

Dariusz FAUSTMANN*

Politechnika Krakowska

ZGINANE KONSTRUKCJE SPRĘŻONE CIĘGNIAMI ZEWNĘTRZNYMI

Streszczenie. Artykuł przedstawia charakterystyczne cechy sprężenia cięgniami zewnętrznymi konstrukcji belkowych. Praca zawiera porównanie sprężenia zewnętrznego ze sprężeniem wewnętrznym przyczepnościowym. Przedstawiono technologiczne możliwości sprężenia zewnętrznego z zastosowaniem dewiatorów do zrealizowania krzywoliniowej trasy cięgna oraz wpływ rozmieszczenia dewiatorów na zmianę mimośrodów kabli sprężających podczas obciążenia konstrukcji. Artykuł przedstawia także przykład zastosowania zewnętrznego sprężenia cięgniami bezprzyczepnościowymi o trasie krzywoliniowej do wzmocnienia istniejącej konstrukcji mostowej.

BENDING CONSTRUCTIONS PRESTRESSED WITH EXTERNAL TENDONS

Summary. In the paper there are presented the characteristic properties of prestressing of reinforced concrete beams with external steel tendons. The comparison of external and traditional prestressing applying bonded tendons are included. The technological possibility of application of external nonlinear tendons with deviators and their influence on the eccentricity of prestressing is also presented. Moreover the strengthening of existing bridge with external unbonded nonlinear tendons is discussed.

1. Wstęp

Konstrukcje sprężone cięgniami zewnętrznymi można wyodrębnić z całego szeregu możliwych zastosowań cięgien sprężających w budownictwie. Istotą tych konstrukcji jest umieszczenie cięgien sprężających poza przekrojem betonowym. Cięgna nie są związane z otaczającym betonem, jak to ma miejsce w przypadku wewnętrznego sprężenia

* Opiekun naukowy: Dr hab. inż. Andrzej Seruga, prof. Politechniki Krakowskiej

przyczepnościowego. Pociąga to za sobą różnicę w odkształceniach betonu i stali sprężającej podczas obciążenia, inaczej niż w przypadku konstrukcji zginanych z ciągniami wewnętrznymi przyczepnościowymi odkształcenia te są różne.

Zewnętrzne sprężenie znalazło zastosowanie zarówno w nowych obiektach (mosty o konstrukcji skrzynkowej, w których kable sprężające umiejscowione są wewnątrz konstrukcji, ale poza przekrojem betonowym), jak też przy wzmacnianiu istniejących konstrukcji. Kable sprężające mogą mieć w przypadku belek trasę prostoliniową lub krzywoliniową zarówno w nowych, jak i remontowanych konstrukcjach. Trasę krzywoliniową realizuje się poprzez zastosowanie dewiatorów. Jakkolwiek w przypadku trasy prostoliniowej stosuje się też zamocowania kabli wzdłuż długości belki, ale pełnią one tylko rolę stabilizatorów trasy kabla.

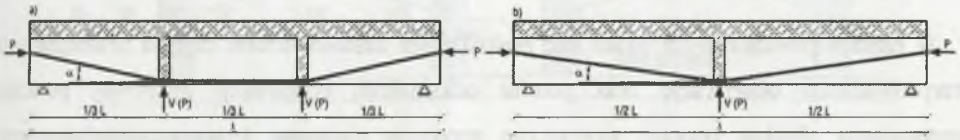
2. Korzyści i wady wynikające z zewnętrznego sprężenia

Zewnętrzne sprężenie bezprzyczepnościowe jest zalecane zarówno do konstruowania nowych, jak i wzmacniania istniejących obiektów. Główne zalety rozmieszczenia kabli poza przekrojem betonowym to: a) wyeliminowanie pracochłonnego i kłopotliwego układania kanałów kablowych wewnątrz przekroju betonowego. Poprawia to możliwości zagęszczania betonu, b) usunięcie kanału kablowego ze środków belek poza przekrój pozwala zmniejszyć grubość środnika, który jest w większości przypadków zależny od grubości kanału kablowego i jego otulenia. Pozwala to zaoszczędzić nawet do 25% ciężaru belki, c) znika problem szczelności osłonki i ewentualnej penetracji betonu do wnętrza kanału kablowego podczas betonowania. Jednocześnie może być wyeliminowany proces iniekcji kanałów. Usunięty zostaje problem ewentualnego niecałkowitego wypełnienia kanału zaczynem i korozji cięgien sprężających, d) pojawia się możliwość wymiany cięgien sprężających umieszczonych na zewnątrz konstrukcji, e) ułatwiony jest przegląd kabli i ocena ewentualnego ryzyka korozji stali sprężającej. Kabel jest chroniony tylko poprzez osłonkę, nie ma potrzeby wiercenia wewnątrz przekroju betonowego w celu oceny korozji kabli, f) następuje znaczna redukcja tarcia kabli o ściany osłonki, co pozwala na jednostronny naciąg kabli.

Zewnętrzne sprężenie nie jest pozbawione wad. Pojawiają się następujące problemy wynikające z umieszczenia kabli poza przekrojem betonowym: a) istnieje niebezpieczeństwo uszkodzenia kabli zewnętrznych, b) pojawiają się efekty drugiego rzędu, wynikające z ugięcia belki, c) mogą wystąpić różnice w temperaturze kabli i betonu.

3. Zastosowanie dewiatorów i ich wpływ na pracę belki sprężonej zewnętrznymi ciągnami bezprzyczepnościowymi

Wraz z zastosowaniem krzywoliniowej trasy ciągnia sprężającego bezprzyczepnościowego pojawia się problem umieszczenia dewiatorów. Ze względu na mimośród trasy ciągnien można wydzielić z konstrukcji sprężonych zewnętrznymi konstrukcje z dużym mimośrodem kabli. Konstrukcje sprężone z dużym mimośrodem kabli to takie, w których ciągnio sprężające umieszczone jest poza wysokością belki.

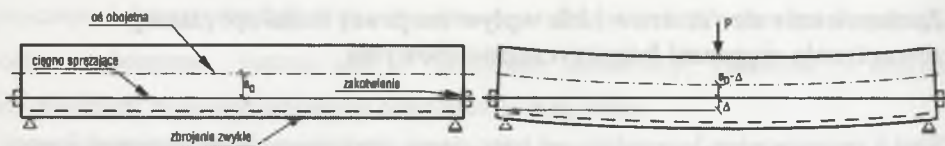


Rys. 1. Rozmieszczenie dewiatorów
Fig. 1. The distribution of deviators

Zazwyczaj w przypadku krzywoliniowej trasy ciągnia stosuje się dwa lub trzy dewiatory. W przypadku belek o małym stosunku rozpiętości do wysokości L/d można zastosować ciągnia prostoliniowe. W przypadku gdy L/d jest większy niż 15, konieczne jest zastosowanie co najmniej jednego dewiatora umieszczonego w środku rozpiętości belki. Gdy L/d przekracza 30, pojedynczy dewiator jest nieefektywny i konieczne jest zastosowanie dwóch dewiatorów, zazwyczaj umieszczonych w $1/3$ rozpiętości belki (rys. 1), wartości te są jednak różnie podawane w literaturze i przytoczone tu są wartościami największymi.

Konieczność wspomnianego zastosowania dewiatorów wiąże się z pojawieniem się, w przypadku ich braku podczas obciążenia, niekorzystnego efektu drugiego rzędu. Efekt ten polega na zmianie mimośrodu kabla względem osi obojętnej belki. Podczas obciążenia belka ulega ugięciu, w przypadku braku dewiatorów ciągnia pozostają nadal prostoliniowe, co powoduje zmniejszenie mimośrodu ciągnien. Zjawisko to można skutecznie wyeliminować poprzez zastosowanie dewiatorów lub stabilizatorów dla kabli prostoliniowych (rys. 2).

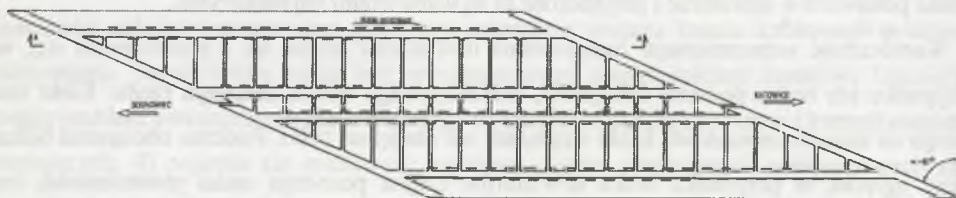
Podsumowując główne różnice pomiędzy sprężeniem wewnętrznym przyczepnościowym i zewnętrznym to: niejednorodność odkształceń stali i betonu, pojawienie się efektów drugiego rzędu przy długich belkach o trasie prostoliniowej bez stabilizatorów oraz wiele ułatwień wykonawczych przytoczonych w punkcie 2 tej pracy.



Rys. 2. Efekt drugiego rzędu – zmiana mimośrodru cięgna podczas obciążenia belki
 Fig. 2. The second order effect – change of eccentricity during the lading of beam

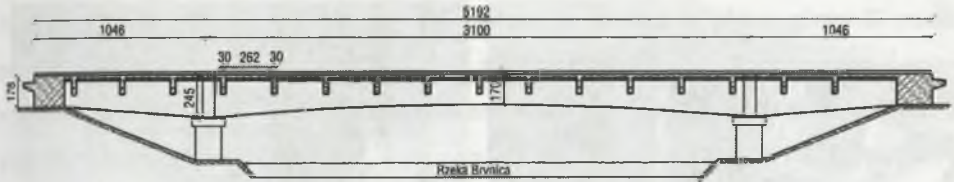
4. Zastosowanie zewnętrznych cięgien bezprzyczepnościowych do wzmocnienia konstrukcji mostowej

W ramach prowadzonych badań nad praktycznym zastosowaniem cięgien zewnętrznych przeprowadzono obserwację oraz pomiar odkształceń konstrukcji mostowej podczas wzmocniania obiektu poprzez zewnętrzne sprężenie cięgnami bezprzyczepnościowymi. Badanie przeprowadzono na remontowanym moście nad rzeką Brynicą w ciągu drogi krajowej DK86. Obiekt o konstrukcji monolitycznej żelbetowej składa się z czterech belek nośnych oraz płyty. Pierwotnie konstrukcja była przedzielona dylatacją wzdłuż osi mostu tworząc układ dwóch ustrojów nośnych składających się z dwóch belek i płyty. W trakcie remontu zespolono konstrukcję, tworząc układ z czterech belek. Belki trójprzęsłowe są znacznie przesunięte względem siebie (rys. 3), podpory zewnętrzne stanowią przyczółki mostu, podpory pośrednie w postaci filarów usytuowane są na granicy nurtu rzeki. Stąd wynika duża różnica pomiędzy rozpiętością przęseł skrajnych i przęśla środkowego (rys. 4).

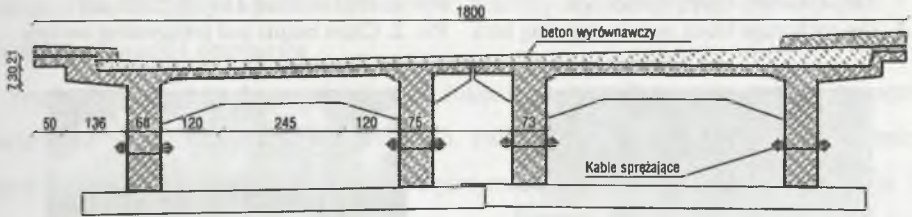


Rys. 3. Ogólny widok mostu
 Fig. 3. The general view of bridge

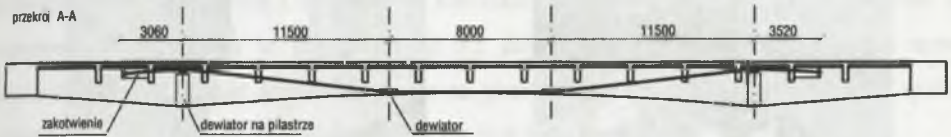
Znaczne przesunięcie względem siebie belek wzdłuż długości mostu wynikające z biegu rzeki i układu drogi powoduje, iż brzegi płyty mostu w przekroju poziomym tworzą znaczne kąty (rys. 3). Belki nośne w przęśle środkowym mają zmienną wysokość. Ponadto, pomiędzy belkami w pierwotnym układzie dwóch oddzielnych ustrojów nośnych istnieje szereg poprzecznic o zmiennej wysokości (rys. 5, fot. 2).



Rys. 4. Przekrój podłużny mostu
Fig. 4. Longitudinal section of bridge



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



Rys. 6. Trasa kabli wraz z dewiatorami
Fig. 6. Layout of tendons and deviators

Wzmocnienie konstrukcji polegało na zewnętrznym sprężeniu środkowych przęseł każdej z belek dwoma kablami zewnętrznymi (razem 8 kablów). Każdy z kablów składał się z 7 splotów L 15,7 kotwionych dwustronnie w zakotwieniach szczękowych. Siła naciągu każdego kabla $P_0 = 1367$ kN, kable ze stali Y1860S7 o $f_{pk} = 1860$ kN, sprężenie dwustronne. Zakotwienia kabli osadzone były w dobetonowanych blokach żelbetowych, dodatkowo zamocowanych do belek mostu za pomocą prętów sprężających (fot. 1).

Krzywoliniową trasę cięgien zrealizowano poprzez zastosowanie 4 dewiatorów na każdej belce (rys. 6). Dwa dewiatory umieszczone są na pilasirach żelbetowych usytuowanych bezpośrednio nad filarami mostu. Są to dewiatory tuż przy zakotwieniach w górnej części belek (fot. 1) oraz dwa dewiatory przesłowe, wykonane wyłącznie jako elementy stalowe przymocowane do dolnej części belek (fot. 3). W celu ujednolicenia różnego nachylenia płyty mostu, wynikającego z pierwotnej konstrukcji, wykonano żelbetową płytę nadbetonu oznaczoną na rys. 5 jako beton wyrównawczy, gdyż dobetonowana płyta nie jest zespolona z istniejącą konstrukcją mostu.



Fot. 1. Blok kotwiący i pręty sprężające
Pic. 1. The anchorage block and prestressing bars



Fot. 2. Poprzecznice i kable sprężające
Pic. 2. Cross beams and prestressing tendons



Fot. 3. Dewiator przesłowy
Pic. 3. The midspan deviator



Fot. 4. Dewiator podporowy
Pic. 4. The support deviator

Płyta zbrojona była siatkami w dwóch rzędach o oczkach 0,15 m, pręty zbrojeniowe $\phi 10$ mm. Brak jakichkolwiek mechanicznych łączników pomiędzy istniejącą konstrukcją mostu a nowym betonem. W związku z tym nie można płyty uznać za nadbeton. Jedyne pełni ona rolę betonu wyrównawczego o zmiennej grubości i projektowanej klasie betonu B35.

Program badań obejmował pomiar odkształceń konstrukcji w czasie sprężania. Odczyty przeprowadzone 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 ze względu na trudności z dostępem zlokalizowane były: na zewnętrznych ścianach belek przy pilastrach umieszczonych na filarach od strony przęsła środkowego, w środku rozpiętości belki w górnej jej części oraz na płycie ponad belkami głównymi. Ponadto, umieszczono szereg punktów pomiarowych na górnej płycie-betonie wyrównawczym wzdłuż

środku rozpiętości konstrukcji w odległości co 0,50 m, co dało na płycie górnej 22 punkty pomiarowe. Żadna z baz pomiarowych nie przechodziła przez rysy skurczowe. Łącznie rozmieszczono 62 punkty pomiarowe. Dokonano też pomiaru wytrzymałości betonu za pomocą młotka Schmidta. Pomiar wykonano w wybranych punktach na zewnętrznych stronach skrajnych belek, w których umieszczone były bazy pomiaru odkształceń. Dokonano pomiaru sprawdzającego wytrzymałość betonu płyty wyrównawczej. Dysponowano badaniami laboratoryjnymi próbek betonowych pobranych podczas betonowania płyty.

Wyniki obserwacji i pomiarów

Przed przystąpieniem do naciągu cięgien dokonano szczegółowego przeglądu zewnętrznej powierzchni płyty z betonu wyrównawczego, której beton według badań doświadczalnych zakwalifikowano do klasy B45. Średnia wytrzymałość betonu na ściskanie wynosiła 57,9 MPa, przy współczynniku zmienności 6,85%. Na powierzchni płyty zlokalizowano 29 rys biegnących prostopadle do osi podłużnej mostu. Wszystkie rysy rozpoczynały się od krawędzi bocznych mostu i zanikały w kierunku osi podłużnej. Przed przystąpieniem do sprężenia zawierały się w przedziale od 0,1 do 0,35 mm. W wyniku sprężenia mostu stwierdzono wystąpienie dodatkowych rys na górnej powierzchni płyty pomiędzy 29 rysami zlokalizowanymi przed sprężeniem przecinających bazy pomiarowe.

Dokonano dwóch odczytów w celu ustalenia odkształceń konstrukcji podczas sprężenia. Pierwszy odczyt na punktach pomiarowych zlokalizowanych na górnej płycie betonu wyrównawczego 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. Z tych pomiarów wynika, że przyrost odkształceń po sprężeniu był niewielki zarówno na płycie górnej, jak i na belkach. Przyrost odkształceń dla różnych części konstrukcji wynosił poniżej $10 \cdot 10^{-5}$. Stwierdzono zgodnie z oczekiwaniami rozciąganie górnej części płyty z betonu wyrównawczego, ściskanie górnej części belki głównej w przekroju w środku rozpiętości. Przy obydwu zakotwieniach nad podporami stwierdzono ściskanie konstrukcji w całym badanym przekroju belek. Rozciąganie płyty górnej było związane z krzywoliniową trasą cięgien zrealizowaną poprzez zastosowanie dewiatorów na każdej belce w jej dolnej części. Tak niewielki przyrost odkształceń związany jest z zastosowaniem względnie małego sprężenia, biorąc pod uwagę całą konstrukcję, która była projektowana jako masywny żelbetowy ustrój belek nośnych, płyty mostu i poprzecznic.

Badanie wytrzymałości betonu konstrukcji wykazało dużą rozbieżność odczytów. Związane jest to ze znaczną degradacją zewnętrznej warstwy betonu. Beton zakwalifikowano jako B25. Jest to zgodne z oszacowaniem zawartym w projekcie wzmocnienia konstrukcji.

Dokonane badania konstrukcji podczas wzmocnienia poprzez sprzężenie zewnętrznymi kablami sprężającymi potwierdzają przydatność tego typu wzmocnienia do praktycznych zastosowań. Zrealizowano założenie polegające na wprowadzeniu do konstrukcji naprężeń powodujących niewielkie rozciąganie górnych włókien w stanie obciążenia wyłącznie ciężarem własnym, nie powodując zarysowania na poziomie górnej części belki głównej (ściskanie górnej części belki w środku rozpiętości, rozciąganie wyłącznie górnej części płyty). Za tego typu wzmocnieniem przemawia także możliwość szybkiego przygotowania konstrukcji do sprzężenia. Prace związane bezpośrednio z przygotowaniem sprzężenia były zrealizowane w okresie około 30 dni.

LITERATURA

1. Ajdukiewicz A., Mames J.: Konstrukcje z betonu sprężonego. Polski Cement, Kraków 2004.
2. Thiru A., Eakart W., Hiroshi M.: Flexural Behavior of Two-Span Continuous Prestressed Concrete Girders with Highly Eccentric External Tendons. ACI Structural Journal/May-June 2005, p. 402-411.
3. Kiang-Hwee T., Chee-Khoo N.: Effects of Deviators and Tendon Configuration on Behavior of Externally Prestressed Beams. ACI Structural Journal/1997, p. 13-22.
4. Chee-Khoo N.: Tendon Stress and Flexural Strength of Externally Prestressed Beams. ACI Structural Journal/September-October 2003, p. 644-653.
5. Bui K.D., Niwa J.: Evaluation of Ultimate Stress in Beams Prestressed with External Tendons. Proceedings of the 2nd International Congress, June 5-8, 2006 – Naples, Italy.
6. Rabbat Basile G., Sowlat K.: Testing of Segmental Concrete Girders with External Tendons. PCI Journal/March-April 1987, p. 86-107.
7. Thiru A., Eakart W., Hiroshi M.: Flexural Behavior of Two-Span Continuous Prestressed Concrete Girders with Highly Eccentric External Tendons. ACI Structural Journal/May-June 2005, p. 402-411.

Recenzent: Prof. dr hab. inż. Stanisław Kuś