



DAMIAN BĘBEN¹⁾
ZBIGNIEW MAŃKO²⁾

BADANIA STATYCZNE MOSTU DROGOWEGO WYKONANEGO ZE STALOWYCH BLACH FALISTYCH

STRESZCZENIE. W pracy przedstawiono nowy łukowy most drogowy wykonany ze stalowych blach falistych typu Multiplate V45 – położony na lokalnej drodze między Bystrzycą Kłodzką a Łądkiem Zdrój przez potok Pławna w Starym Waliszowie. Został on wybudowany w miejsce starego kamiennego łukowego mostu zniszczonego podczas powodzi w 1997 roku. Most stalowy jest posadowiony na dwóch ławach fundamentowych wykonanych z żelbetu. Rozpiętość teoretyczna przęsła nowego mostu wynosi 10,00 m, a światło pionowe 4,02 m. Przedstawiono także wyniki z badań przeprowadzonych na stalowym moście podczas próbnego obciążenia pod trzema schematami obciążenia po około czterech latach jego eksploatacji. Średnie wartości pomierzonych przemieszczeń i odkształceń (naprężeń normalnych) w wybranych elementach i punktach stalowej konstrukcji powłoki były znacznie mniejsze od wartości obliczonych od znanego tego samego obciążenia. Ze względu na coraz częstsze stosowanie w Polsce tego typu konstrukcji w przypadku mostów małych i średnich rozpiętości teoretycznych, wnioski z tych badań można uogólnić i odnieść do całej klasy takich rozwiązań.

1. WSTĘP

Od pewnego czasu na terenie całej Polski projektuje się i buduje coraz więcej małych mostów i przepustów o podatnej konstrukcji nośnej, wykonywanych ze stalowych

¹⁾ mgr inż. – Politechnika Krakowska i Politechnika Opolska

²⁾ dr hab. inż. – profesor Politechniki Wrocławskiej i Politechniki Opolskiej

blach falistych. W wyniku dwóch powodzi, które wystąpiły w latach 1997–1998 wiele obiektów mostowych uległo znacznym uszkodzeniom lub zostało całkowicie zniszczonych przez napierające masy wodne. Do ich odbudowy używano różnych rodzajów i typów konstrukcji mostowych, ale dość sceptycznie podchodzono do metody ich wzmacniania i budowy za pomocą konstrukcji powłokowych, wykonywanych ze stalowych arkuszy blach falistych. Jednak upór niektórych projektantów i przedstawicieli administracji mostowej doprowadził do realizacji kilku bardzo atrakcyjnych obiektów mostowych [1-5].

Do odbudowy mostów w sytuacjach, w których wymagany jest krótki czas budowy nadają się przede wszystkim konstrukcje podatne wykonywane ze stalowych blach falistych typu Multiplate i Super Cor o przekrojach w kierunku podłużnym takich jak skrzynkowy, łukowy, okrągły, eliptyczny, łukowo-kołowy czy gruszkowym posadowione na żelbetowych ławach fundamentowych lub bezpośrednio ułożone na gruncie, na specjalnie do tego celu wykonanej poduszce piaskowej lub betonowej [6].

Konstrukcje podatne wykonywane z blach falistych są stosowane do budowy mostów i przepustów już od końca XIX wieku. Technologia została opatentowana w 1886 roku w USA i od tego czasu nastąpił dynamiczny wzrost różnych zastosowań stalowych blach falistych w budownictwie komunikacyjnym w różnych częściach świata. Jednak jeszcze do dziś nie opracowano jednolitej metody obliczeniowej określającej w prosty sposób wymiarowanie tego rodzaju konstrukcji powłokowych.

W pracy omówiono przebieg i sposób przeprowadzenia badań doświadczalnych pod próbnym obciążeniem statycznym wraz z jednoczesnym przedstawieniem wyników obliczeń statyczno-wytrzymałościowych stalowego jednoprzęsłowego mostu drogowego wykonanego z arkuszy stalowych blach falistych typu Multiplate połączonych między sobą za pomocą śrub sprężających [5].

Celem próbnego obciążenia, zrealizowanego dopiero po upływie około czterech lat eksploatacji, było określenie zachowania się stosunkowo nowego mostu drogowego, usytuowanego nad potokiem Pławna w miejscowości Stary Waliszów i położonego w ciągu drogi powiatowej nr 45105 Bystrzyca Kłodzka – Łądek Zdrój w Kotlinie Kłodzkiej – pod znanym obciążeniem, dla stwierdzenia słuszności założeń przyjętych w obliczeniach i analizach statycznych oraz w projekcie próbnego obciążenia [6], a także określenie rzeczywistej – aktualnej nośności mostu. Były to badania kontrolne przeprowadzone zgodnie z aktualnymi przepisami branży mostowej (PN-77/S-10040, PN-82/S-10052, PN-85/S-10030, PN-89/S-10050 i PN-91/S-10042). Głównie analizy dotyczyły oceny rzeczywistych sztywności arkuszy blach falistych w ustroju jednoprzęsłowym oraz ustalenia szerokości płyty pomostowej (blachy falistej) współpracującej w przenoszeniu obciążeń, a w tym przypadku w szczególności rozdziału poprzecznego obciążeń na poszczególne fale blachy falistej. Miały one także potwierdzić prawidłowość wykonania konstrukcji przęsła oraz ław fundamentowych (podpór) tego mostu. Badania przeprowadzono w trzech przekrojach na długości przęsła pod obciążeniem symetrycznym i niesymetrycznym względem osi podłużnej mostu (trzy schematy obciążeń).

Sprecyzowane wnioski końcowe dotyczyły przede wszystkim potwierdzenia prawidłowości wydania decyzji o dopuszczeniu obiektu do normalnej eksploatacji na obciążenie według klasy C (300 kN) zgodnie z PN-85/S-10030 oraz wskazanie ewentualnych dodatkowych zaleceń powykonawczych i eksploatacyjnych.

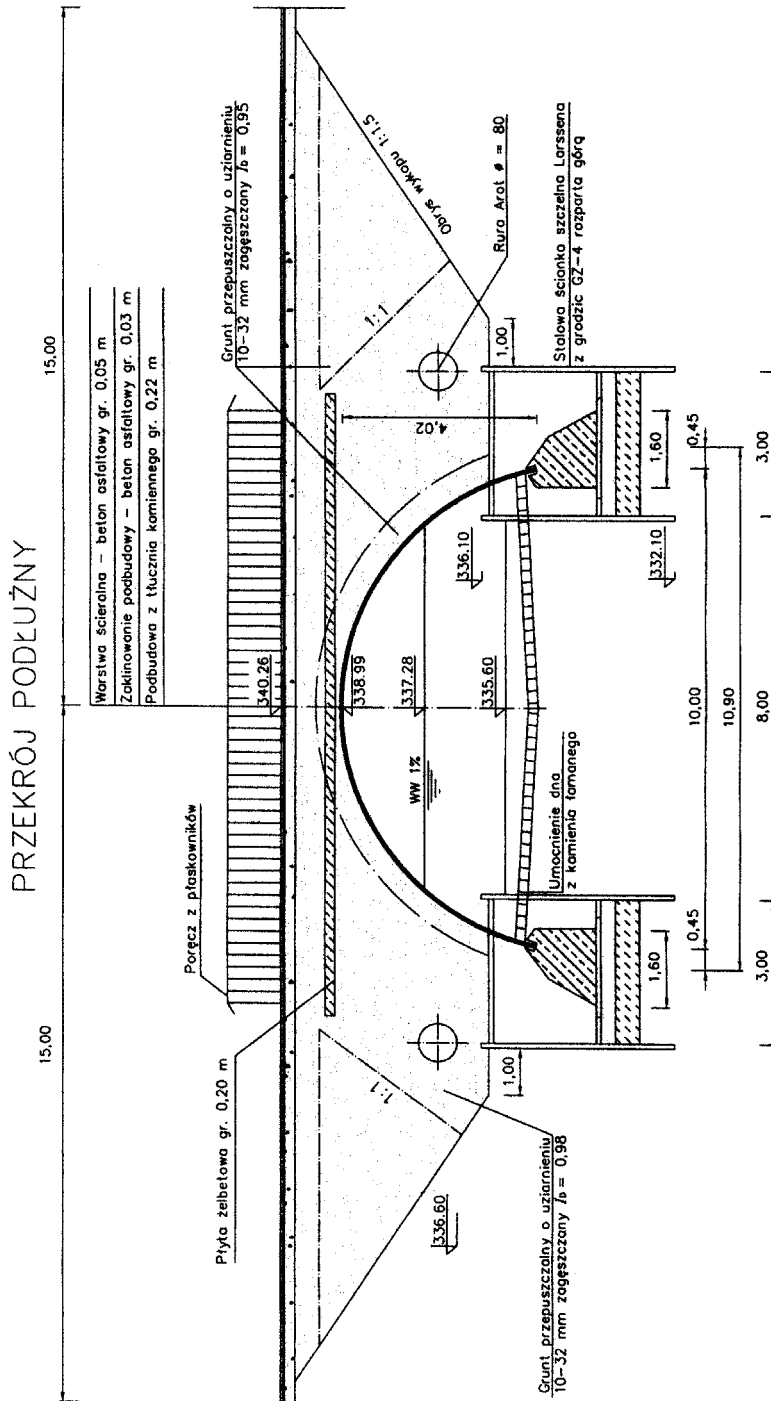
Ze względu na dość duże znaczenie obiektu w tym rejonie sieci drogowej oraz z uwagi na jego prototypowy charakter, a także jego wszechstronne przebadanie wraz ze szczegółową analizą przemieszczeń i odkształceń, wnioski z tych badań mogą być przydatne zarówno dla praktyki inżynierskiej, jak i dla tematyki badań doświadczalnych, zwłaszcza próbnych obciążeń stalowych mostów drogowych wykonanych z blach falistych i płaskich [1-13].

Ze względu na ważność położenia obiektu oraz fakt, że mostów stalowych o tego typu konstrukcji przeszło i o stosunkowo dużych rozpiętościach teoretycznych buduje się w Polsce i Europie niewiele, rozszerzono pierwotny – rutynowy – zakres badań odbiorczych i kontrolnych obiektu o wszechstronne badania, także pod obciążeniem dynamicznym i eksploatacyjnym [5].

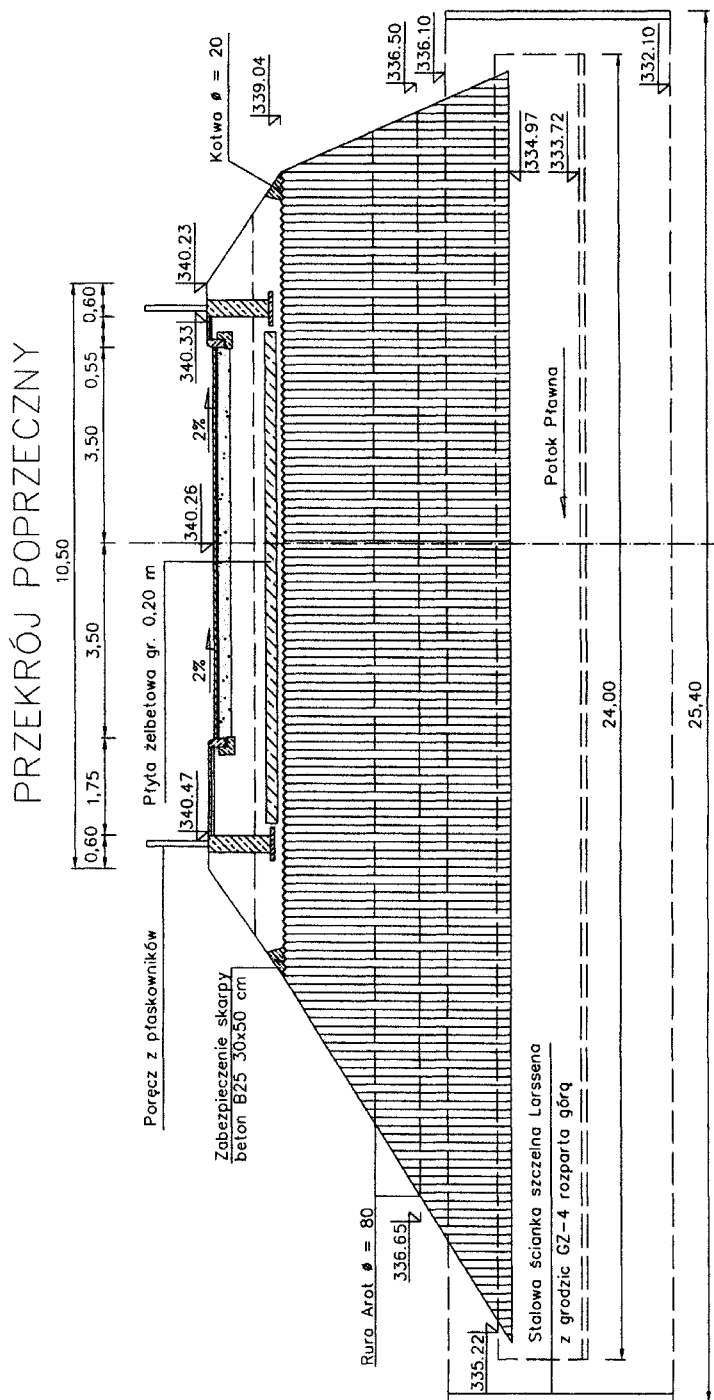
2. CHARAKTERYSTYKA MOSTU O KONSTRUKCJI TYPU MULTIPLATE V45

Istniejący przed powodzią (lipiec 1997 r.) stary kamienny most sklepiony został uszkodzony w wyniku wystąpienia wielkiej wody, która podmyła jeden z jego przyczółków i spowodowała osunięcie się części przęsła tego obiektu do potoku. Odbudowę mostu zaproponowano z wykorzystaniem konstrukcji powłokowej – podatnej – wykonanej ze stalowych ocynkowanych blach falistych typu Multiplate V45 (rys. 1). Most ten w przekroju podłużnym stanowi ustrój statyczny w postaci jedno-przęsłowej sztywno utwierdzonej konstrukcji łukowej o rozpiętości teoretycznej przęsła $l_t = 10,00$ m oraz świetle pionowym równym 4,02 m. Powierzchnia przekroju nowo wybudowanego mostu równa jest około 30 m^2 (rys. 2) [5].

W przekroju poprzecznym mostu przęsło składa się ze stalowych arkuszy blachy faliastej o grubości 3 mm i wymiarach fali 50×150 mm, połączonych ze sobą za pomocą śrub sprężających M20 klasy SB 8.8 (według norm szwedzkich) [6] i [11]. Obiekt ten w stosunku do osi drogi usytuowany jest w dość dużym skosie wynoszącym $58,81^\circ$, co miało zasadniczy wpływ na jego długość dołem, jak i górą. Konstrukcja stalowa została oparta na dwóch żelbetowych ławach fundamentowych wykonanych z betonu klasy B30 umieszczonych w ściankach szczelnych typu Larssena i stężona od góry (usztywniona) na końcach żelbetowymi wieńcami obwodowymi o wymiarach $0,30 \times 0,50$ m (rys. 2). Wykończenie mostu zaprojektowano w postaci żelbetowych wieńców oraz obustronnych ściąg śkarp w stosunku 1 : 1,5, obsianych trawą (rys. 3).



Rys. 1. Przekrój podłużny mostu o konstrukcji wykonanej ze stalowych blach falistych typu Multiplate V45 położony nad potokiem Pławna w miejscowości Stary Wallszów
 Fig. 1. Longitudinal section of the bridge structure made of steel corrugated plates Multiplate V45 type located across the Pławna stream in Stary Wallszów



Rys.2. Przekrój poprzeczny mostu o konstrukcji wykonanej ze stalowych blach falistych typu Multiplate V45
 Fig.2. Cross section of the bridge structure made of steel corrugated plates Multiplate V45 type



Rys.3. Widok z boku na konstrukcję mostu wykonanego z blach falistych typu Multiplate V45 od strony dolnej wody

Fig.3. Side view of the bridge structure made of steel corrugated plates Multiplate V45 type from the side of the tailwater

Powierzchnie stalowych blach falistych konstrukcji powłoki zostały standardowo pokryte w wytwórni po obu ich stronach cynkiem o grubości równej $85 \mu\text{m}$ i dodatkowo zabezpieczone farbą epoksydową o grubości warstwy równej $200 \mu\text{m}$ na zewnętrznych częściach wlotu i wylotu do wysokości około 1,50 m. Po obu stronach mostu zaprojektowano po dwa przepusty wykonane z rur polietylenowych PEHD, jeden o średnicy równej $\phi = 1000 \text{ mm}$, natomiast drugi o średnicy $\phi = 500 \text{ mm}$, odciążające i zwiększające przepływ wody w potoku w czasie wiosennych roztopów lub w razie znacznego podwyższenia poziomu wody w górskiej rzece oraz stanowiące punkty głównego działania wody w przypadkach katastrofalnych. Dopuszcza się wtedy zniszczenie zasypki gruntowej w zamian za pozostawienie stalowego płaszcza konstrukcji. Na wlocie i wylocie mostu zaprojektowano żelbetowe mury oporowe ułatwiające odpowiednie skierowanie przepływającej wody przez obiekt oraz w celu zabezpieczenia podpór (ław fundamentowych) przed ewentualnym ich podmyciem [5].

W trakcie realizacji obiektu (1998 r.) zaistniała także konieczność znacznego zmniejszenia grubości projektowanego naziomu gruntu nad konstrukcją stalową z 1,22 m na 0,65 m. Spowodowało to potrzebę zastosowania żelbetowej płyty odciążającej stalową konstrukcję powłoki, którą ułożono 0,10 m nad blachami falistymi w kluczu obiektu. Płyta żelbetowa ma grubość 0,20 m i jest zbrojona dołem siatką wykonaną z prętów żebrowanych o średnicy $\phi = 12$ mm w rozstawie co 0,25 m. Płyta sięga po około 1,50 m poza obrys przekroju podłużnego z obu stron konstrukcji obiektu, a w przekroju poprzecznym obejmuje całą szerokość jezdni wraz z chodnikiem dla pieszych, co powoduje rozłożenie obciążenia pochodzącego od kół samochodowych na znacznie większą powierzchnię, i tym samym zmniejszenie nacisku jednostkowego pochodzącego od przejeżdżających pojazdów na nową konstrukcję stalową.

W pierwszym etapie prac budowlanych rozebrano i usunięto stary uszkodzony obiekt, a następnie przystąpiono do wykonywania robót ziemnych i fundamentowych. W międzyczasie, w trakcie prowadzenia robót, na wskutek przejścia ponownej (drugiej) wysokiej fali powodziowej, wystąpiła konieczność betonowania etapowego. Pozwoliło to na montaż stalowej konstrukcji powłokowej w gnieździe fundamentów. Składała się ona w górnej części przęsła z 6 blach falistych, które były wstępnie łączone ze sobą poza obiektem (tzw. mała prefabrykacja).

Po zmontowaniu elementów powłoki i zespoleniu ich ze sobą dokończono betonowanie łąw fundamentowych. Blachy faliste zostały połączone ze sobą śrubami sprężającymi momentem skręcającym o wielkości 400 Nm. Zasypkę obiektu wykonano z gruntu przepuszczalnego o uziarnieniu 10–32 mm układaną warstwami o grubościach 0,15–0,30 m i stopniu zagęszczenia $I_D = 0,95$ dla gruntu stykającego się bezpośrednio z konstrukcją stalową oraz $I_D = 0,98$ dla pozostałej części gruntu (według standardowego badania Proctora).

Montaż konstrukcji przęsła mostu trwał tylko osiem dni i pracowało przy nim jedynie pięciu pracowników oraz jeden operator dźwigu o małym udźwigu. Całość robót nadzorowana była ze strony inwestora oraz dostawcy konstrukcji stalowej [2].

Do wykonania stalowej konstrukcji powłoki mostu typu Multiplate użyto stali konstrukcyjnej odpowiadającej parametrom wytrzymałościowym polskiej stali St3M, która miała granicę plastyczności około 275–380 MPa. Podstawowe wymiary mostu przedstawiono na rysunkach 1 i 2, a jego widok z boku przed badaniami na rysunku 3.

3. ZAKRES BADAŃ MOSTU POD OBCIĄŻENIEM STATYCZNYM

Do realizacji badań doświadczalnych pod próbnym obciążeniem statycznym (i dynamicznym) obiektu użyto dwóch samochodów obciążających marki Jelcz Steyr i Kamaz 5511. Łączny ciężar obu samochodów wynosił ponad 500 kN. Każdorazowo użyto maksymalnej mieszczącej się na badanym przęsle liczby pojazdów, o możliwie największych dopuszczalnych naciskach na osie, tak ustawionych w kierunku poprzecznym i podłużnym przęsła, aby wywoływały maksymalne wielkości ugięć i

odkształceń w badanych przekrojach konstrukcji mostu. Pojazdy ustawiono także symetrycznie, aby w przekroju poprzecznym przęsła uzyskać zbliżone wyężenie w elementach blach falistych. Ponadto sprawdzono, w jakiej proporcji ujawniają się efekty pochodzące od obciążenia próbnego do efektów wywołanych obciążeniem normowym według obecnie obowiązującej klasy obciążeń C (PN-85/S-10030). Stosunek momentów zginających przęsłowych od obciążenia próbnego do momentów zginających od obciążeń użytkowych ruchomych wynosił około 65–70%. Wielkość tego obciążenia uznano za miarodajną w stosunku do odpowiednich przepisów mostowych (PN-82/S-10052, PN-91/S-10042).

Zmienione zostały nie tylko typy pojazdów użyte do badań, ale również naciski ich osi w stosunku do pierwotnie zaplanowanych w projekcie próbnego obciążenia [5], ponieważ zostały przeciążone w stosunku do dopuszczalnej ich ładowności. Zważone naciski osi przednich i tylnych nie dawały w sumie ciężaru całkowitego samochodów, łącznie z ładunkiem, lecz go znacznie przewyższały. Dlatego też powstałe różnice rozdzielono proporcjonalnie do nacisków wynikających z charakterystyki technicznej pojazdu w zakresie jego ładowności. Wielkości nacisków na poszczególne osie przedstawiono w tablicy 1, w której w górnych wierszach dla poszczególnych samochodów podano naciski wynikające z ważenia, natomiast w dolnych – ciężary wynikające z rozkładu ładowności na poszczególne osie. Stwierdzono zatem dość znaczne różnice w otrzymanych naciskach, przy czym do obliczeń przyjęto wielkości uzyskane z ważenia, a więc po stronie bezpieczeństwa konstrukcji, gdyż osie tylne o większych ciężarach ustawione zostały podczas badań w przekrojach krytycznych przęsła. Tak duże różnice w ciężarach dostarczonych do badań samochodów w stosunku do ciężarów przyjętych w programie próbnego obciążenia wymusiły przeprowadzenie ponownych obliczeń spodziewanych wielkości statycznych (naprężeń normalnych i przemieszczeń) [5]. Z drugiej jednak strony mając do dyspozycji tak mocno przeciążone samochody można było uzyskać przy ich wykorzystaniu znacznie większe efekty dynamiczne.

Tablica 1. Naciski w [kN] na poszczególne osie i koła samochodów obciążających użytych podczas badań

Table 1. Loads in [kN] on axels and wheels of the vehicles used in tests

Marka samochodu	Ciężar całkowity	Naciski na osie		Nacisk na koło	
		tylne	przednią	tylne	przednie
Jelcz Steyr (DKLL 997)	279,00	234 = 2×117,00	45,00	58,50	22,50
		205 = 2×102,50	74,00	51,25	37,00
Kamaz 5511 (WYB 3750)	221,00	181 = 2×90,50	40,00	45,25	20,00
		159 = 2×79,50	62,00	39,75	31,00

Przewidziano przeprowadzenie badań w pełnym zakresie statycznym, obejmujących pomiary zarówno przemieszczeń wybranych punktów w kilku przekrojach konstrukcji, jak i odkształceń (a pośrednio naprężeń normalnych). Zrezygnowano z przeprowadzenia precyzyjnych pomiarów osiadań ław fundamentowych (podpór) na rzecz kontrolnych pomiarów wykonanych niwelatorem, ponieważ dla tego typu obiektu nie miało to już zbyt dużego znaczenia, ponieważ ewentualne jego osiadania można było uznać, że zostały już dokonane (cztery lata eksploatacji), tym bardziej, że przed zasadniczymi badaniami mostu pod obciążeniem statycznym nie było widać żadnych odchyleń lub nieprawidłowości w jego zachowaniu i pracy, zwłaszcza, że rodzimym podłożem jest skała.

Zrealizowano trzy schematy obciążeń (rys. 4–6), tj. jeden niesymetryczny (ustawienie obu samochodów przy jednym krawężniku od strony górnej wody – schemat I) oraz dwa symetryczne względem osi podłużnej mostu (schemat II – ustawienie dwóch samochodów w taki sposób, aby ich oś znajdowała się w osi podłużnej mostu, a tylne burty samochodów stykały się nad środkiem rozpiętości teoretycznej mostu i schemat III – ustawienie samochodów po obu stronach osi podłużnej mostu przesunięte względem siebie tak, aby tylne osie obu samochodów znajdowały się w środku rozpiętości teoretycznej).



Rys.4. Widok od czoła na most od strony miejscowości Bystrzyca Kłodzka podczas wykonywania badań (I schemat obciążenia)
Fig.4. Front view of the bridge from the side of Bystrzyca Kłodzka during testing (load scheme I)



Rys.5. Widok z boku od strony dolnej wody na most podczas wykonywania badań (II schemat obciążenia)

Fig.5. Side view of the bridge during testing (load scheme II)



Rys.6. Widok od czoła na samochody obciążające most podczas wykonywania badań (III schemat obciążenia)

Fig.6. Front view of the loading vehicles on the bridge during testing (load scheme III)

Po wykonaniu badań pod znanym obciążeniem zdemontowano rusztowania umieszczone pod konstrukcją mostu w nurcie potoku służące do pomiarów przemieszczeń stalowej powłoki (rys. 7). Ponadto dokonano sprawdzenia istniejącego stanu technicznego konstrukcji przęsła, jak i podpór mostu, przed, w trakcie i po próbnym obciążeniu statycznym (i dynamicznym) wg PN-82/S-10052 oraz PN-91/S-10042.



Rys.7. Widok do wnętrza stalowej konstrukcji obiektu wraz z umieszczonymi na rusztowaniach czujnikami przemieszczeń
Fig.7. Inside view of the steel structure and the stand supporting dial gauges

Badania wykonano na bazie dwóch układów pomiarowych służących do pomiaru odkształceń oraz przemieszczeń pionowych (ugięć). Ogólny schemat układu pomiarowego składał się z trzech zasadniczych bloków: pomiarowego, systemu kontrolno-pomiarowego i rejestracji wyników.

Dla każdego schematu obciążeń przewidziano pomiary następujących wielkości:

- przemieszczeń poziomych i pionowych (ugięć) wybranych punktów konstrukcji stalowej w poszczególnych przekrojach w przęsle, a więc w środku oraz w 1/3 i 2/3 rozpiętości teoretycznej,
- odkształceń (pośrednio naprężeń normalnych) w poszczególnych wybranych przekrojach blach falistych (w środku oraz w 1/3 i 2/3 rozpiętości teoretycznej),

- osiadań ław fundamentowych w okresie czterech lat eksploatacji oraz podczas badań,
- efektów oddziaływań dynamicznych na wielkości przemieszczeń (ugięć) blach falistych i odkształceń w wybranych przekrojach poprzecznych.

Do pomiaru odkształceń zastosowano metodę tensometrii elektrooporowej. W badaniach użyto odpowiednio wystarczonych – dla uzyskania lepszej stabilności – czujników typu RL 20/120 produkcji krajowej. Czujniki tego typu miały bazę pomiarową równą 20 mm, oporność $R = 120,6 \Omega \pm 0,2 \Omega$ i stałą $k = 2,15 \pm 0,5\%$. Wylimitowanie wpływu zmian warunków atmosferycznych (głównie temperatury) uzyskano przez zastosowanie tensometrów kompensacyjnych we wszystkich punktach pomiarowych.

Do pomiaru przemieszczeń (ugięć) ustroju nośnego użyto ośmiu czujników zegarowych oraz siedmiu czujników indukcyjnych typu WT50S o dokładności odczytu 1×10^{-5} m połączonych za pomocą kabli pomiarowych z mostkiem UPM-60 firmy Hottinger i do sześciokanałowego wzmacniacza pomiarowego KWS 673.A7, z którego wyjściowy sygnał napięciowy kierowano równocześnie na wejście wielopunktowego urządzenia pomiarowego typu UPM-60 oraz na wejścia ośmiokanałowego rejestratora szybkopiszącego typu 330-P/8. Do pomiarów przemieszczeń użyto wzmacniacza typu CF511 i miernika wielkości mechanicznych typu Metex. Zastosowane urządzenia pomiarowe pozwalały na równoczesną rejestrację w sposób ciągły i trwały na papierze rejestrującym oraz na komputerze przebiegów odkształceń z 8 punktów pomiarowych oraz przebiegów czasowych przemieszczeń (ugięć) z dwóch różnych punktów pomiarowych konstrukcji. Istniała także możliwość regulacji przesuwu taśmy w sposób skokowy od 0,5 do 10 mm/s, a także częstotliwości mierzonej wartości odkształceń zapisywanych na dyskietkach. Dlatego też można było stosunkowo dokładnie odczytać czas trwania odkształcenia lub przemieszczenia. Czujniki te mocowane były za pomocą specjalnych statywów na rusztowaniach warszawskich, które następnie umieszczono w nurcie potoku (rys. 7).

Przed rozpoczęciem badań odpowiednie tory pomiarowe w urządzeniach rejestrujących kalibrowano w ten sposób, że poszczególnym przetwornikom zadawano określoną wartość przemieszczenia, tj. np. 30 mm. Pierwsze wskazania, tzw. odczyty zerowe, na urządzeniach pomiarowych wykonano jeszcze przed wprowadzeniem obciążenia na przęsło. Po wprowadzeniu obciążenia balastującego przeprowadzono dalsze odczyty na wszystkich urządzeniach pomiarowych co 10 minut przez okres co najmniej 30 minut i po odciążeniu aż do czasu ustabilizowania się odczytów. Jeżeli różnica pomiędzy dwoma następującymi po sobie odczytami była większa niż 2%, to należało obciążenie tak długo utrzymywać na przęsle, aż warunek ten został spełniony (PN-82/S-10052, PN-85/S-10030 i PN-91/S-10042). Podobnie wykonano odczyty na urządzeniach pomiarowych po odciążeniu przęsła, tj. co 10 minut przez okres 20 minut. Takich odczytów wykonano co najmniej trzy. Różnice pomiędzy ostatnimi odczytami na czujnikach zegarowych (lub indukcyjnych) i tensometrycznych po

odciążeniu a początkowymi dawały wielkości ugięć (odkształceń) trwałych, a różnice pomiędzy ugięciami (odkształceniami) całkowitymi a trwałymi stanowiły ugięcia (odkształcenia) sprężyste.

Stanowisko pomiarowe zostało umieszczone pod przęsłem w suchym miejscu, co chroniło je przed opadami deszczu [5]. Wszystkie urządzenia pomiarowe oraz sprzęt pomocniczy przetransportowane zostały na miejsce badań samochodem dostawczym i były przechowywane w nim podczas pomiarów. Całość urządzeń w sposób kompleksowy była zdalnie sterowana z jednego stanowiska pomiarowego, z możliwością manualnej obsługi w czasie bezpośredniego nadzoru.

4. OCENA DOKŁADNOŚCI PRZEPROWADZONYCH POMIARÓW

4.1. PRZEMIESZCZENIA W WYBRANYCH PRZEKROJACH STALOWEJ KONSTRUKCJI POWŁOKI

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

$$\delta_f = \sqrt{\delta_1^2 + \delta_2^2 + \delta_3^2 + \delta_4^2} = \sqrt{0,02^2 + 0,01^2 + 0,025^2 + 0,005^2} = \pm 3,39\% \quad , \quad (1)$$

w którym odpowiednio:

$\delta_1 = 2,0\%$ – błąd przetwornika przemieszczenia,

$\delta_2 = 1,0\%$ – błąd jednostki wyrównawczej przełącznika,

$\delta_3 = 2,5\%$ – błąd wzmacniacza pomiarowego (mostka),

$\delta_4 = 0,5\%$ – błąd kalibracji.

4.2. ODKSZTAŁCENIA W ELEMENTACH STALOWEJ KONSTRUKCJI POWŁOKI

Prawdopodobny błąd pomiaru odkształceń δ_e w stalowej konstrukcji powłoki przy najniekorzystniejszym zestawieniu aparatury wyznaczono ze wzoru (2):

$$\delta_e = \sqrt{\delta_5^2 + \delta_6^2 + \delta_7^2 + \delta_8^2} = \sqrt{0,02^2 + 0,01^2 + 0,025^2 + 0,02^2} = \pm 3,91\% \quad , \quad (2)$$

w którym odpowiednio:

$\delta_5 = 2,0\%$ – błąd tensometru,

$\delta_6 = 1,0\%$ – błąd jednostki wyrównawczej przełącznika,

$\delta_7 = 2,5\%$ – błąd wzmacniacza pomiarowego,

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

5. WYNIKI POMIARÓW I OBLICZEŃ PRZEMIESZCZEŃ PIONOWYCH I ODKSZTAŁCEŃ

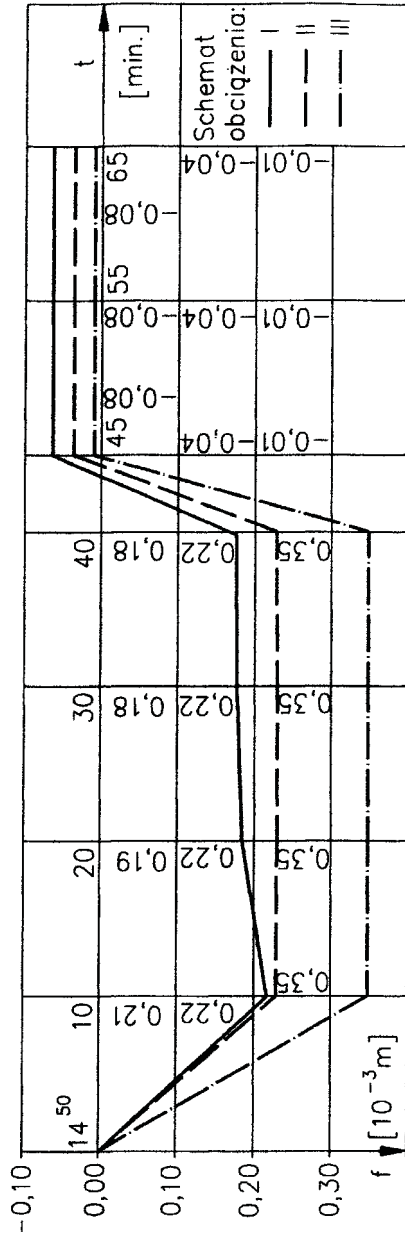
5.1. OBLICZENIE WIELKOŚCI PRZEMIESZCZEŃ PIONOWYCH I ODKSZTAŁCEŃ

W projekcie próbnego obciążenia rzędne linii wpływu momentów zginających i ugięć (przemieszczeń pionowych) w poszczególnych przekrojach stalowej konstrukcji powłoki wykonanej z blach falistych obliczono na komputerze PC za pomocą programu Cosmos dla trzech schematów obciążeń. W obliczeniach spodziewanych wielkości ugięć f , odkształceń ε i naprężeń normalnych σ wykorzystano linie wpływu rozdziału poprzecznego obciążeń na poszczególne przekroje blachy falistej. Obliczenia wykonano dla rzeczywistych ustawień i nacisków poszczególnych osi obu pojazdów obciążających. Ponadto, rzędne linii wpływu pod osiami odczytywano bezpośrednio z wydruków komputerowych unikając w ten sposób zbędnej i niezwykle pracochłonnej, a także mniej dokładnej, interpolacji rzędnych.

Wykonane obliczenia zweryfikowano przy użyciu programu komputerowego Robot Millennium przy założeniu rzeczywistych parametrów wytrzymałościowych zastosowanej stali i gruntu zasypowego oraz żelbetowej płyty odciążającej. Występujące dość znaczne różnice w otrzymanych rezultatach z obliczeń w porównaniu z wynikami badań doświadczalnych tkwią w obliczeniach oraz w tym, że niezwykle trudno jest określić w przyjętym modelu obliczeniowym zakres i wielkość współpracy (interakcji) konstrukcji stalowej powłoki z otaczającym ją gruntem zasypowym, a w tym przypadku – szczególnie, ponieważ badania wykonywano po okresie około czterech lat intensywnej eksploatacji oraz z powodu zastosowania dodatkowo sztywnej płyty w jezdni drogi.

5.2. PRZEMIESZCZENIA PIONOWE WYBRANYCH PUNKTÓW POWŁOKI

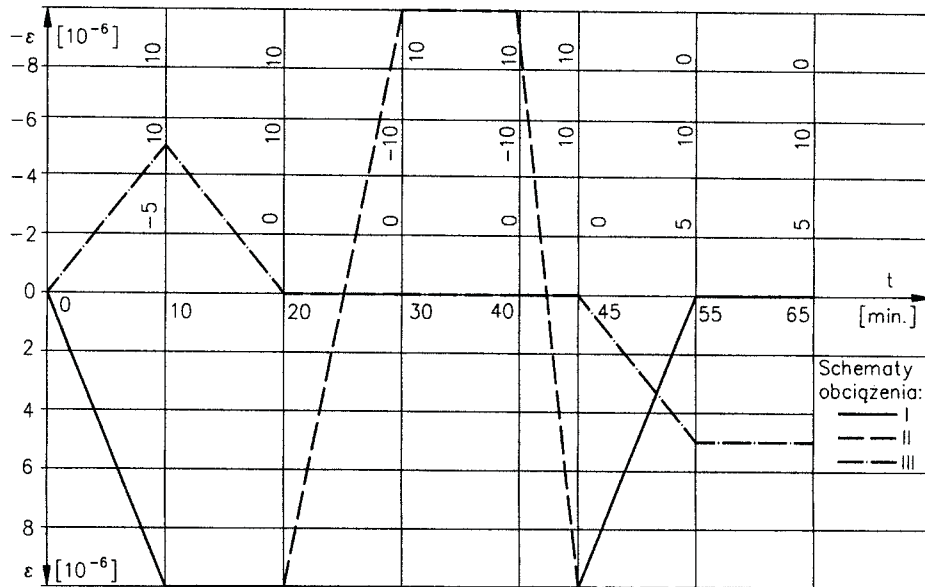
W celu przeprowadzenia wnikliwej analizy otrzymanych wyników pokazano na wykresach przebiegi czasowe przemieszczeń pionowych w wybranych przekrojach stalowej konstrukcji powłoki [5]. Na rysunku 8 pokazano przykładowe przemieszczenia w czasie dla czujnika zegarowego nr 7 od trzech schematów obciążenia. Wykresy maksymalnych przemieszczeń pionowych w kierunku poprzecznym przeszła przedstawiono na rysunku 9.



Rys.8. Wykresy przemieszczeń pionowych w czasie w wybranym punkcie stalowej konstrukcji powłoki w połowie przęsła (czujnik zegarowy nr 7) od trzech schematów obciążeń I, II i III
 Fig.8 Graphs of vertical displacements in time measured in the selected point of steel structure of shell in the midspan (dial gauge no. 7) resulting from three load schemes I, II and III

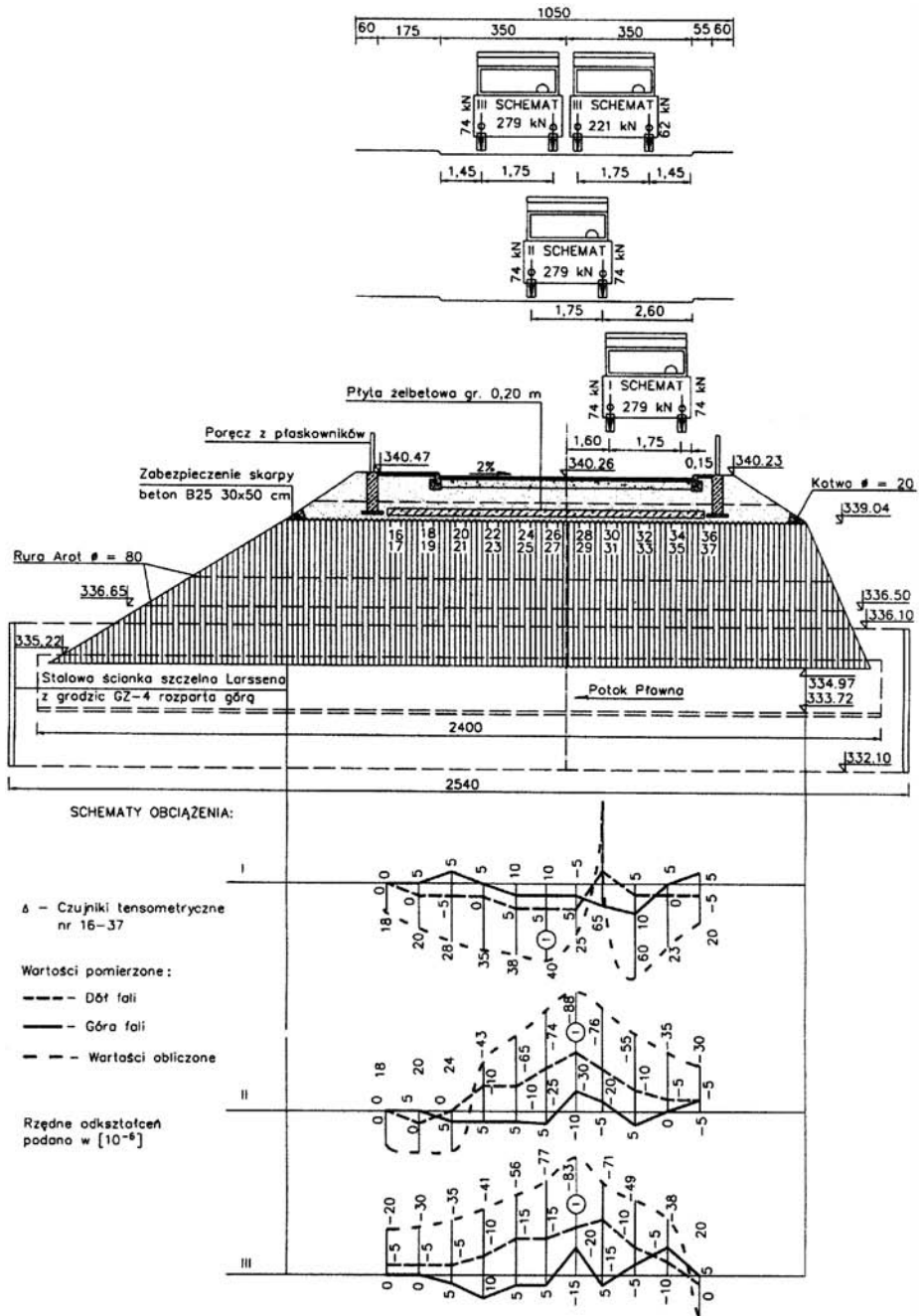
5.3. ODKSZTAŁCENIA W WYBRANYCH PUNKTACH I PRZEKROJACH POWŁOKI

Na rysunku 10 zaprezentowano przykładowe wykresy odkształceń wybranego punktu pomiarowego (czujnik tensometryczny nr 26) położonego na stalowej konstrukcji powłoki w czasie od trzech schematów obciążenia, natomiast wykresy maksymalnych odkształceń w kierunku poprzecznym przęsła przedstawiono na rysunku 11. Potrzebne do analizy otrzymanych wyników odczyty początkowe, maksymalne i końcowe dla wszystkich punktów pomiarowych zestawiono w pracy [5].



Rys.10. Wykresy odkształceń w czasie w wybranym punkcie stalowej konstrukcji powłoki (czujnik tensometryczny nr 26) od trzech schematów obciążeń I, II i III

Fig.10. Graphs of strains in time in the selected point of steel structure of shell (strain gauge no. 26) resulting from three load schemes I, II and III



Rys.11. Wykresy maksymalnych odkształceń w wybranych punktach stalowej konstrukcji powłoki w kierunku poprzecznym przęsła dla trzech schematów obciążeń I, II i III
 Fig.11. Graphs of maximum strains in the selected points of the steel structure of shell in the transverse direction of the span resulting from three load schemes I, II and III

6. ANALIZA OTRZYMANYCH WYNIKÓW

6.1. OCENA BADAŃ

Warunkiem pozytywnej oceny wyników uzyskanych z przeprowadzonych badań pod próbnym obciążeniem statycznym według obowiązujących przepisów dla typowych mostów stalowych (PN-82/S-10052, PN-89/S-10050 i PN-91/S-10042) jest, aby:

- obliczone i pomierzone wartości przemieszczeń i odkształceń były zbliżone do siebie,
- w efekcie przeprowadzonych badań nie wystąpiły uszkodzenia elementów konstrukcyjnych lub ich połączeń,
- konstrukcja powłoki stalowej odkształcała się sprężysto w zakresie dopuszczalnych przemieszczeń od obciążeń zbliżonych do obciążeń normowych oraz aby nie przekraczały one wartości ugięć obliczonych teoretycznie,
- trwałe ugięcia (przemieszczenia) ustroju nośnego wynosiły nie więcej niż 25% wartości ugięć sprężystych.

6.2. PRZEMIESZCZENIA WYBRANYCH PUNKTÓW W PRZEKROJACH POWŁOKI

Analizując otrzymane pomierzone wartości przemieszczeń pionowych w wybranych punktach i przekrojach stalowej konstrukcji powłoki mostu wykonanej z blach falistych typu Multiplate V45 stwierdzono, że były one znacznie mniejsze od spodziewanych (obliczeniowych) uzyskanych dla tych samych znanych obciążeń, przy czym każdorazowo miały one charakter sprężysty. Dotyczyło to wszystkich analizowanych przekrojów i to dla trzech różnych zrealizowanych schematów obciążeń (tabl. 2).

Stwierdzone w czasie wykonywania pomiarów różnice pomiędzy odczytami początkowymi i końcowymi (przemieszczenia trwałe) nie były w przybliżeniu jednokowe we wszystkich rozpatrywanych przekrojach dla trzech schematów obciążeń, a samo odprężanie stalowej konstrukcji nośnej trwało znacznie dłużej w porównaniu z tradycyjnymi obiektami stalowymi lub betonowymi. Świadczyć to może o tym, że pochodziły one raczej od ewentualnych nieznaczących błędów odczytów oraz błędów urządzeń pomiarowych lub częściowo od ewentualnych osiadań ław fundamentowych, a tylko w minimalnym stopniu od przemieszczeń trwałych ustroju nośnego tego typu konstrukcji, ponieważ arkusze blachy falistej, połączone między sobą za pomocą śrub sprężających, nie powinny wykazywać większych przemieszczeń trwałych.

Różnice w ugięciach sprężystych ustroju nośnego w porównaniu z wartościami obliczeniowymi były dość duże, gdyż stosunek pomierzonych całkowitych przemieszczeń pionowych do obliczonych teoretycznie był zawsze znacznie mniejszy od

jedności we wszystkich analizowanych punktach i przekrojach przęśła (tabl. 2). Ponadto, wartości ugięć obliczeniowych otrzymano przy przyjęciu najniekorzystniejszego założenia odnośnie sztywności poszczególnych blach falistych w konstrukcji powłoki, tj. bez uwzględnienia współpracy żelbetowej płyty odciążającej oraz z jej współpracą. Przeprowadzono również obliczenia wielkości ugięć przy przyjęciu bardziej przybliżonych do rzeczywistych sztywności zaprojektowanych elementów z wyróżnieniem m.in. poszczególnych warstw zasypki, a przede wszystkim uwzględniających sztywną płytę żelbetową ułożoną w kluczu powłoki. Z obliczeń otrzymano wartości ugięć znacznie mniejsze, tym samym bardziej zbliżone do uzyskanych z pomiarów, więc korzystniejsze i właściwsze z punktu widzenia analizy porównawczej [5].

Tablica 2. Wielkości maksymalnych ugięć i odkształceń w wybranych punktach stalowej konstrukcji powłoki dla trzech schematów obciążeń I, II i III
Table 2. The maximum deflection and the maximum strain in the selected points of the steel structure shell resulting from three load schemes I, II and III

Wielkości	Numery czujników	Schematy obciążenia								
		I			II			III		
		f_p	f_o	f_p / f_o	f_p	f_o	f_p / f_o	f_p	f_o	f_p / f_o
Ugięcia [10 ⁻³ m]	8	0,32	1,50	0,2133	0,19	1,58	0,1202	0,32	1,69	0,1893
	9	0,27	1,26	0,2142	0,22	1,35	0,1629	0,35	1,77	0,1977
	10	0,26	1,55	0,1777	0,24	1,39	0,1726	0,29	1,75	0,1657
	11	0,25	1,48	0,1689	0,22	1,78	0,1235	0,30	1,65	0,1818
	12	0,21	1,28	0,1640	0,19	1,68	0,1130	0,26	1,85	0,1405
Odkształcenia [10 ⁻⁶]		ε_p	ε_o	$\varepsilon_p / \varepsilon_o$	ε_p	ε_o	$\varepsilon_p / \varepsilon_o$	ε_p	ε_o	$\varepsilon_p / \varepsilon_o$
	30	5	48	0,1041	20	76	0,2631	15	56	0,2678
	31	10	60	0,1666	5	43	0,1162	5	41	0,1219
	28	10	65	0,1538	30	88	0,3409	20	77	0,2597
	29	5	40	0,1250	10	65	0,1538	15	71	0,2112
	24	10	38	0,2631	25	74	0,3378	15	83	0,1807
	25	5	35	0,1428	5	55	0,0909	5	49	0,1020
Oznaczenia: (f_p i ε_p) pomierzone i (f_o i ε_o) obliczone ugięcia i odkształcenia										

Największe przemieszczenia pionowe (ugięcia) konstrukcji powłokowej uzyskano od III schematu obciążeń, tj. przy ustawieniu dwóch samochodów w środku rozpiętości teoretycznej przęsła (równolegle obok siebie) i w taki sposób, aby jego oś podłużna znajdowała się pomiędzy dwiema tylnymi osiami kół samochodów (z uwzględnieniem faktu, że obiekt położony jest w dość dużym skosie). Maksymalne przemieszczenia o wielkości $0,35 \times 10^{-3}$ m występowały bezpośrednio pod kołami samochodów. W I schemacie obciążeń, przy ustawieniu zestawu dwóch samochodów w odległości 0,15 m od krawężnika, największe przemieszczenia ustroju nośnego wynosiły $0,32 \times 10^{-3}$ m i umiejscowione były pod kołami samochodów obciążających. W II schemacie obciążeń, przy ustawieniu dwóch samochodów obciążających w środku rozpiętości teoretycznej przęsła (w kierunku podłużnym) i na środku jezdni obiektu (patrzac w kierunku poprzecznym drogi), ugięcia wynosiły $0,22 \times 10^{-3}$ m (tabl. 2), a ich koncentracja występowała także pod kołami samochodów obciążających (rys. 9).

6.3. ODKSZTAŁCENIA W ELEMENTACH BLACH FALISTYCH

Maksymalne odkształcenia, a tym samym naprężenia normalne, uzyskano od II schematu obciążeń przy ustawieniu dwóch samochodów obciążających w środku rozpiętości teoretycznej przęsła (w kierunku podłużnym) i na środku jezdni obiektu (patrzac w kierunku poprzecznym mostu). Wynosiły one jedynie około 30×10^{-6} , a ich koncentracja przebiegała w dolnych włóknach fal pod kołami samochodów. W III schemacie obciążeń, największe odkształcenia, uzyskane na podstawie pomiarów, wynosiły blisko 20×10^{-6} , a ich maksymalne wielkości występowały również w dolnych włóknach fal bezpośrednio pod kołami samochodów. Natomiast w I schemacie obciążeń największe wartości odkształceń wynosiły niespełna 10×10^{-6} i występowały zarówno w dolnych, jak i górnych włóknach fal (rys. 11 i tabl. 2) [5].

Obliczone na podstawie pomiarów odkształceń (rys. 10 i 11) naprężenia normalne w elementach blach falistych były zawsze mniejsze do naprężeń spodziewanych (obliczeniowych) we wszystkich analizowanych punktach i przekrojach na długości przęsła.

Odkształcenia, podobnie jak ugięcia (przemieszczenia pionowe), w stalowej powłoce w czasie badań pod próbnym obciążeniem powracały, w zasadzie, do pierwotnego położenia. Zachowanie się konstrukcji mostu podczas badań nie budziło żadnych większych zastrzeżeń. Takie stwierdzenie wynikało także z analizy rozkładów odkształceń w kilku przekrojach poprzecznych stalowej konstrukcji powłoki mostu, z liniowego ich rozkładu w przekrojach poprzecznych, a także z analizy współpracy poszczególnych arkuszy blach falistych między sobą oraz powłoki z otaczającym ją gruntem, której dokonano na podstawie oceny wykresów odkształceń i przemieszczeń pionowych (rys. 8–11).

Z porównania uzyskanych rezultatów wynika, że wielkości spodziewanych wartości odkształceń były znacznie większe od wartości odkształceń otrzymanych na podstawie pomiarów. Również w tym przypadku, podobnie jak w przypadku ugięć (przemieszczeń pionowych) powłoki stalowej, można mówić o występujących znacznych zapasach (rezerwach) nośności w tym obiekcie. Z wykresów odkształceń wynika, że:

- średnie wartości odkształceń (naprężeń normalnych) uzyskane z pomiarów były znacznie mniejsze od otrzymanych z obliczeń dla tych samych obciążeń,
- między odczytami początkowymi i końcowymi odkształceń, albo nie było istotnych różnic, albo były tak nieznaczne, że mieściły się one w granicach dokładności odczytów na mostku tensometrycznym.

7. PODSUMOWANIE I WNIOSKI KOŃCOWE

W wyniku przeprowadzonych badań pod próbnym obciążeniem statycznym mostu drogowego w Starym Waliszowie otrzymano wielkości przemieszczeń pionowych (ugięć) i odkształceń (pośrednio naprężeń normalnych) w wybranych punktach i przekrojach konstrukcji nośnej przęsła, które porównano z wielkościami obliczeniowymi. Ponadto doświadczenia praktyczne z różnych badań pod obciążeniem statycznym i dynamicznym wykonanych na innych obiektach złożonych ze stalowych blach falistych typu Multiplate lub Super Cor, m.in. w Polanicy Zdrój [10], Szczytnej Zdroju [7], Gimån w Szwecji [9], a także poczynione w trakcie tych badań obserwacje pracy takich konstrukcji mostów, jak również szeroka analiza wyników uzyskanych z pomiarów i obliczeń, pozwoliły na sformułowanie następujących wniosków o charakterze ogólnym:

1. W świetle przeprowadzonych badań most (konstrukcje przęsła i łąw fundamentowych) nie budził żadnych zastrzeżeń lub obaw pod obciążeniem statycznym. Średnie wartości pomierzonych przemieszczeń i odkształceń w wybranych elementach stalowej konstrukcji powłoki były znacznie mniejsze od obliczonych od tego samego, znanego obciążenia, a po uwzględnieniu przemieszczeń trwałych ustroju nośnego, uwidoczniło się to w jeszcze większym stopniu. Świadczyło to o znacznie większej sztywności przęsła niż to przyjęto w przeprowadzonych obliczeniach statyczno-wytrzymałościowych, w których nie uwzględniano tak daleko idącej współpracy elementów konstrukcji stalowej z otaczającym ją gruntem zasypowym (tabl. 2).
2. Wyniki pomiarów mostu, a więc ugięć konstrukcji nośnej wykonanej z blach falistych połączonych tylko na śruby sprężające oraz odkształceń na dolnych i górnych falach wywołane zastosowanym w badaniach obciążeniem w postaci dwóch samochodów ciężarowych o łącznej masie ponad 50 Mg miały praktycznie charakter sprężysty i były mniejsze od spodziewanych, obliczonych teoretycznie we wszystkich rozpatrywanych punktach i przekrojach stalowej konstrukcji

powłoki, a tylko w niewielkim stopniu były spowodowane trwałymi odkształceniami konstrukcji nośnej.

3. Pomierzone przemieszczenia trwałe w poszczególnych punktach i przekrojach stalowej konstrukcji powłoki w badanym moście różniły się nieznacznie między sobą i nie były proporcjonalne do ugięć sprężystych (mniej niż 2% ugięć całkowitych). Charakter rozkładu ugięć sprężystych ustroju nośnego w kierunku poprzecznym przeszła, otrzymany z pomiarów, był krzywą łamaną, o znacznie mniejszych krzywiznach w stosunku do wielkości obliczonych teoretycznie.
4. Otrzymane z pomiarów znacznie mniejsze wielkości, w porównaniu do wyliczonych, dowodzą o dużo większej sztywności konstrukcji powłoki przeszła. Różnice w spodziewanych średnich wartościach ugięć i odkształceń ustroju nośnego w stosunku do pomierzonych (średnio w granicach 0,1130–0,2133 dla przemieszczeń i 0,0909–0,3409 dla odkształceń) wynikały najprawdopodobniej z dobrej współpracy konstrukcji powłoki stalowej z gruntem i nawierzchnią drogową. Przyczyny różnic między wynikami uzyskanymi z obliczeń i pomiarów tkwią w obliczeniach, w których przyjęto zbyt małą sztywność przekroju poprzecznego konstrukcji mostu oraz założono mało korzystną współpracę konstrukcji stalowej z otaczającym ją gruntem. Ponadto, odezwał się także bardziej korzystny wpływ konstrukcji nawierzchni drogowej jezdni oraz sztywnej płyty żelbetowej ułożonej nad stalową konstrukcją powłoki w kluczu obiektu, które rozłożyły stosunkowo duże skupione statyczne obciążenia użytkowe na znacznie większą powierzchnię (poza obrys konstrukcji powłoki i pole zasięgu urządzeń pomiarowych) i znacznie zmniejszyły naciski jednostkowe pochodzące od kół pojazdów działających bezpośrednio na powłokę mostu. Generalnie w tym przypadku uzyskano bardzo małe wartości odkształceń i ugięć w porównaniu z innymi tego typu konstrukcjami [3] i [6].
5. Załamania wykresów ugięć w przekroju poprzecznym mostu (rys. 9 i 11) mogą być spowodowane załomami na stykach połączeń arkuszy blach falistych na śruby sprężające oraz odkształcaniem lub zniekształcaniem się samej powłoki stalowej od lokalnego nacisku kół samochodów obciążających, zwłaszcza że ma to miejsce w środkowej części jezdni, w której brak jest usztywnień w postaci wieńców obwodowych. Może to być również spowodowane faktem, że przemieszczenia (ugięcia) fal nie były mierzone w całym przekroju poprzecznym przeszła, a tylko w wybranych jego punktach (dół i góra fali), co nie pozwala łączyć graficznie rzędnych ugięć fal bezpośrednio w sposób krzywoliniowy.
6. Jeśli chodzi o osiadanie ław fundamentowych (podpór), to były one nieznaczne i wynikały raczej z niedokładności odczytów, bądź błędów przyrządów pomiarowych, czy też nierówności stykających się elementów blach w połączeniu z fundamentem. Stwierdzono, że osiadania te były tak znikome i niepewne, że w przeprowadzonej analizie wyników pominięto ich wpływ na wielkości ugięć, zwłaszcza z uwagi na znaczne rezerwy nośności w konstrukcji badanego mostu. Ławy fundamentowe uprzednio były już poddane dość dużym obciążeniami w

ciągu czterech lat intensywnej eksploatacji, wobec czego pewnych, choć nieznacznych osiadań pod pierwszym tak dużym próbnym obciążeniem statycznym można się było spodziewać, zwłaszcza wygięć blach w połączeniach z fundamentem.

7. Położenie osi obojętnych w przekrojach poprzecznych konstrukcji nośnej (blach falistych), leżących nieco wyżej niż to wynika z obliczeń statyczno-wytrzymałościowych wielkości odkształceń, dowodzi, że konstrukcja stalowa bardzo dobrze współpracuje z otaczającym ją gruntem i nawierzchnią drogową ułożoną na podsypce piaskowej, co miało zasadniczy wpływ na poziom przemieszczeń i odkształceń w tym ustroju nośnym.
8. Podczas szczegółowych oględzin mostu i oceny stanu połączeń na śruby sprężające oraz przy pomiarach uzupełniających i sprawdzających po blisko czterech latach eksploatacji, stwierdzono, że stan obiektu był dobry i nie budził większych obaw, a także nie znaleziono żadnych uszkodzeń elementów konstrukcyjnych [14].
9. Na podstawie przeprowadzonych badań pod obciążeniem statycznym można było dopuścić most do badań dynamicznych, a także podtrzymać pierwotnie wydaną decyzję o dopuszczeniu obiektu do normalnej eksploatacji [5].

BIBLIOGRAFIA

- [1] Bęben D., Mańko Z.: Niezawodność konstrukcji mostowych wykonanych ze stalowych blach falistych usytuowanych na rzekach górskich. III Konferencja Naukowa „Bezpieczeństwo i Trwałość Budowli Wodnych”, 39–54, Kamień Śląski 27–29 maja 2002
- [2] 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”, 126–133, Warszawa–Rynia 10–12 czerwca 2002
- [3] Bęben D., Mańko Z., Truch J.: Wzmocnienie ceglanoego mostu łukowego za pomocą konstrukcji wykonanej ze stalowych blach falistych typu Multiplate. XII Seminarium „Współczesne Metody Wzmacniania i Przebudowy Mostów”, 7–12, Poznań–Kiekrz 11–12 czerwca 2002
- [4] 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”, t. 4, 167–174, Opole–Krynica 15–20 września 2002
- [5] Bęben D., Mańko Z.: Badania stalowego mostu drogowego z blach falistych typu Multiplate pod obciążeniem statycznym. I Sympozjum „Diagnostyka i Badania

- Mostów”, Materiały Posympozjalne, 71–96, Opole, 4–6 kwietnia 2001, Opole–Wrocław styczeń 2003
- [6] *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”, 106–117, Poznań–Kiekrz 8–9 czerwca 1999
- [7] *Bęben D.*: Badania mostu drogowego wykonanego ze stalowych blach falistych typu Super Cor. III Konferencja Doktorantów Wydziałów Budownictwa, 65–74, Gliwice–Wisła 21–22 listopada 2002
- [8] *Bęben D., Mańko Z.*: Badania odbiorcze prototypowego mostu drogowego o konstrukcji łukowej wykonanej ze stalowych blach płaskich. I Sympozjum „Diagnostyka i Badania Mostów”, Materiały Posympozjalne, 97–111, Opole, 4–6 kwietnia 2001, Opole–Wrocław styczeń 2003
- [9] *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”, 31–67, Opole 9–11 kwietnia 2003
- [10] *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”, 69–120, Opole 9–11 kwietnia 2003
- [11] *Madaj A., Janusz L., Vaslestad J.*: Badania ceglano-przepustu wzmocnionego konstrukcją stalową z blach falistych. XI Seminarium „Współczesne Metody Wzmacniania i Przebudowy Mostów”, 98–105, Poznań–Kiekrz 26–27 czerwca 2001
- [12] *Mańko Z., Bęben D.*: O badaniach odbiorczych łukowego mostu drogowego z blachy stalowej. Inżynieria i Budownictwo, **LVIII**, nr 9, 506–509, 2002
- [13] *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, luty 1999
- [14] Handbook of Steel Drainage & Highway Construction Products. American Iron and Steel Institute, Fifth Edition 1994

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

STATIC TESTS ON ROAD BRIDGE MADE OF STEEL CORRUGATED PLATES

Abstract

The paper presents a new road bridge made of arched steel corrugated plates type Multiplate V45, situated on the local road between Bystrzyca Kłodzka and Łądek Zdrój across the Pławna stream in Stary Waliszów. It was built in the place of an arch stone bridge damaged during the flood in July 1997. The steel bridge was founded on two beam footings made of reinforced concrete. The effective span of the new bridge was 10,00 m and the height was 4,02 m. The results of field tests conducted on the steel bridge for three static load schemes after four years of its service are presented. The measured average values of displacements and strains (normal stresses) in the selected elements and points of the steel shell structure were considerably smaller than those calculated for the same known loads. Since this type of structure is often used in Poland for small and middle effective span bridges, the conclusions of this investigation can be used for the whole class of such structures.