/S-10050, PN-91/S-10042) dla tradycyjnych mostów stalowych jest, aby:

- a) obliczone i pomierzone wartości przemieszczeń i odkształceń były zbliżone do siebie,
- b) w efekcie przeprowadzonych badań nie wystąpiły uszkodzenia elementów konstrukcyjnych lub ich połączeń,
- c) konstrukcja stalowej powłoki odkształcała się sprężysto w zakresie dopuszczalnych przemieszczeń od obciążeń zbliżonych do obciążenia gruntem,
- d) trwałe ugięcia (przemieszczenia) ustroju nośnego powłoki wynosiły nie więcej niż 25% wartości ugięć sprężystych (całkowitych).

Trzeba jednak wyraźnie podkreślić, że podane wyżej warunki oceny konstrukcji dotyczą klasycznego próbnego obciążenia w zakresie statycznym i dynamicznym, przy czym do chwili obecnej nie opracowano jeszcze zasad i przepisów odbiorczych, które powinny spełniać rozpatrywane powłoki podczas zasypywania ich gruntem. Stąd otrzymane wyniki mogą w przyszłości stanowić podstawę do opracowania wytycznych w tym względzie (np. AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials. Standard Specifications for Highway Bridges, New York 2002 i HSDHCP – Handbook of Steel Drainage & Highway Construction Products American Iron and Steel Institute, Fifth Edition, Chicago 1994).

## 7. PODSUMOWANIE I WNIOSKI KOŃCOWE

Doświadczenia praktyczne w świetle przeprowadzonych badań konstrukcji powłoki pod obciążeniem zasypką gruntową podczas budowy (I etap prac badawczych) mostu drogowego w Gimån (Szwecja), a także poczynione w trakcie tych badań obserwacje jej pracy, jak również szeroka analiza wyników uzyskanych z pomiarów wielkości przemieszczeń i odkształceń (pośrednio naprężeń normalnych) konstrukcji nośnej oraz porównanie ich z obliczeniowymi pozwoliły na sformułowanie następujących wniosków o charakterze ogólnym i szczegółowym:

1. Konstrukcja powłoki wykonana z elementów stalowych blach falistych typu *Super Cor* nie budziła żadnych większych zastrzeżeń. Średnie wartości przemieszczeń i

odkształceń (naprężeń normalnych) były znacznie mniejsze od obliczeniowych, i to prawie we wszystkich rozpatrywanych punktach i przekrojach konstrukcji powłoki. Przyczyny różnic między wynikami uzyskanymi z obliczeń i pomiarów tkwią przede wszystkim w obliczeniach, w których przyjęto zbyt małą sztywność przekroju poprzecznego stalowej konstrukcji powłoki (bez wzmocnień) oraz zbyt ostrożne oszacowano współpracę powłoki z otaczającym ją gruntem. Otrzymane z pomiarów znacznie mniejsze, w porównaniu do wyliczonych, średnie wartości przemieszczeń i odkształceń powłoki dowodzą o znacznie większej sztywności przekroju poprzecznego powłoki przęsła (układu powłoka – zasypka), a to przypuszczalnie dzięki dobrej współpracy stalowych elementów z otaczającym ich gruntem zasypowym w momencie zagęszczenia powłoki. Wnioski końcowe odnośnie zachowania się takich konstrukcji mostowych mogą mieć duże znaczenie praktyczne. Na podstawie wyników naprężeń normalnych zestawionych w tabelicy 2 wyraźnie widać, że poziom wyężenia blach stanowiących powłokę mostu jest znaczący i sięga rzędu 130 MPa, co stanowi duży procent wytrzymałości obliczeniowej tej stali.

2. Odkształcenia i przemieszczenia stalowych elementów blach falistych (konstrukcji nośnej powłoki), połączonych na śruby sprężające, wywołane zastosowanym w badaniach obciążeniem gruntem zasypowym podczas budowy mostu, miały praktycznie charakter sprężysty, choć odprężanie się układu powłoka – grunt zasypowy trwało stosunkowo długo, i były one mniejsze od spodziewanych, obliczonych teoretycznie. Niewielkie bowiem przemieszczenia i odkształcenia trwale stwierdzone podczas badań były częściowo ugięciami trwałymi powłoki, a częściowo pochodziły najczęściej od osiadania podpór (ław) oraz błędów odczytów, bądź błędów urządzeń pomiarowych (zmiana temperatury i wilgotności powietrza w czasie trwania pomiarów), a tylko w niewielkim stopniu były spowodowane trwałymi odkształceniami konstrukcji nośnej (mniej niż 2% ugięć całkowitych).
3. Porównanie otrzymanych z pomiarów przemieszczeń powłoki z obliczeniowymi wskazują na dość znaczne różnice pomiędzy tymi wielkościami w poszczególnych przekrojach na korzyść bezpiecznego zachowania się konstrukcji stalowej i wynoszą one w granicach 55,33–84,44%. Tak duże różnice wynikać mogą z lepszej, niż pierwotnie zakładano w obliczeniach, współpracy pomiędzy elementami konstrukcji powłoki z otaczającym ją gruntem. Ponadto wielkości przemieszczeń obliczeniowych otrzymywano w węzłach modelu obliczeniowego MES, a nie wszystkie punkty pomiarowe i przekroje występowały dokładnie w tych samych miejscach, co wielkości obliczeniowe. Stąd wartości ugięć ustroju nośnego w niektórych badanych przekrojach otrzymywano na podstawie interpolacji. W ustrojach rusztowych występuje korzystniejsza współpraca elementów między sobą niż to przyjęto w pierwotnym programie badań pod obciążeniem zasypką gruntową. Szczególnie dotyczy to rozdziału poprzecznego obciążeń na poszczególne arkusze blach falistych. Natomiast w przypadku porównania naprężeń normalnych otrzymana zgodność wyników była już znacznie wyższa.

4. Ustalone na podstawie pomiarów przemieszczenia trwały w poszczególnych punktach i przekrojach stalowej konstrukcji powłoki w badanym moście pod obciążeniem zasypką gruntową różniły się nieznacznie między sobą, i nie były proporcjonalne do ugięć sprężystych (całkowitych). Charakter rozkładu ugięć sprężystych (całkowitych) powłoki w kierunku poprzecznym przeszła, otrzymany z pomiarów, był krzywoliniowy, o znacznie mniejszych krzywiznach w stosunku do obliczonych teoretycznie.
5. Niezwykle ważną sprawą w tego typu mostowych konstrukcjach stalowo-gruntowych jest zapewnienie odpowiedniej stateczności stalowej powłocy podczas montażu poszczególnych jej elementów, a szczególnie podczas zagęszczania gruntu zasypowego wokół jej konstrukcji. Cienka konstrukcja powłoki jest bardzo podatna na jakiegokolwiek siły działające na nią (szczególnie na boczne parcie gruntu). Przy pierwszych zagęszczanych warstwach, klucz powłoki wypiętrza się do góry, a ścianki boczne powłoki przy fundamencie kierują się do środka ustroju. W miarę zagęszczania następnych warstw gruntu zasypowego elementy boczne konstrukcji powłoki zaczynają przemieszczać się w kierunku gruntu, a ich część górna (klucz) przemieszcza się w dół. Jak widać z otrzymanych wyników pomiarów, zarówno przemieszczeń, jak i odkształceń (naprężeń normalnych), wartości dopuszczalne nie zostały przekroczone. Oznacza to, że prace budowlane były prowadzone na wysokim poziomie technicznym przy stałej kontroli kształtu konstrukcji powłoki i jej wyężenia.
6. Położenie osi obojętnej w przekrojach poprzecznych konstrukcji nośnej i wielkości naprężeń dowodzą, że stalowa konstrukcja powłoki złożona z blach falistych bardzo dobrze współpracuje z otaczającym ją gruntem zasypowym, co ma zasadniczy wpływ na poziom przemieszczeń i odkształceń. Oś obojętna przekroju poprzecznego samej konstrukcji stalowej leży nieco wyżej niż to wynika z obliczeń wytrzymałościowych.
7. Znikome różnice pomiędzy początkowymi (zerowymi) i końcowymi odczytami po ułożeniu i stabilizacji kolejnych warstw gruntowych dowodzą, że stwierdzone przy pomiarach ustroju nośnego nieznaczne przemieszczenia trwały pochodziły, jak już podkreślono, od ewentualnego osiadania podpór (ław fundamentowych), i zagęszczania zasypką gruntową, a tylko częściowo wynikają z ugięć trwałych blach falistych połączonych na śruby sprężające.
8. Konstrukcje powłoki i ław fundamentowych (podpór) nie budziły obaw pod obciążeniem w postaci zasypki gruntowej. Średnie wartości pomierzonych przemieszczeń i odkształceń (naprężeń normalnych) w świetle przeprowadzonych badań były mniejsze od obliczeniowych, a po uwzględnieniu przemieszczeń trwałych podpór lub ewentualnie małego ich osiadania, w jeszcze większym stopniu, co dobitnie świadczyło o większej sztywności powłoki przeszła niż to przyjęto w obliczeniach statyczno-wytrzymałościowych (co jest na korzyść bezpieczeństwa ustroju), w których nie uwzględniano tak daleko idącej współpracy elementów stalowej konstrukcji powłoki z otaczającym ją gruntem zasypowym.

9. Jeśli chodzi o osiadanie podpór (ław fundamentowych) to były one nieznaczne i wynikały raczej z niedokładności odczytów, bądź błędów przyrządów pomiarowych, czy też nierówności stykających się elementów blach w połączeniu z ławą fundamentową niż z samego osiadania ław fundamentowych pod tym obciążeniem, na tym etapie prowadzenia prac badawczych. Stwierdzono, że osiadania te były tak znikome, że w przeprowadzonej analizie otrzymanych wyników pominięto ich wpływ na inne rozpatrywane wielkości ugięć np. sprężystych, zwłaszcza z uwagi na znaczne rezerwy nośności ustalone w konstrukcji powłoki tego mostu.
10. Jednocześnie niezbędny jest także pomiar przemieszczeń poziomych w dwóch kierunkach prostopadłych do siebie, co pozwoli na lepszą ocenę zachowania się stalowej powłoki podczas zasypywania gruntem z uwagi na dość znaczne przemieszczenia poziome, które jako imperfekcje geometryczne mogą szybciej przyczynić się do utraty stateczności przez powłokę.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] Bęben D., Mańko Z., Janusz L., Vaslestad J.: Badania stalowej powłoki mostu drogowego w Gimån w Szwecji wykonanej z blach falistej typu Super Cor SC-54B podczas jej zasypywania. II Sympozjum Naukowo-Techniczne "Badania i Diagnostyka Mostów", Opole, 9–11 kwietnia 2003, 31–67
- [2] Bęben D., Mańko Z.: Budowa najdłuższego mostu drogowego w Skandynawii wykonanego ze stalowych blach falistych w technologii Super Cor. *Bezpieczne Drogi*, nr 11(59), 2003, 18–22
- [3] Bęben D.: Badania dynamiczne konstrukcji mostu drogowego wykonanego ze stalowych blach falistych. IV Konferencja Doktorantów Wydziałów Budownictwa, *Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej*, z. 101, nr kol. 1595, Gliwice–Wisła, 20–21 listopada 2003, 79–86
- [4] Bęben D., Czyżewski P., Mańko Z.: Budowa największego w Europie obiektu mostowego wykonanego ze stalowych blach falistych typu Super Cor. *Inżynieria i Budownictwo*, nr 4, LX, 2004, 198–201
- [5] Bęben D., Mańko Z.: Badania mostu drogowego o konstrukcji podatnej wykonanej ze stalowych blach falistych typu Super Cor pod obciążeniem statycznym. *Konstrukcje Stalowe*, nr 2(67), 2004, 29–34
- [6] Bęben D.: Badania mostu drogowego wykonanego ze stalowych blach falistych typu Super Cor. *Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, Seria Budownictwo*. III Konferencja Doktorantów Wydziałów Budownictwa, Gliwice–Wisła, 21–22 listopada 2002, 65–74

- [7] *Bęben D., Mańko Z.*: Badania stalowego mostu drogowego z blach falistych typu Multiplate pod obciążeniem statycznym. I Sympozjum Naukowo-Techniczne “Diagnostyka i Badania Mostów”, Opole, 4–6 kwietnia 2001, Materiały Posympozjalne, Opole–Wrocław, luty 2003, 71–96
- [8] *Bęben D., Mańko Z.*: Badania doświadczalne mostu drogowego o konstrukcji podatnej wykonanej ze stalowych blach falistych typu Super Cor SC-54B pod obciążeniem statycznym. II Sympozjum Naukowo-Techniczne “Badania i Diagnostyka Mostów”, Opole, 9–11 kwietnia 2003, 69–120
- [9] *Bęben D., Mańko Z.*: Badania statyczne mostu drogowego wykonanego ze stalowych blach falistych. “Drogi i Mosty”, nr 3/2003, 17–42
- [10] *Bęben D., Mańko Z.*: Zastosowanie stalowych konstrukcji z blach falistych do szybkiej odbudowy mostów w sytuacjach kryzysowych. XII Międzynarodowa Konferencja Naukowo-Techniczna Inżynierii Wojskowej “Infrastruktura Transportowa i Budowlana w Sytuacjach Kryzysowych”, Warszawa–Rynia, 10–12 czerwca 2002, 126–133
- [11] *Bęben D., Mańko Z.*: Badania mostu drogowego wykonanego ze stalowych blach falistych typu Super Cor. XLVIII Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB, Krynica 2002 “Problemy Naukowo-Badawcze Budownictwa”, Opole–Krynica, 15–20 września 2002, t. 4, 167–174
- [12] *Mańko Z., Bęben D.*: O badaniach odbiorczych łukowego mostu drogowego z blachy stalowej. Inżynieria i Budownictwo, nr 9, **LVIII**, 2002, 506–509
- [13] *Mańko Z., Bęben D.*: Badania odbiorcze prototypowego mostu drogowego o konstrukcji łukowej wykonanej ze stalowych blach płaskich. I Sympozjum Naukowo-Techniczne “Diagnostyka i Badania Mostów”, Opole, 4–6 kwietnia 2001, Materiały Posympozjalne, Opole–Wrocław, luty 2003, 97–111
- [14] *Bęben D., Mańko Z.*: Badania mostu drogowego wykonanego ze stalowych blach falistych typu Super Cor SC-56B pod obciążeniem statycznym. I Sympozjum Naukowo-Techniczne “Diagnostyka i Badania Mostów”, Opole, 4–6 kwietnia 2001, Materiały Posympozjalne, Opole–Wrocław 2003, 27–70
- [15] *Bednarek B., Janusz L., Mielnik Ł., Wysokowski A.*: Badania przepustu ze stalowych blach falistych o przekroju skrzynkowym w skali naturalnej. Analiza porównawcza wartości naprężeń w ścianie konstrukcji w trakcie wypełniania zasypką gruntową oraz pod obciążeniem statycznym. II Sympozjum Naukowo-Techniczne “Badania i Diagnostyka Mostów”, Opole, 9–11 kwietnia 2003, 23–29
- [16] *Madaj A., Janusz L., Vaslestad J.*: Badania ceglanoego przepustu wzmocnionego konstrukcją stalową z blach falistych. XI Seminarium “Współczesne Metody Wzmacniania i Przebudowy Mostów”, Poznań–Kiekrz, 26–27 czerwca 2001, 98–105
- [17] *Madaj A., Vaslestad J., Janusz L.*: Badania *in situ* przepustu stalowego z blach falistych użytego do przebudowy ramowego wiaduktu kolejowego. IX Seminarium “Współczesne Metody Wzmacniania i Przebudowy Mostów”, Poznań–Kiekrz, 8–9 czerwca 1999, 106–117

- [18] *Vaslestad J.*: Long-span Corrugated Steel Structure at Dover. Observations of Earth Pressure Stresses, Deformations and Temperature. Internal Report no. 1134, Norwegian Public Roads Administration, Norwegian Road Research Laboratory, Oslo 1987
- [19] *Vaslestad J.*: Long-term Behaviour of Flexible Large-span Culverts. Transportation Research Record no. 1231, Transportation Research Board, Washington D.C. 1990, 14–24
- [20] *Mccavour T. C., Byrne P. M., Morrison T. D.*: Long Span Reinforced Steel Box Culverts. Transport Research Board Committee A2C06, Culverts and Hydraulic Structures, Washington 1998
- [21] *Wysokowski A., Korusiewicz L., Kunecki B.*: Sprawozdanie z wykonanych badań dla konstrukcji przepustów w systemie MultiPlate i rur DV/AROT OPTIMA. Część I: MultiPlate (TW 26999/W-374), Instytut Badawczy Dróg i Mostów, Żmigród–Węglewo, 1999
- [22] *Madaj A., Bednarek B., Janusz L., Vaslestad J.*: Badania po roku eksploatacji współpracy konstrukcji stalowej z blach falistych zastosowanej do wzmocnienia przepustu stalowego. XIII Seminarium “Współczesne Metody Wzmocniania i Przebudowy Mostów”, Poznań–Kiekrz, 17–18 czerwca 2003, 173–181
- [23] *Bęben D., Mańko Z.*: Przebudowa betonowego przepustu okularowego na konstrukcję skrzynkową wykonaną ze stalowych blach falistych. Konferencja Naukowo-Techniczna “Postęp w Inżynierii Budowlanej i Drogowej na Terenach Wiejskich”, Zeszyty Naukowe Akademii Rolniczej we Wrocławiu, Wrocław–Oleśnica, 14–16 listopada 2001, (w druku)
- [24] *Bęben D., Mańko Z.*: Niezawodność konstrukcji mostowych wykonanych ze stalowych blach falistych usytuowanych na rzekach górskich. III Konferencja Naukowa “Bezpieczeństwo i Trwałość Budowli Wodnych”, Kamień Śląski, 27–29 maja 2002, 39–54
- [25] *Bęben D., Mańko Z., Truch J.*: Wzmocnienie ceglano-betonowego mostu łukowego za pomocą konstrukcji wykonanej ze stalowych blach falistych typu Multiplate. XII Seminarium “Współczesne Metody Wzmocniania i Przebudowy Mostów”, Poznań–Kiekrz, 11–12 czerwca 2002, 7–12
- [26] Zalecenia projektowe i technologiczne dla podatnych konstrukcji inżynierskich z blach falistych. IBDiM - Filia Wrocław, Ośrodek Badań Mostów, Betonów i Kruszyw, Żmigród 2004

## NORMY, APROBATY, WYTYCZNE, ROZPORZĄDZENIA

- PN-77/S-10040. Betonowe i żelbetowe konstrukcje mostowe. Wymagania i badania
- PN-82/S-10052. Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Projektowanie
- PN-85/S-10030. Obiekty mostowe. Obciążenia



PN-89/S-10050. Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Wymagania i badania

PN-91/S-10042. Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie

Handbook of Steel Drainage & Highway Construction Products (HSDHCP). American Iron and Steel Institute, Fifth Edition, Chicago 1994

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Standard Specifications for Highway Bridges, New York 2002

## **EXPERIMENTAL RESEARCH ON STEEL SHELL OF ROAD BRIDGE DURING BACKFILLING**

### **Abstract**

The paper presents results and conclusions of experimental research, which were conducted on a road bridge shell structure made of steel corrugated plates *Super Cor* SC-56B type during backfilling. The bridge was located in Gimån (Sweden). The conclusions drawn on the basis of performed testing can be helpful mostly for the assessment of behaviour of such type of steel-soil bridge structures under loads of backfilling. An application of such a type of structure is often considered in the case of small and middle effective span bridges. Conclusions based on conducted research can be generalized to the whole class of such structural solutions.

### **PODZIĘKOWANIA**

Autorzy artykułu wraz z ekipą naukowo-techniczną wykonali osobiście wszystkie badania tego obiektu wyjeżdżając czterokrotnie w okresie od 15 kwietnia do 21 sierpnia 2002 roku. Zespół badawczy serdecznie dziękuje Zarządowi Grupy ViaCon w Polsce i Szwecji za umożliwienie i dofinansowanie wykonanych badań.