

ANDRZEJ SERUGA, DARIUSZ FAUSTMANN\*

## ZASTOSOWANIE ZEWNĘTRZNEGO SPRĘŻENIA DO WZMACNIANIA ŻELBETOWYCH ELEMENTÓW BELKOWYCH

### APPLYING OF EXTERNAL PRESTRESSING FOR STRENGTHENING OF REINFORCED BEAM ELEMENTS

#### Streszczenie

W artykule przedstawiono dwa przykłady zastosowania sprężenia cięgnami zewnętrznymi bezprzyczepnościowymi do wzmocnienia konstrukcji żelbetowych. Omówiono różnice pomiędzy sprężeniem cięgnami przyczepnościowymi i cięgnami bezprzyczepnościowymi. Przedstawiono parametry wpływające na przyrost naprężeń w cięgnach zewnętrznych bezprzyczepnościowych w stanie granicznym nośności konstrukcji.

Opisano wzmocnianie konstrukcji mostu i dźwigara żelbetowego. W obu przypadkach prowadzone były badania wpływu sprężenia na stan odkształcenia konstrukcji. Zaprezentowano wyniki badań oraz wnioski uzasadniające konieczność kontynuowania badań doświadczalnych na wzmocnianych obiektach.

*Słowa kluczowe: konstrukcje sprężone, konstrukcje żelbetowe, cięgna bezprzyczepnościowe, dźwigar, wzmocnienie przez sprężenie*

#### Abstract

In the paper there are presented two examples of applying of external prestressing with unbonded tendons to strengthening of reinforced concrete structures. In the first part the difference between prestressing with bonded and unbonded tendons is described. The influential parameters on stress increment in external unbonded tendons at ultimate state of structure are also presented.

The method of strengthening of bridge structure and reinforced girder are presented. In both cases the experimental investigations of prestressing influence on strain state of structures has been done. The results of investigation and reason for necessity of continuation an experimental investigation at strengthening structures.

*Keywords: prestressing structures, reinforced concrete structures, unbonded tendons, girder, strengthening by prestressing*

\* Dr hab. inż. Andrzej Seruga, prof. PK, mgr inż. Dariusz Faustmann, Instytut Materiałów i Konstrukcji Budowlanych, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Krakowska.

## 1. Wstęp

Wzmacnianie istniejących konstrukcji zginanych typu mosty, stropy czy też dźwigary dachowe nie jest zagadnieniem prostym. W opracowywanych projektach wzmocnień występujące niedobory w nośności konstrukcji próbuje się uzupełniać przez zastosowanie dodatkowego zbrojenia, taśm z włókien węglowych lub zewnętrznych cięgien bez przyczepności. Na etapie projektowania korzysta się z zaleceń wynikających z badań doświadczalnych przeprowadzonych na elementach próbnym obciążanych aż do utraty nośności. W przypadku projektowania wzmocnień za pomocą cięgien sprężających korzysta się z wyników otrzymanych z badań doświadczalnych przeprowadzanych w różnych ośrodkach naukowych na belkach sprężonych przy założonym rozstawie dewiatorów i określonym schemacie obciążenia zewnętrznego. W publikowanych pracach badawczych prezentowanych w literaturze nie rozpatrywano przypadku, w którym elementy próbne byłyby zarysowane i wzmocnione za pomocą cięgien zewnętrznych po uprzednim wypełnieniu rys żywicami epoksydowymi. Inaczej mówiąc, koncentrowano się wyłącznie na wpływie zdefiniowanych parametrów na przyrost naprężeń w cięgnach sprężających w stanie granicznym nośności. Celem badań prezentowanych w literaturze nie było określenie skuteczności dokonanego wzmocnienia i jego wpływu na zmianę naprężeń w cięgnach w stanach granicznych użytkowalności i nośności. Projektant powinien mieć jednak świadomość skuteczności zaproponowanego wzmocnienia i zachowania się tego elementu w stanie granicznym użytkowalności i nośności. Przeprowadzenie takich badań doświadczalnych wiąże się z koniecznością wcześniejszego zarysowania elementów, ich wzmocnienia przy utrzymywanym obciążeniu zewnętrznym powodującym zarysowanie i dalszym obciążeniu do zniszczenia. Prace takie podjęte zostały w Instytucie Materiałów i Konstrukcji Budowlanych WIL Politechniki Krakowskiej.

W niniejszym artykule przedstawiono przykłady wzmacnianych obiektów, na których były prowadzone pomiary odkształceń i obserwacje konstrukcji. Pomiary podjęto w celu rozpoznania zagadnienia dotyczącego wzmacniania konstrukcji za pomocą cięgien zewnętrznych bez przyczepności.

## 2. Parametry wpływające na przyrost naprężeń w cięgnach sprężających

Prefabrykowane lub monolityczne belki sprężone bezprzyczepnościowymi cięgnami zewnętrznymi zachowują się w stanie granicznym nośności odmiennie niż belki sprężone cięgnami przyczepnościowymi. Aby określić nośność na zginanie betonowych belek sprężonych cięgnami bezprzyczepnościowymi, potrzebna jest znajomość naprężenia w cięgnie w stanie granicznym nośności. Z tego też względu analiza belek sprężonych cięgnami bezprzyczepnościowymi jest bardziej skomplikowana w porównaniu z belkami sprężonymi cięgnami przyczepnościowymi. Naprężenie w cięgnach zewnętrznych wzrasta w zależności od całkowitego odkształcenia elementu i zmiany mimośrodów w cięgnach zewnętrznych pod wpływem dodatkowego obciążenia. Zmiana mimośrodu cięgien zewnętrznych w wyniku ugięcia belki jest uznawana za efekt drugiego rzędu. Wzrost naprężenia w cięgnach zewnętrznych nie może być określony w sposób tradycyjny na podstawie zgodności odkształceń, jak w przypadku cięgien z przyczepnością, ale musi być wyznaczony w wyniku analizy całej konstrukcji z uwzględnieniem efektów drugiego rzędu.

W pracach [1–3] stwierdzono, że naprężenie w cięgnie w stanie granicznym nośności zależy od stosunku rozpiętości do wysokości elementu. Z kolei w pracy [4] wykazano, że wpływ tego stosunku jest mniejszy. Autorzy tej pracy przeprowadzili, za pomocą metody elementów skończonych, ocenę wpływu parametrów na zachowanie się betonowych belek sprężonych cięgnami zewnętrznymi. Opracowany model nieliniowy w metodzie elementów skończonych w programie DIANA do badania analizowanych parametrów zweryfikowano poprzez porównanie wyników obliczeń z wynikami otrzymanymi z badań doświadczalnych.

W pracy [4] przeprowadzono badania trzech parametrów mających znaczący wpływ na naprężenie w cięgnie, w stanie granicznym nośności wolnopodpartych betonowych belek sprężonych bezprzyczepnościowymi cięgnami zewnętrznymi. Rozważano następujące współczynniki:

- $L/d_{ps}$  – stosunek rozpiętości belki do odległości skrajnego włókna ściskanego od środka ciężkości cięgien sprężających w stanie początkowym,
- $L_d/L$  – stosunek obciążonej długości belki do długości całkowitej,
- $S_d/L$  – stosunek odległości między dewiatorami do długości całkowitej belki.

Każdy z parametrów był oceniany ze względu na przyrost naprężenia  $\Delta f_{ps}$  powyżej naprężeń efektywnych  $f_{pe}$  w cięgnie oraz na zmianę położenia cięgna  $d_{pu}$  w stanie granicznym nośności. W tabeli 1 zestawiono rodzaje i liczbę rozważanych przypadków.

Uznany za najbardziej znaczący pierwszy współczynnik przyjęto w przedziale od 10 do 40. Drugi współczynnik wpływa na naprężenia w cięgnach w stanie granicznym nośności w wyniku zmiany długości obszaru uplastycznienia [5]. Wybrany przedział zmian od 0,1 do 0,4 obejmuje zakres obciążenia od pojedynczej siły skupionej do dwóch sił skupionych w 1/3 długości belki. Trzeci współczynnik ujmuje efekty drugiego rzędu.

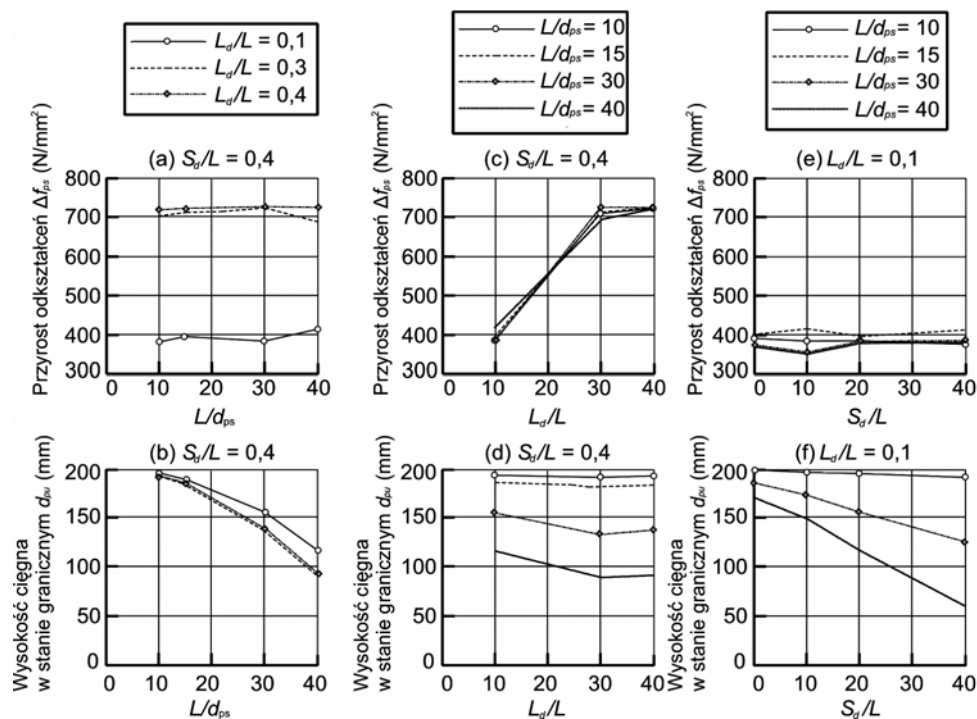
Z dokonanej w [4] analizy obliczeniowej wynika, że współczynnik  $L/d_{ps}$  ma mniejszy wpływ na przyrost naprężenia w cięgnach (rys. 1a). W przeprowadzonych badaniach Ng [6] wykazał, że parametr ten jest nieistotny przy wyznaczeniu przyrostu naprężenia w cięgnach zewnętrznych. Parametr ten ma natomiast znaczący wpływ na kontrolę efektów drugiego rzędu (rys. 1b). Widać, że odległość cięgien  $d_{pu}$  od skrajnego włókna ściskanego gwałtownie spada wraz ze wzrostem analizowanego parametru.

Tabela 1

Wykaz rozważanych przypadków obliczeniowych wg [4]

Przypadek	Wpływowy parametr	Elementy próbne	Liczba przypadków
1	$L/d_{ps}$	10; 15; 30; 40	4
2	$L_d/L$	0,1; 0,3; 0,4	3
3	$S_d/L$	0,2; 0,3; 0,4; 0,6	4

W przeciwieństwie do parametru  $L/d_{ps}$  parametr  $L_d/L$  ma duży wpływ na przyrost naprężenia w cięgnach w stanie granicznym nośności, szczególnie w przedziale od 0,1 do 0,3. Z rysunku 1c) wynika, że przyrost naprężenia zwiększa się wraz ze wzrostem długości obciążenia  $L_d$  i jest on znaczący przy rozstawie sił skupionych równym jednej trzeciej rozpiętości. Dłuższa strefa występowania maksymalnego momentu zginającego wywołuje bardziej znaczące zarysowanie strefy, którą można określić jako obszar odkształceń plastycznych. Wpływ analizowanego parametru na efekty drugiego rzędu, tj. położenie cięgien sprężających, jest nieznaczny (rys. 1d)).



Rys. 1. Wpływ analizowanych parametrów na przyrost naprężeń w cięgnach i ich położenie (wg [4])  
Fig. 1. Tendency of analysed parameters on stress increment and tendon depth (by [4])

Parametr  $S_q/L$  nie ma istotnego wpływu na przyrost naprężeń w cięgnach sprężających w stanie granicznym nośności (rys. 1e)), natomiast ma wpływ na efekty drugiego rzędu. Wraz ze wzrostem stosunku  $S_q/L$  położenie cięgien sprężających znacząco spada, szczególnie dla dużych wartości  $L/d_{ps}$  (rys. 1f)). Oznacza to, że obecność dewiatorów jest niezbędna w celu zminimalizowania efektów drugiego rzędu, które mogą obniżyć wskaźnik wytrzymałości przekroju.

### 3. Wzmocnienie konstrukcji mostowej

Badania konstrukcji mostowej w trakcie wzmocnienia cięgnami zewnętrznymi zostały przeprowadzone w maju 2006 r. Badany obiekt znajduje się w ciągu drogi krajowej DK 86 nad rzeką Brynicą. Badania ze względu na niedogodności związane z trwającymi pracami remontowymi zostały ograniczone do pomiaru odkształceń konstrukcji podczas wzmacniania obiektu przez zewnętrzne sprężenie cięgnami bezprzyczepnościowymi. Most o konstrukcji monolitycznej żelbetowej składa się z czterech belek nośnych oraz monolitycznie połączonej z nimi płyty. Obiekt został pierwotnie wzniesiony jako 2 niezależne ustroje nośne składające się z 2 belek i płyty. W trakcie remontu zespolono konstrukcję, tworząc układ z 4 belek. Belki trójprzęsłowe wsparte są na przyczółkach i 2 filarach znajdujących się na granicy nurtu rzeki (rys. 3). Przęsła skrajne mostu mają znacznie mniejszą

rozpiętość niż przęsło środkowe. Ponadto ze względu na wzajemne przecięcie nurtu rzeki i biegu drogi belki główne są znacznie przesunięte względem siebie (rys. 2). Przesunięcia powodują, że kąt pomiędzy osią belek a osią przyczółka wynosi  $67^\circ$ . Belki główne połączone są poprzecznkami, które są do nich prostopadłe. Poprzecznice łączą po 2 belki. Wynika to z pierwotnej konstrukcji mostu. Zarówno belki główne, jak i poprzecznice mają zmienną wysokość (rys. 3, 5, fot. 1).

Ze względu na podjętą decyzję dotyczącą zwiększenia nośności mostu konieczne było wzmocnienie konstrukcji nośnej. Wzmocnienie polegało na zewnętrznym sprężeniu środkowych przęseł każdej z belek dwoma kablami zewnętrznymi. Łącznie zastosowano 8 kablów. Każdy z kablów sprężających składał się z 7 splotów  $\varnothing 5$  mm kotwionych dwustronnie w zakotwieniach szczękowych. Siła naciągu każdego kabla ze stali Y1860S7 o  $f_{pk} = 1860$  MPa wynosiła  $P_0 = 1367$  kN. Naciąg cięgien sprężających realizowany był dwustronnie. Kable umieszczono w osłonce z polietylenu. Przestrzeń pomiędzy cięgnami a osłonką wypełniono po sprężeniu zaczynem cementowym. Zakotwienia kablów osadzone były na zewnątrz bloków żelbetowych dobetonowanych do belek głównych mostu. Bloki żelbetowe usytuowane na zewnętrznych powierzchniach belek zostały spięte za pomocą prętów sprężających (fot. 2). Każde 2 bloki kotwiące były przymocowane do belki głównej za pomocą 6 prętów Dywidag o średnicy  $\varnothing 30$  mm. Bloki kotwiące zlokalizowane były na belkach w części krótkich przęseł skrajnych (rys. 4).

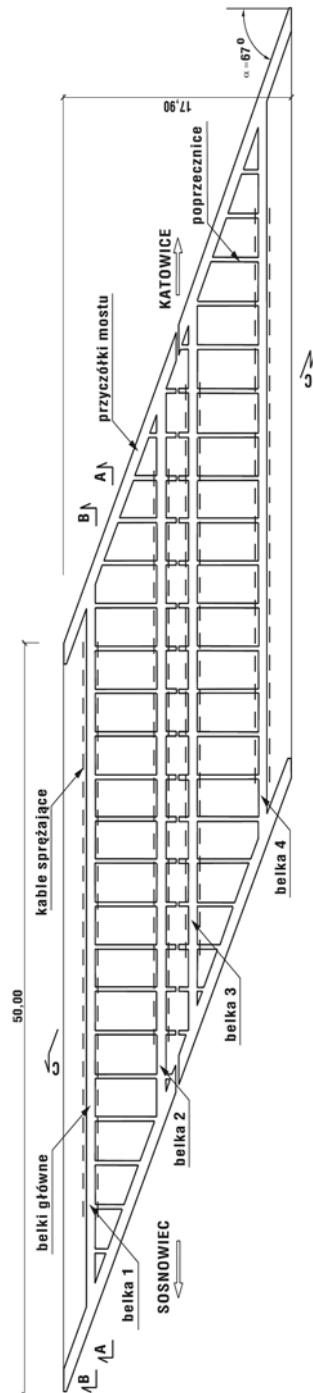
Łamana trasa cięgien zrealizowana została przez zastosowanie stalowych dewiatorów. Każdy z kablów przebiega przez 4 dewiatory. Dwa dewiatory umieszczone są na pilastrach żelbetowych usytuowanych bezpośrednio nad filarami mostu, tuż przy zakotwieniach w górnej części belek (rys. 4, fot. 3). Pozostałe 2 dewiatory przęsłowe, wykonane w całości jako elementy stalowe, zamocowano za pomocą kotew stalowych do dolnej części belek mostu (rys. 4, fot. 4).

Wzmacniane mosty projektowane były z obustronnym spadkiem dla drogi dwukierunkowej. Ze względu na uruchomienie nowej nitki drogi mosty te zostały połączone warstwami nawierzchni, nadając im jednostronne pochylenie. Obecnie w trakcie zwiększania nośności mostu postanowiono usunąć nadłożone warstwy spadkowe, wykonując nadbeton z żelbetowej płyty oznaczonej na rys. 5 jako beton wyrównawczy. Dobetonowana płyta nie jest zespolona z istniejącą konstrukcją mostu. Płytę zazbrojono siatkami z prętów zbrojeniowych  $\varnothing 10$  mm o oczkach 0,15 m, ułożonymi w dwóch rzędach. Ze względu na brak jakichkolwiek mechanicznych łączników pomiędzy istniejącą konstrukcją mostu a nowym betonem płyty nie można jej uznać za nadbeton współpracujący. Pełni jedynie rolę betonu wyrównawczego o zmiennej grubości.

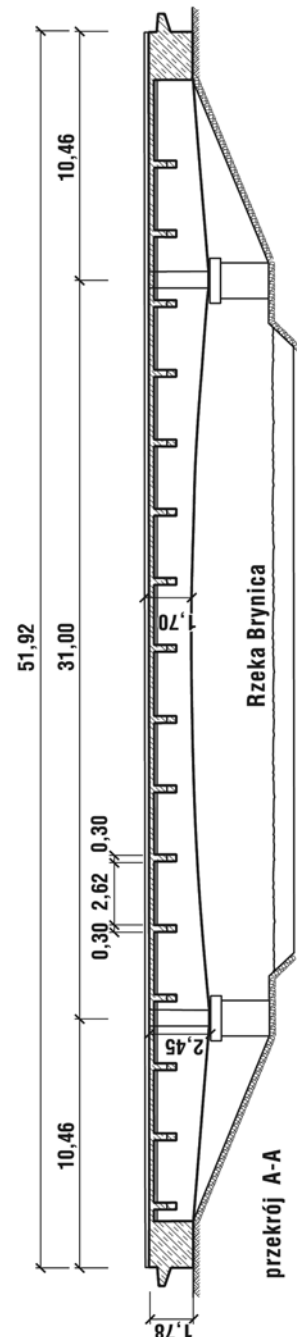
### 3.1. Program i cel badań

Program badań przewidywał pomiar odkształceń konstrukcji w czasie sprężania. Odczyty dokonane zostały za pomocą czujnika nasadowego DEMEC o bazie 200 mm. W celu przeprowadzenia pomiaru naklejono przed sprężaniem szereg punktów pomiarowych składających się z dwóch reperów rozmieszczonych w odległości 200 mm.

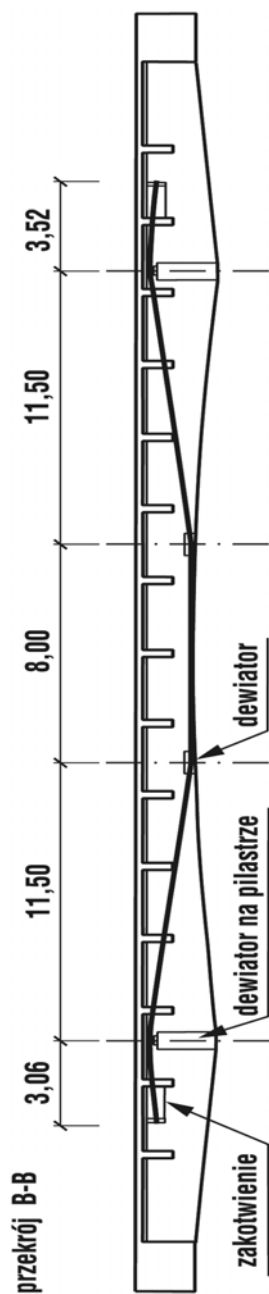
Punkty pomiarowe (f, g) zlokalizowane były na belkach starej konstrukcji mostu: zewnętrznych ścianach tych belek przy pilastrach umieszczonych na filarach od strony przęsła środkowego (pola pomiarowe 1, 3, 4, 6), w środku rozpiętości belek w górnej jej części (pole pomiarowe 5) oraz na płycie ponad belkami głównymi (c, d, e) we wszystkich polach pomiarowych (rys. 8). Ponadto punkty pomiarowe umieszczono na płycie z betonu



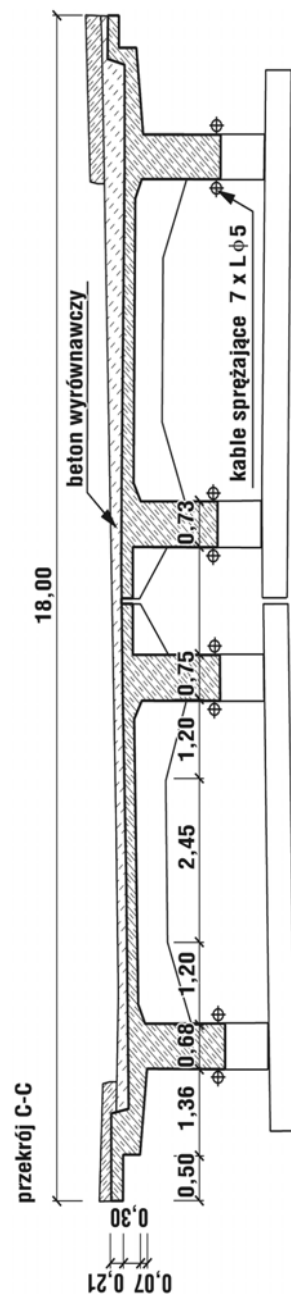
Rys. 2. Przekrój poziomy – układ belek głównych wraz z poprzecznikami oraz kabli sprężających  
Fig. 2. Horizontal cross section – lay out of main beams with cross beams and prestressing tendons



Rys. 3. Przekrój podłużny mostu, widoczne przebiegi i filary oraz układ poprzecznic  
Fig. 3. Longitudinal section of bridge, bridgehead and bridge pier with cross beams



Rys. 4. Przekrój podłużny belek mostu wraz z trasą cięgien sprężających  
Fig. 4. Longitudinal section of bridge beams and lay out prestressing tendons



Rys. 5. Przekrój poprzeczny mostu  
Fig. 5. Cross section of bridge



wyrównawczego w odległości co 0,50 m wzdłuż środka rozpiętości konstrukcji (rys. 8). Na całej konstrukcji rozmieszczono łącznie 62 punkty pomiarowe, w tym 22 punkty na nowym betonie – płycie wyrównawczej. Do dalszej analizy wykorzystano wyniki otrzymane z 48 prezentowanych w niniejszej pracy punktów pomiarowych.

Badania obejmowały też pomiar wytrzymałości betonu na ściskanie – zarówno starego, jak też nowego, tj. płyty wyrównawczej, pilastrów i bloków zakotwień.

### 3.2. Wyniki obserwacji i pomiarów

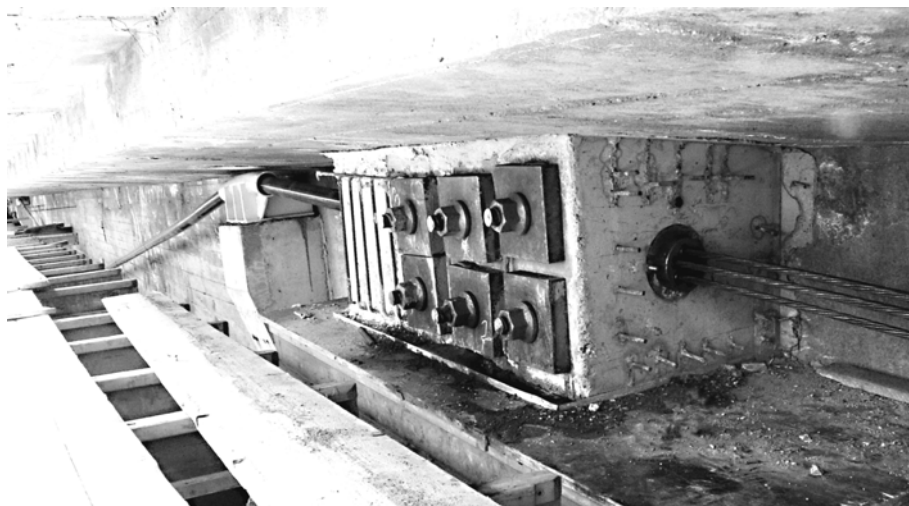
Przed przystąpieniem do naciągu cięgien wykonano szczegółowy przegląd konstrukcji mostu. Na istniejących elementach konstrukcji zaobserwowano liczne miejsca znacznej degradacji betonu (raki powierzchniowe, zarysowania i wykwyty solne), które miały być usunięte w toku dalszych prac remontowych. Na zewnętrznej powierzchni płyty z betonu wyrównawczego zlokalizowano 39 rys biegnących prostopadle do krawędzi mostu (rys. 6). Wszystkie rysy rozpoczynały się od krawędzi bocznych mostu i zanikały w kierunku osi podłużnej. Rozwartość rys zawierała się w przedziale od 0,1 do 0,35 mm. Bazy pomiarowe na płycie górnej zostały umieszczone tak, aby żadna z nich nie przechodziła przez zaobserwowane rysy skurczowe.

Badania wytrzymałości betonu starej konstrukcji, wykonane za pomocą młotka Schmidta, wykazały dużą rozbieżność odczytów. Jest to związane ze znaczną degradacją zewnętrznej warstwy betonu. Wytrzymałość betonu na ściskanie zakwalifikowano jak dla klasy B25. Pomiary wykonano w wybranych punktach na zewnętrznych stronach skrajnych belek, w których umieszczone były punkty do pomiaru odkształceń betonu. Otrzymana wytrzymałość jest zgodna z wartością przyjętą w projekcie wzmocnienia konstrukcji.



Fot. 1. Widok kabli sprężających wraz z dewiatorami stalowymi  
Photo 1. View of prestressing tendons and steel deviators





Fot. 2. Zakotwienie wraz z dewiatorem na pilastrze betonowym  
Photo 2. Anchorage and deviator at concrete pilaster



Fot. 3. Dewiator na pilastrze betonowym  
Photo 3. Deviator at concrete pilaster



Fot. 4. Dewiator stalowy przęsłowy  
Photo 4. Span steel deviator

W trakcie betonowania płyty wyrównawczej wykonano próbne elementy o wymiarach  $150 \times 150 \times 150$  mm. W wyniku badań doświadczalnych przeprowadzonych przez wykonawcę wzmocnienia beton zakwalifikowano do klasy B45. Średnia wytrzymałość betonu na ściskanie wynosiła 57,9 MPa, przy współczynniku zmienności 6,85%. Wykonane przez autorów pracy pomiary kontrolne wytrzymałości betonu płyty metodą nieniszczącą (młotek

Schmidta) potwierdziły wartości uzyskane na próbkach kontrolnych. Przygotowano też próbki betonowe o wymiarach  $\varnothing 150 \times 300$  mm, w trakcie betonowania pilastrów i bloków zakotwień. Otrzymana wytrzymałość betonu na ściskanie po 28 dniach dojrzewania wynosi 47,3 MPa, a moduł sprężystości betonu wynosi 38 600 MPa.

Przed przystąpieniem do sprężenia konstrukcji wykonano odczyty „zerowe”, a następnie dwukrotnie przeprowadzono pomiary w celu ustalenia odkształceń konstrukcji w wyniku sprężenia. Pierwszy odczyt wykonano po naciągu wszystkich kabli z jednej strony konstrukcji, a drugi odczyt po doprężeniu kabli z drugiej strony konstrukcji. Każdorazowo mierzono temperaturę betonu za pomocą termometru bezdotykowego. Różnice odczytów po całkowitym sprężeniu dokonanych na belkach mostu oraz na płycie są przedstawione na rys. 7 i 8. W celu określenia odkształceń betonu podane wartości należy pomnożyć przez stałą czujnika wynoszącą  $0,79 \cdot 10^{-5}$ .

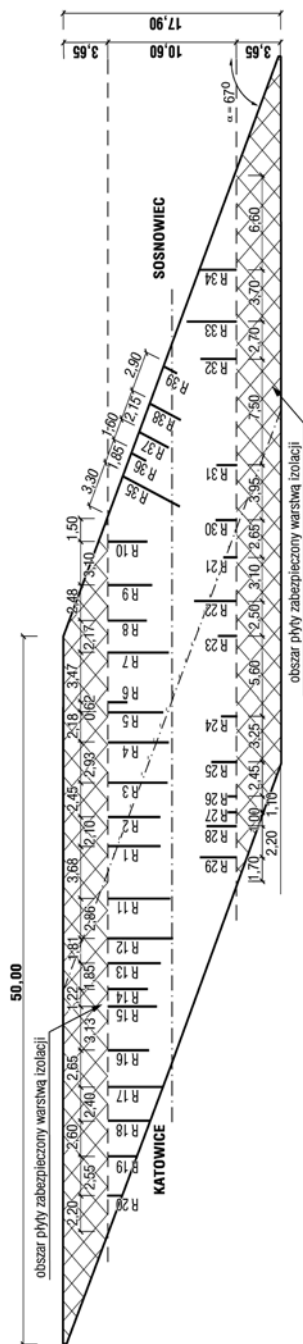
Na rysunku 7 przedstawiono rozmieszczenie i numerację punktów pomiarowych na górnej płycie z betonu wyrównawczego. W nawiasach podano odczytaną różnicę wskazań czujnika nasadowego DEMEC o bazie 200 mm. Stwierdzono, z trzema wyjątkami, rozciąganie górnej części płyty betonu wyrównawczego (znak minus oznacza rozciąganie). Ponadto stwierdzono powstanie w wyniku sprężenia mostu dodatkowych rys na górnej powierzchni płyty pomiędzy 39 rysami zlokalizowanymi przed sprężeniem. Niektóre z nowych rys przecinały bazy pomiarowe. Wystąpienie trzech wartości dodatnich można tłumaczyć powstaniem nowych rys tuż obok punktów pomiarowych. Rozstaw nowo powstałych rys zawierał się w przedziale od 300 do 400 mm.

Na rysunku 8 przedstawiono wyniki pomiarów i lokalizację punktów pomiarowych na starej części konstrukcji. Szczególnie ważne są pomiary dokonane na belkach głównych. Pomiary zostały wykonane w 6 obszarach mostu wyszczególnionych w podrozdziale 3.1. W obszarach tych ustalano położenie punktów pomiarowych na różnej wysokości konstrukcji. Wybierano miejsca do naklejenia punktów pomiarowych, unikając pęknięć i miejsc zdegradowanego betonu.

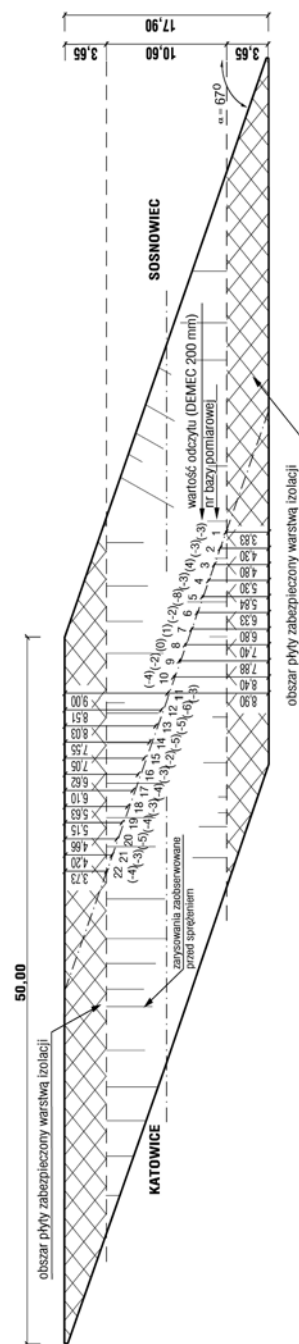
Z przeprowadzonych pomiarów wynika, że przyrost odkształceń w wyniku sprężenia był niewielki zarówno na płycie górnej, jak i na belkach. Przyrost odkształceń dla różnych części konstrukcji wynosił poniżej  $10 \cdot 10^{-5}$ . Zgodnie z oczekiwaniem otrzymane wyniki potwierdziły występowanie naprężeń rozciągających na górnej części płyty z betonu wyrównawczego oraz w półce górnej belki głównej w przekroju w środku rozpiętości belki (punkty c, d, e). W punkcie f zlokalizowanym na górnej krawędzi środnika występują już naprężenia ściskające. W punktach 6c i 4c przy podporach występują naprężenia ściskające. Przy obydwu zakotwieniach nad podporami stwierdzono ściskanie konstrukcji w całym badanym przekroju belek. Dolne włókna badanych belek znajdują się w strefie naprężeń rozciągających, czego potwierdzeniem są zmiany odkształceń betonu zarejestrowane w punktach pomiarowych g. Rozciąganie płyty górnej było związane z łamaną trasą cięgien zrealizowaną przez zastosowanie dewiatorów na każdej belce w jej dolnej części. Niewielki przyrost odkształceń konstrukcji związany jest z zastosowaniem względnie małego sprężenia, biorąc pod uwagę całą konstrukcję, która była projektowana jako żelbetowy ustrój belek nośnych, płyty mostu i poprzecznic.

### 3.3. Wnioski

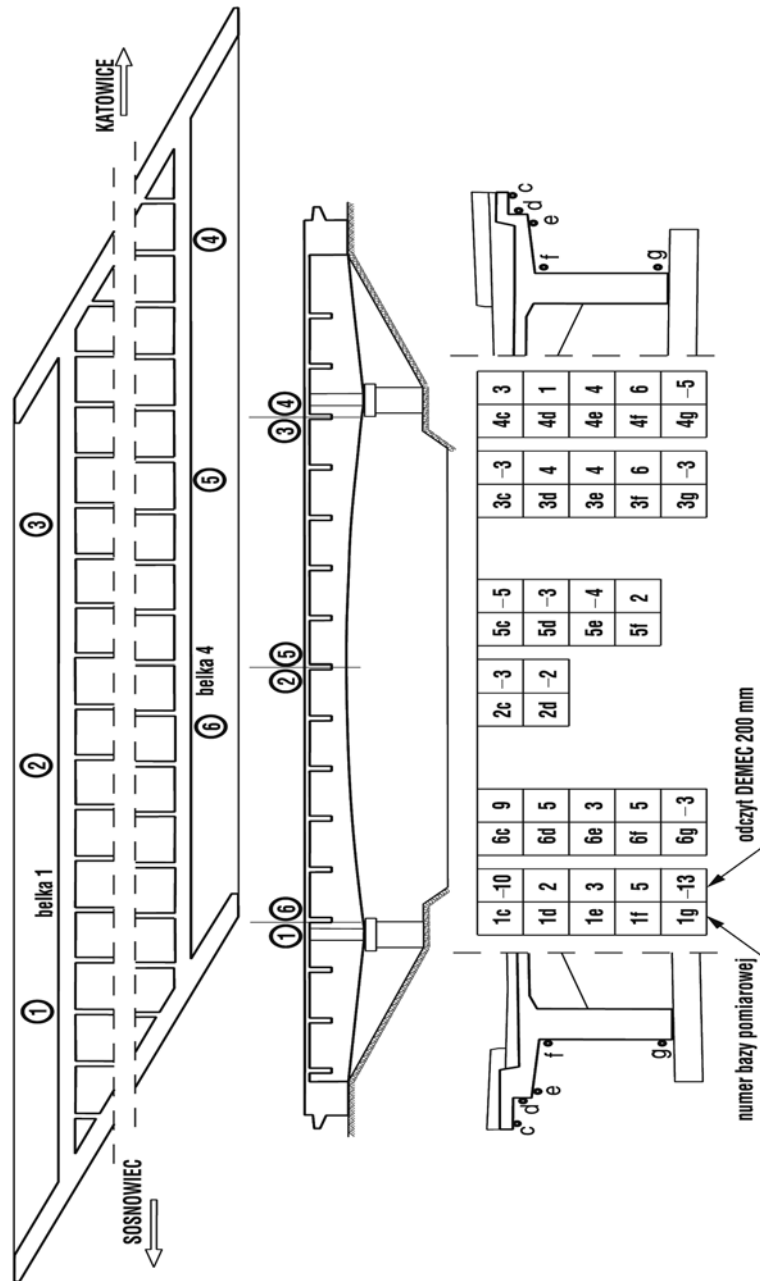
Dokonane badania konstrukcji podczas realizacji sprężenia potwierdzają przydatność tego typu wzmocnienia do praktycznych zastosowań. Za takim wzmocnieniem przemawia



Rys. 6. Rozkład i numeracja rys zinventoryzowanych przed sprężeniem  
Fig. 6. Distribution and numbering of cracks localised before prestressing



Rys. 7. Położenie punktów pomiarowych na nowej płycie mostu wraz z wartościami odczytów  
Fig. 7. Localisation of measuring points at new bridge slab and values of readings



Rys. 8. Wyniki wymiarów odkształceń na belkach głównych i płytach pomostu  
Fig. 8. Strain values readings at main beams and at foot-bridge slabs

także możliwość szybkiego przygotowania konstrukcji do sprężenia. Prace związane z przygotowaniem sprężenia zostały zrealizowane w ciągu ok. 30 dni.

Jednak kolejność przeprowadzonych prac remontowych budzi wątpliwości. Nie należało betonować płyty pomostu przed przystąpieniem do sprężenia. Ciężar wylanego betonu działał niekorzystnie podczas procesu sprężenia, gdyż stanowił tylko dodatkowe odciążenie. Ponadto nie prowadzono podczas remontu bieżących pomiarów geodezyjnych strzałki ugięcia mostu. Naszym zdaniem pomiar taki należało zrealizować przed ułożeniem betonu wyrównawczego, przed sprężeniem, po sprężeniu i po ułożeniu warstw nawierzchni. Przy dużej sztywności konstrukcji mostu zastosowana siła sprężająca nie przełożyła się na widoczne zmiany odkształceń konstrukcji. Otrzymane i prezentowane tu wyniki pomiarów odkształceń świadczą o zaistnieniu zjawiska zmiany odkształceń w wyniku sprężenia, ale wartości tych zmian są znikome.

#### 4. Wzmocnienie dźwigara żelbetowego

Prezentowany w tym rozdziale dachowy dźwigar żelbetowy E1 stanowi część konstrukcji hali w jednym z zakładów przemysłowych w województwie śląskim. Dźwigary dachowe dwuspadowe o długości 25,0 m zostały oparte w rozstawie co 7,5 m na belkach pośrednich lub bezpośrednio na słupach. Belki pośrednie o długości 15,0 m opierały się na słupach. Widok dźwigara w przekroju podłużnym przedstawiono na rys. 9. Wysokość dźwigarów jest zmienna – od 1,8 m w środku rozpiętości do 1,6 m na końcu belki. Przekrój poprzeczny belek ma kształt dwuteowy, półki górna i dolna nie są zbyt rozbudowane. Szerokość półki dolnej wynosi 0,4 m, środnika 0,13 m, a półki górnej 0,5 m. W celu zmniejszenia ciężaru własnego dźwigara, w środkowej części zrealizowano 6 otworów o średnicy 0,8 m, w rozstawie co 2,2 m. Zbrojenie główne dźwigara składa się z 6 prętów  $\varnothing 28$  mm ze stali o  $f_{yk} = 410$  MPa (34GS). Pręty zbrojeniowe ułożono w 2 rzędach: 4 pręty w warstwie dolnej, 2 w warstwie górnej. Beton, z którego zostały wykonane belki zakwalifikowano na podstawie badań nieniszczących do klasy B55.

Obciążenie stałe wynikające z pokrycia dachu i pochodzące od urządzeń klimatyzacyjnych, jak również obciążenie zmienne (śnieg) przekazywane są na dźwigary za pośrednictwem 4 belek stalowych rozmieszczonych w rozstawie co 5 m (rys. 9).

Wzmocnienie belek konieczne było ze względu na niedobór nośności ww. dźwigarów. W wyniku dokonanej inwentaryzacji stwierdzono występowanie rys o rozwartości dochodzącej do 0,4 mm, w dolnym pasie dźwigara i środniku prawie na całej długości. Średni rozstaw stwierdzonych rys prostopadłych do osi belki wynosił 145 mm. Zauważono też występowanie licznych rys ukośnych o rozwartości dochodzącej do 0,55 mm. Rysy ukośne zlokalizowane były w strefie przypodporowej i występowały aż do drugiego otworu, licząc od końca belki, czyli do drugiej belki stalowej opartej na dźwigarze. Przed przystąpieniem do sprężenia wszystkie widoczne rysy zostały wypełnione pod ciśnieniem żywicą epoksydową. Nawiercenia pod pakery wykonywano średnio co 200 mm.

Wzmocnienie każdej belki polegało na sprężeniu 4 cięgnami zewnętrznymi bezprzyczepnościowymi. Cięgna typu 7  $\varnothing 5$  mm, o przekroju  $150 \text{ mm}^2$ , wykonano ze stali ocynkowanej o  $f_{pk} = 1770$  MPa i module sprężystości wynoszącym 190 GPa. Siła naciągowa każdego cięgna wynosiła 200 kN. Średnia długość splotów pomiędzy zakotwieniami biernymi wynosi 22,1 m. Cięgna sprężające zabezpieczone były podwójną osłonką z PCV.



Cięgna zamocowane były parami na końcu belek w zakotwieniach biernych (fot. 6). Zewnętrzne cięgna stabilizowane były w odległości 0,87 m od końca belki, natomiast drugą parę (ciągna wewnętrzne) stabilizowano w odległości 1,77 m od końca belki. Sposób zamocowania zakotwień biernych przedstawiono na rys. 10. Zakotwienie czynne zlokalizowane zostało w środku rozpiętości dźwigara. Zamocowanie cięgien w zakotwieniu czynnym (ruchomym) przedstawiono na fot. 8. Cięgna prowadzone z obu podpór były kotwione po dwóch stronach zakotwienia czynnego. Takie rozwiązanie było konieczne ze względu na brak możliwości realizacji naciągu cięgien przy końcu belki (obecność słupów lub belek pośrednich). Rozwiązanie takie powodowało wydłużenie procesu naciągu cięgien ze względu na konieczność wyrównywania sił w poszczególnych cięgnach. Naciąg realizowano jednocześnie 2 prasami hydraulicznymi, które w trakcie sprężania były wielokrotnie przekładane, aż do chwili uzyskania takich samych wartości siły sprężającej we wszystkich cięgnach. To rozwiązanie powodowało, że każde z 4 cięgien sprężających było w istocie podzielone na 2 odcinki łączone na zakotwieniu czynnym. Dawało to w sumie 8 odcinków splotu sprężającego tworzącego 4 cięgna sprężające. Cięgna kotwione były w zakotwieniach szczękowych.

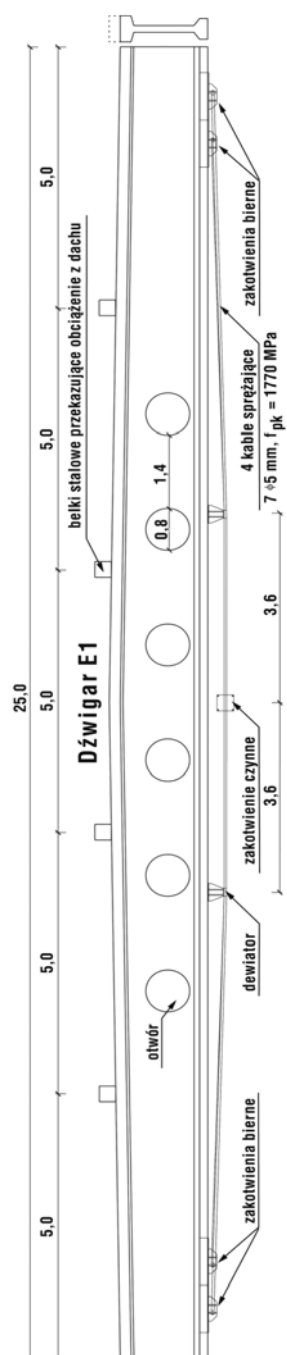
Mimośród kabla zrealizowano za pomocą 2 stalowych dewiatorów stabilizowanych na każdym dźwigarze. Dewiator przedstawiono na fot. 7. Dewiatory powodowały odgięcie trasy cięgna w dwóch miejscach. Odległość osi cięgien od dolnej krawędzi dźwigara w połowie jego rozpiętości uzyskana przez zastosowanie dewiatorów wynosiła 360 mm. Biorąc pod uwagę fakt, że zamocowania cięgna w zakotwieniach biernych na końcu belki były zlokalizowane w odległości 90 mm od jej dolnej krawędzi, rzeczywista różnica odgięcia trasy cięgien od linii prostej łączącej zakotwienia bierne wynosiła 270 mm. Odgięcie trasy cięgien zewnętrznych (dłuższych) następowało w odległości 8,03 m od zakotwienia biernego, co daje kąt załamania  $1,53^\circ$ . Podobnie dla cięgien krótszych (wewnętrznych) odgięcie następuje w odległości 7,13 m od zakotwienia biernego i kąt załamania wynosi  $1,52^\circ$ .

Podczas naciągu cięgien realizowany był geodezyjny pomiar wygięcia dźwigara. Odczyt wykonywany był za pomocą niwelatora optycznego z użyciem łaty przykładanej do naklejonych wcześniej reperów na dolną część belki. Pomiar ten pokazywał wyłącznie wpływ sprężenia dźwigara na jego strzałkę ugięcia. Zarejestrowane wygięcie dźwigara na punkcie pomiarowym zlokalizowanym w środku rozpiętości, tuż przy zakotwieniu czynnym, po naciągu każdego cięgna z siłą 200 kN (100% siły) wynoszące 15 mm, świadczy o efektywności zastosowanego sprężenia. Wygięcie dźwigara od sprężenia obliczone w MES za pomocą programu ROBOT wyniosło 12,4 mm.

Podczas naciągu cięgien prowadzone były pomiary odkształceń betonu w wybranych przekrojach dźwigara. Odczyty realizowano za pomocą czujników nasadowych typu DEMEC o bazie 200 mm oraz o bazie 150 mm. Punkty pomiarowe znajdowały się na pasie dolnym i górnym. W strefie przy zakotwieniach biernych znajdowały się 2 rzędy punktów pomiarowych na pasie górnym (k, m) i 3 rzędy punktów na pasie dolnym (a, b, c), zlokalizowanych w trzech przekrojach poprzecznych belki w odległości 200 mm od siebie. W środku rozpiętości belki znajdowały się tylko 3 punkty pomiarowe na pasie dolnym (a, b, c).

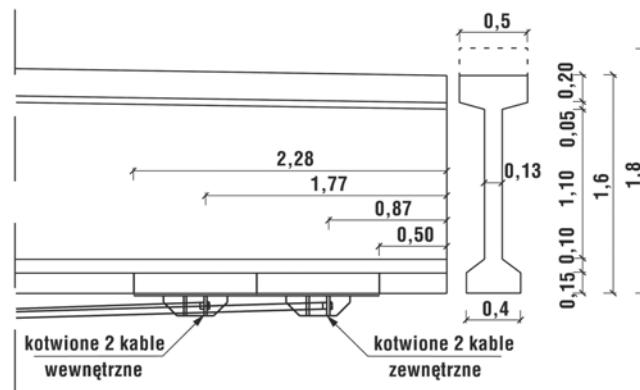
W tabeli 2 przedstawiono wyniki pomiarów odkształceń betonu dźwigara E1 w badanych punktach wzdłuż osi dźwigara oraz w kierunku pionowym. Odkształcenia w kierunku podłużnym były mierzone na pasie dolnym i górnym. Na pasie dolnym (a) oznacza dolny





Rys. 9. Dźwigar o długości 25 m  
Fig. 9. The 25 m length girder

rząd punktów pomiarowych, (b) środkowy, (c) górny. Podobnie (k) i (m) oznaczają 2 rzędy punktów pomiarowych na pasie górnym dźwigara. Odczyty te były dokonane na bazie pomiarowej 200 mm. Odczyty odkształceń w kierunku pionowym wyłącznie na pasie górnym były przeprowadzone na tych samych punktach pomiarowych, ale na bazie 150 mm pomiędzy rzędami (k) i (m). Wyniki odkształceń poziomych przedstawione są w sposób graficzny na rys. 11. Dla bardziej czytelnego zobrazowania różnicy odkształceń w wartościach odczytów odległości między wykresami na rysunku nie są pokazane w skali długości dźwigara. W rzeczywistości punkty pomiarowe były zlokalizowane w odległości 200 mm od siebie, a pierwszy punkt pomiarowy był naklejony na dźwigarze w odległości 2,35 m od końca belki.



Rys. 10. Rozmieszczenie zakotwień biernych  
Fig. 10. Arrangement of fixed anchorages



Fot. 5. Widok dźwigarów – z licznymi śladami po iniekcji rys  
Photo 5. Girders view – with pattern cracks after injection



Fot. 6. Zakotwienie bierne  
Photo 6. Blind end anchorage



Fot. 7. Dewiator  
Photo 7. Deviator

Dla końcowego sprężenia przeprowadzono analizę obliczeniową dźwigara w MES za pomocą programu ROBOT. Otrzymane rozkłady odkształceń naniesiono dla celów porównawczych na rys. 11, a ich wartości podano w nawiasie.

Pomierzone odkształcenia betonu w kierunku podłużnym (poziomym) na pasie dolnym dźwigara w środku rozpiętości są nieznacznie większe od analogicznych wartości pomierzonych w strefie podporowej dla każdego etapu sprężenia. Wartość średnia odkształceń ściskających z 3 rzędów pomiarowych (a, b, c) dla końcowego etapu sprężenia wynosi  $30,81 \cdot 10^{-5}$  i jest większa o 5,7% od analogicznej wartości w strefie podporowej. Odkształcenia ściskające w osi dźwigara, w rzędzie (a) wynoszą  $33,18 \cdot 10^{-5}$ .

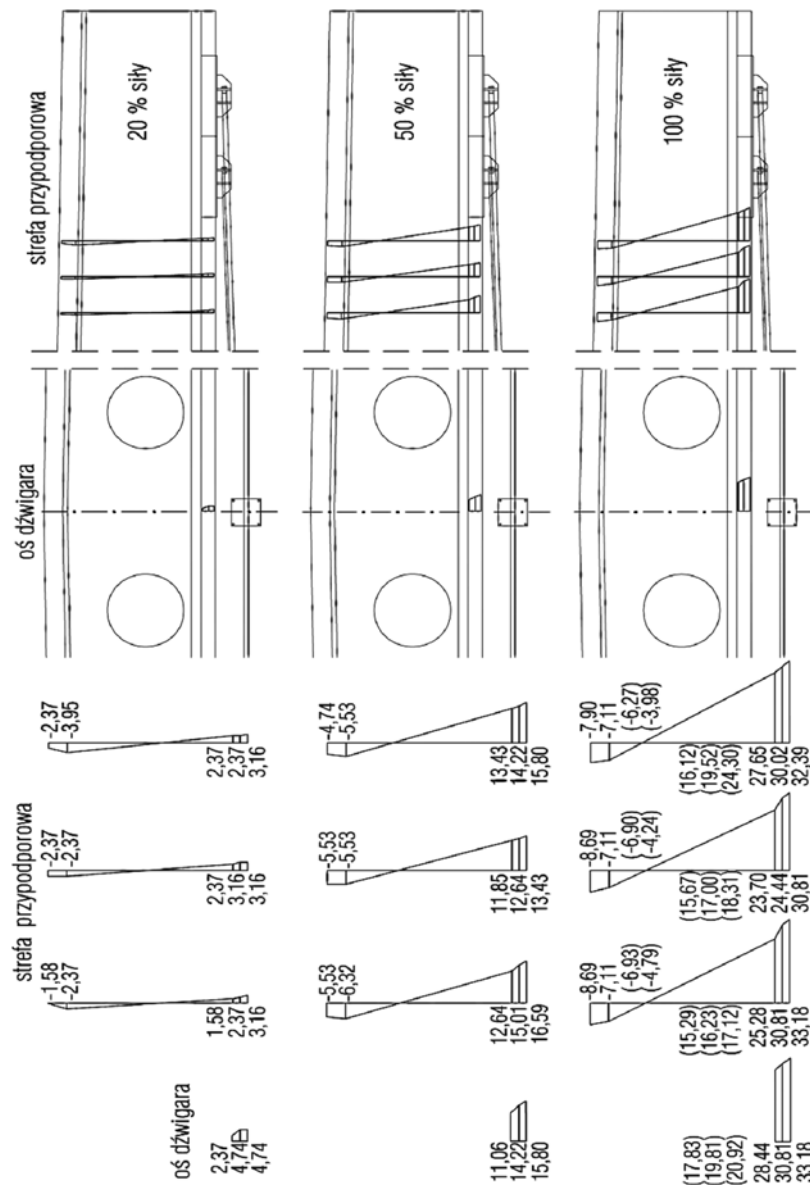


Fot. 8. Zakotwienie czynne  
Photo 8. Jacking anchorage

Tabela 2

**Odkształcenia betonu w poszczególnych etapach sprężania dźwigara,  $\varepsilon \cdot 10^5$**

<b>Pas dolny dźwigara – różnica odkształceń w kierunku poziomym, znak (–) oznacza rozciąganie</b>						
stopień sprężenia	rzęd	baza pomiarowa 200 mm			wartość średnia	oś dźwigara
		1–2	2–3	3–4		
20%	c	1,58	2,37	2,37	2,11	2,37
	b	2,37	3,16	2,37	2,63	4,74
	a	3,16	3,16	3,16	3,16	4,74
50%	c	12,64	11,85	13,43	12,64	11,06
	b	15,01	12,64	14,22	13,96	14,22
	a	16,59	13,43	15,80	15,27	15,80
100%	c	25,28	23,70	27,65	25,54	28,44
	b	30,81	28,44	30,02	29,76	30,81
	a	33,18	30,81	32,39	32,13	33,18
<b>Pas górny dźwigara – różnica odkształceń w kierunku poziomym, znak (–) oznacza rozciąganie</b>						
stopień sprężenia	rzęd	baza pomiarowa 200 mm			wartość średnia	
		1–2	2–3	3–4		
20%	m	–1,58	–2,37	–2,37	–2,11	
	k	–2,37	–2,37	–3,95	–2,90	
50%	m	–5,53	–5,53	–4,74	–5,27	
	k	–6,32	–5,53	–5,53	–5,79	
100%	m	–8,69	–8,69	–7,90	–8,43	
	k	–7,11	–7,11	–7,11	–7,11	
<b>Pas górny dźwigara – różnica odkształceń w kierunku pionowym</b>						
stopień sprężenia	rzęd	baza pomiarowa 150 mm				wartość średnia
		1	2	3	4	
50%	k–m	1,07	2,14	2,14	2,14	1,87
100%	k–m	2,14	3,21	2,14	2,14	2,41



Rys. 11. Wyniki obliczonych (w nawiasie) odkształceń betonu i zmierzonych w trakcie sprężenia dźwigara,  $\epsilon \cdot 10^5$   
 Fig. 11. The results of calculated (in parenthesis) concrete strains and measured during the prestressing of girder,  $\epsilon \cdot 10^5$

W strefie podporowej górnego pasa dźwigara, w kierunku podłużnym, występują odkształcenia rozciągające w każdym etapie sprężenia. Średnia wartość odkształceń betonu pomierzona dla końcowego etapu sprężenia wynosi  $-11,5 \cdot 10^{-5}$ . Odkształcenia betonu w kierunku pionowym pomierzone na górnym pasie dźwigara są ściskające w obu etapach sprężenia. Dla całkowitego sprężenia wartość średnia wynosi  $2,41 \cdot 10^{-5}$ .

W celu przeprowadzenia kompleksowej analizy zachowania się dźwigara w wyniku jego wzmocnienia przez sprężenie bezprzyczepnościowymi cięgnami zewnętrznymi należy w dalszych badaniach określić rozkłady odkształceń betonu:

- w górnym pasie dźwigara w środku jego rozpiętości oraz nad dewiatorami,
- na środku dźwigara w środku jego rozpiętości oraz nad dewiatorami; w celu określenia położenia osi obojętnej przekroju,
- w dolnym pasie dźwigara zwiększyć liczbę przekrojów pomiarowych w strefie występowania maksymalnych momentów zginających ze względu na występującą dużą liczbę rys.

## 5. Podsumowanie

Przeprowadzone badania doświadczalne na obu wzmacnianych obiektach wykazały, że w celu dokonania pełnej analizy skuteczności zastosowanego wzmocnienia za pomocą cięgien sprężających nie wystarczy poprzestać na wprowadzeniu projektowanej siły naciągowej. Obecność rys w konstrukcji może w różnym stopniu (wzmacnianie po uprzednim wykonaniu iniekcji rys lub bez iniekcji rys) wpływać na zmianę siły sprężającej w czasie, a tym samym obniżyć przewidywany stopień wzmocnienia konstrukcji. Z drugiej strony należy mieć świadomość, że rysy o małej szerokości są trudne do wypełnienia (ewentualna konieczność stosowania dwóch rodzajów żywicy), jak również nie zawsze da się wyegzekwować od wykonawcy ich poprawne wypełnienie.

Uznając, że warunkiem koniecznym jest wypełnienie rys przed przystąpieniem do sprężenia elementu wzmacnianego, pozostaje do wyjaśnienia problem wpływu szerokości rysy i podatności materiału ją wypełniającego na zachowanie się zarysowanych belek żelbetowych wzmacnianych według analizowanej technologii.

## Literatura

- [1] ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (318R-02)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan 2002.
- [2] AASHTO, *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, SI Units, Secondo Editio, American Association of State Highway and Transportation Officials, 1998.
- [3] Naaman A.E., Alkhairi F.M., *Stress at Ultimate in Unbonded Post-Tensioning Tendons: Part 1 – Evaluation of the State-of-the-Art*, ACI Structural Journal, 1991, 88 (5), 641-651. *Part 2 – Proposed Methodology*, ACI Structural Journal, 88 (6), 1991, 683-692.
- [4] Sivaleepunth C., Niwa J., Bui D.K., *Significant Parameters for Evaluating the Tendon Stress of Externally Prestressed Concrete Beams*, Proceedings of the 2nd International Congress, June 5–8, 2006, Italy, ID 2-30.



- [5] Harajili M.H., *Effect of Span-Depth Ratio on the Ultimate Steel Stress in Unbonded Prestressed Concrete Members*, ACI Structural Journal, 87 (3), 1990, 305-312.
- [6] Ng C.K., *Tendon Stress and Flexural Strength of Externaly Prestressed Beams*, ACI Structural Journal, 100 (5), 2003, 644-653.