

# Wpływ nadbetonu na pracę sprężonych płyt stropowych HC na podporach podatnych

Wit Derkowski<sup>1</sup>, Mateusz Surma<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Instytut Materiałów i Konstrukcji Budowlanych, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Krakowska, e-mail: [derkowski@pk.edu.pl](mailto:derkowski@pk.edu.pl)

<sup>2</sup> Instytut Materiałów i Konstrukcji Budowlanych, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Krakowska, e-mail: [msurma@pk.edu.pl](mailto:msurma@pk.edu.pl)

**Streszczenie:** Stropy Slim Floor (SF), to konstrukcje z płyt kanałowych (HC) opartych na smukłych belkach, w których wysokość dźwigara zazwyczaj nieznacznie przekracza wysokość prefabrykatu stropowego. Wraz ze wzrostem ugięcia podpór następuje deformacja układu płyt stropowych, w konsekwencji czego w prefabrykacie pojawiają się dodatkowe poprzeczne naprężenia normalne i styczne, mogące spowodować ukośne zarysowanie i w konsekwencji zniszczenie zewnętrznych żeberk płyt. Może również dojść do podłużnego zarysowania dolnej powierzchni płyty. Pomimo częstych realizacji tego typu konstrukcji, w obowiązującej normie EN 1168 znalazł się jedynie lakoniczny zapis o potrzebie uwzględnienia redukcji obliczeniowej nośności na ścinanie - nie podano jednak żadnej procedury obliczeniowej.

Powszechnie uważa się, że zmniejszenie niekorzystnego wpływu stycznych naprężeń ścinających w żeberku płyty można osiągnąć poprzez wypełnienie betonem kanałów w skrajnych fragmentach płyty HC lub ułożenie monolitycznej warstwy nadbetonu. Wytyczne *fib* są praktycznie jedynym dokumentem pozwalającym określić nośność stropów SF z uwzględnieniem wpływu nadbetonu lub wypełnienia kanałów – w referacie skrótoowo opisano ten model obliczeniowy. W celu określenia wpływu nadbetonu na pracę sprężonych płyt HC na podporach podatnych, wykonano szereg analiz obliczeniowych uwzględniających m.in. wpływ grubości nadbetonu, wartość współczynnika tarcia między nadbetonem a prefabrykatem, kolejności betonowania styków pionowych i warstwy nadbetonu, a także ilości zbrojenia w betonie uzupełniającej. Wyniki przeprowadzonych obliczeń, wraz z wnioskami z nich wynikającymi, przedstawiono w niniejszym artykule.

**Słowa kluczowe:** Hollow Core, konstrukcje Slim Floor, nadbeton, podatność podpór, stropy prefabrykowane

## 1. Konstrukcje Slim Floor

Stropy ze strunobetonowych płyt kanałowych typu Hollow Core (HC) cieszą się obecnie na świecie dużą popularnością, a liczba realizowanych obiektów z ich wykorzystaniem stale rośnie. Główne zalety tych prefabrykowanych elementów, tj. możliwość przekrycia dużych rozpiętości elementami o dużej sztywności przy stosunkowo małej wysokości (150-500 mm) oraz niewielki ciężar własny, decydują o ich sukcesie. Podstawowe technologie produkcji takich elementów, tj. ekstruzja i slip-forming, uniemożliwiają stosowanie jakiegokolwiek zbrojenia poprzecznego w przekroju płyty. Jedynie zbrojenie stanowią podłużne ciągną sprężające, zapewniające spełnienie warunków SGU oraz SGN, w tym poprawiające nośność na ścinanie cienkich betonowych żeberk płyty, która jest decydującym warunkiem SGN.

Płyty HC projektowane są zwykle jako elementy wolnopodparte, a ich analiza obliczeniowa oparta jest na założeniach płaskiego stanu naprężeń. Jest to słuszne podejście, gdy płyta poddana jest obciążeniom symetrycznym i równomiernie rozłożonym oraz oparta jest na podporach niepodatnych, najczęściej na ścianach lub sztywnych, wysokich belkach. Z końcem lat 80-tych ubiegłego stulecia, w Europie, zaczęto wykonywać stropy z płyt HC opartych na smukłych belkach żelbetowych, sprężonych, stalowych lub zespolonych, tzw.

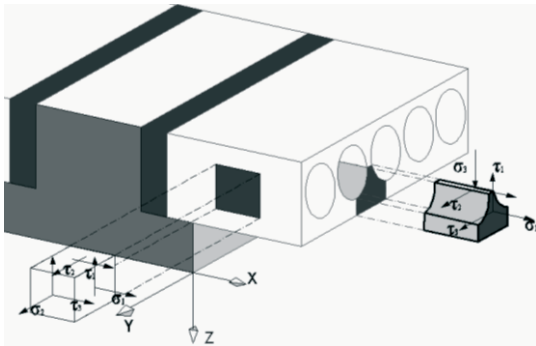
konstrukcje Slim Floor (SF). Główną ich zaletą jest możliwość kształtowania konstrukcji o dużych rozpiętościach (do 18 m) w krótkim czasie realizacji. Konstrukcje SF, w których wysokość dźwigara zazwyczaj nieznacznie przekracza wysokość prefabrykatu stropowego, pozwalają zmniejszyć wysokość kondygnacji i umożliwiają niemal dowolne wykorzystanie przestrzeni użytkowej.

## 2. Wpływ deformacji podpór na nośność na ścinanie płyt HC

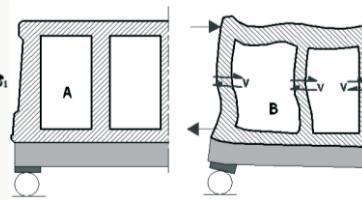
Projektując konstrukcję Slim Floor należy uwzględnić fakt, że wraz ze wzrostem ugięcia podpór następuje deformacja układu płyt stropowych, w konsekwencji czego w płycie HC występuje złożony stan naprężeń – pojawiają się dodatkowe poprzeczne naprężenia normalne i styczne (rys. 1a). Efektem tego mechanizmu może być ukośne zarysowanie, a w konsekwencji zniszczenie zewnętrznych żeberk skrajnych płyt w polu stropowym. Zniszczenie to następuje pod wpływem siły poprzecznej o mniejszej wartości niż w przypadku płyt opartych na podporach sztywnych, poddanych jedynie oddziaływaniom pionowego ścinania [1].

W efekcie ugięcia podpory elementy stropowe „dążą” do przemieszczenia się w kierunku podłużnym belki, czemu przeciwstawiają się adhezyjne siły przyczepności oraz siły tarcia w złączu, co generuje dodatkowe naprężenia. Fragmenty płyt HC w strefie ich oparcia na belce pracują jak ramy, tzn. żeberka płyt stanowią rodzaj łączników między górną, poprzecznie ścisnąką półką płyty i pozostałą częścią przekroju (rys. 1b).

Na rys. 1b przedstawiono obraz deformacji przekroju poprzecznego płyty HC o kanałach prostokątnych. Taka deformacja powstanie w efekcie ugięcia dźwigara, gdy w styku dźwigar-płyta nie wystąpi tarcie oraz uniemożliwione będzie jakiegokolwiek przemieszczenie tych dwóch elementów względem siebie [2]. Efektem takiego mechanizmu jest pojawienie się poprzecznego strumienia sił ścinających  $v$  w żeberku płyty. Wartość strumienia  $v$  jest zależna od poziomu poślizgu na styku dźwigara i płyty, a także od wartości obciążenia użytkowego, występującego po ułożeniu betonu uzupełniającego w pionowym złączu dźwigar-płyta [3]. Żeberko płyty nie jest idealnie sztywnym elementem przeciwdziałającym poprzecznym siłom ścinającym – ma ono ograniczoną zdolność odkształceń.



Rys. 1a. Rozkład naprężeń w rozważanym przekroju



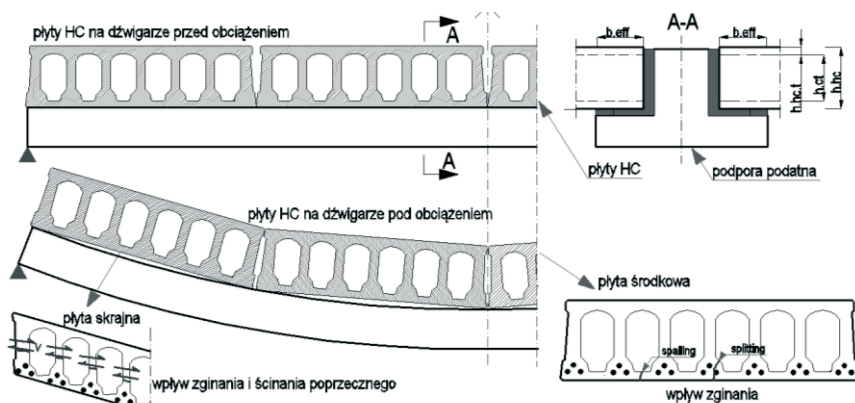
Rys. 1b. Deformacja przekroju płyty HC w wyniku ugięcia dźwigara. A - sytuacja wyjściowa, B - efekt ramy powodujący powstawanie sił poprzecznych w żeberkach

Jeżeli płyty HC oparte są na dolnej, rozciąganej półce dźwigara, to jego zginanie powoduje wzrost poprzecznych naprężeń rozciągających w płycie. W jej dolnej części, w strefie przypodporowej, może pojawić się zarysowanie, które będzie postępowało ku górze lub dołowi płyty. Rozwój zarysowania nie zostanie ograniczony z powodu braku zbrojenia poprzecznego oraz z uwagi na niewielką wartość siły sprężającej w przekroju znajdującym się na długości transmisji [4]. W efekcie może dojść do podłużnego zarysowania dolnej powierzchni płyty (*spalling*) lub powstania rysy wzdłuż cięgien sprężających pod żeberkiem (*splitting*) (rys. 2). Zarysowanie podłużne redukuje sztywność giętną oraz zmniejsza przyczepność cięgien do betonu, redukując tym samym nośność na

ściananie i zginanie płyty. Zarysowanie może wystąpić także w styku sąsiednich płyt, przyczyniając się do osłabienia przyczepności prętów zbrojeniowych w tych stykach. Ponadto wpływa ono negatywnie na estetykę dolnej powierzchni stropu oraz może przyspieszyć rozwój korozji cięgien sprężających, szczególnie w środowisku agresywnym chemicznie – np. w garażach wielopoziomowych [3, 5].

Złącze belka – element stropowy wypełnione jest betonem uzupełniającym, co generuje niezamierzone ujemne momenty podporowe powodujące zarysowanie poprzeczne. Rysy te mogą wystąpić między dźwigarem i betonem wypełniającym złącze, betonem i prefabrykatem HC lub w postaci kilku rys na szerokości złącza betonu wypełniającego. Powstanie rys redukuje sztywność układu zespolonego dźwigar-płyta HC i zmienia przepływ strumienia naprężeń ścinających w złączu [6].

Zmienna krzywizna dźwigara jest także powodem różnic w schemacie pracy płyt HC, w zależności od miejsca ich oparcia (rys. 2). Płyty w środkowych polach stropowych są przede wszystkim zginane poprzecznie i poddane obciążeniu mniejszych sił niż w przypadku oparcia na podporach sztywnych. Przy odpowiednim ugięciu podpory, płyty te opierają się na dźwigarze wyłącznie w obszarze swoich skrajnych żeberk. Zewnętrzne płyty układu stropowego poddane są przede wszystkim deformacji w wyniku ścinania poprzecznego, co stanowi główny powód zmniejszenia ich nośności. Reakcje podporowe płyt HC nie są równomiernie rozkładane na dźwigarze, co oznacza, że zewnętrzne żeberka skrajnych płyt HC są obciążone większą siłą niż żeberka wewnętrzne, podczas gdy w przypadku oparcia płyt na podporach sztywnych wszystkie żeberka obciążone są równomiernie. Na podstawie badań doświadczalnych [3] wykazano, że utrata nośności stropu zaczyna się zawsze od zewnętrznych płyt pola stropowego. Należy również zwrócić uwagę na fakt, iż brak równoległości oparcia przeciwnych końców płyty może być powodem dodatkowych naprężeń w wyniku skręcania, które nie są uwzględniane w analizowanym poniżej kryterium projektowym.



Rys. 2. Zachowanie się płyt HC opartych na podporze podatnej.

Następstwem opisanych mechanizmów i oddziaływań poprzecznych w konstrukcjach SF jest zarysowanie płyt HC w ich najsłabszym miejscu, tj. – skrajnych niezbrojonych żeberkach, prowadzące do utraty nośności na ścinanie [6]. Pomimo częstych realizacji konstrukcji typu SF, w obowiązującej normie EN 1168 [7] można jedynie znaleźć zapis, że w przypadku podpór podatnych, należy uwzględnić redukcję nośności w efekcie poprzecznych naprężeń ścinających. Nie podano natomiast żadnej procedury obliczeniowej, podczas gdy np. wytyczne niemieckie [14] mówią o zastosowaniu 50% redukcji nośności na ścinanie. Chociaż do chwili obecnej nie zarejestrowano żadnej katastrofy obiektu ze stropami typu SF, to należy mieć świadomość, że zapas bezpieczeństwa uwzględniany na etapie projektowania może okazać się zawodny, zwłaszcza w przypadku krótkich płyt obciążonych w strefie przypodporowej.

Pomocne w projektowaniu tego typu konstrukcji mogą być zalecenia *fib* [5], oparte na serii badań przeprowadzonych w Finlandii w latach 1990-2006 [3] oraz na stworzonym na ich podstawie modelu obliczeniowym autorstwa *Pajari* [2] i *Laskelä* [8]. Jest to model belki

zespólonej z płytą HC. Stanowi on rozwinięcie koncepcji płyt HC opartych na podporach sztywnych [9] i [10] i wzoruje się na klasycznej teorii belkowej Eulera-Bernoulliego. Model dla podpór sztywnych opiera się na założeniach mechanizmu zniszczenia płyty HC pod wpływem ścinania [11]. W analizie nośności na ścinanie najsłabszego miejsca przekroju płyty HC, jakim jest betonowe żeberko, przyjmuje się teorię liniowo-sprężystą. Zjawiska o charakterze nieliniowym tj. zarysowanie betonu i poślizg płyty na dźwigarze oraz skomplikowana geometria ustroju wymagały wprowadzenia do procedury obliczeniowej pewnych uproszczeń i założeń dodatkowych, m.in.:

- podłużna krawędź płyt HC traktowana jest jako niepodparta;
- w trójosiowym stanie naprężeń przed zniszczeniem należy stosować zasadę superpozycji do określania naprężeń stycznych w kierunku długości płyty (podłużnych) i w kierunku długości dźwigara (poprzecznych);
- efekty obciążeń w kierunku podłużnym płyty (siły poprzeczne, momenty zginające oraz reakcje podporowe dźwigara) są liczone jak dla sztywnego podparcia [2].

Model belki zespólonej przyjmuje jako kryterium zniszczenia, osiągnięcie obliczeniowej wartości wytrzymałości betonu na rozciąganie przez maksymalne naprężenia główne  $\sigma_{ps}$  w przekroju krytycznym skrajnego żeberka płyty.

$$\sigma_{ps} = f_{ctd} = \frac{\sigma_1}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_1^2}{4} + \tau^2} + \left(\sqrt{1 - \frac{\sigma_1}{f_{ct}} \cdot \tau_2}\right)^2 \approx \frac{\sigma_1}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_1}{2}\right)^2 + \tau^2 + \tau_2^2} \quad (1)$$

### 3. Rola nadbetonu w modelu belki zespólonej

Zmniejszenie niekorzystnego wpływu stycznych naprężeń ścinających  $\tau_2$  w żeberku płyty można osiągnąć poprzez stosowane w praktyce zabiegi technologiczne, tj. wypełnienie betonem kanałów skrajnych fragmentów płyty HC lub ułożenie monolitycznej warstwy nadbetonu. Efekt tych zabiegów uwzględnia się w modelu *fib* poprzez przemnożenie wyjściowej wartości naprężeń  $\tau_2$  przez współczynniki redukcyjne  $\beta_f$  (dla wypełnienia kanałów) i  $\beta_{top}$  (dla nadbetonu). Wzór (1) przyjmuje wtedy postać:

$$\sigma_{ps} = \frac{\sigma_1}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_1}{2}\right)^2 + \tau_1^2 + [\beta_f(\tau_{2,top} + \beta_{top} \cdot \tau_{2,imp})]^2} \quad (2)$$

gdzie:

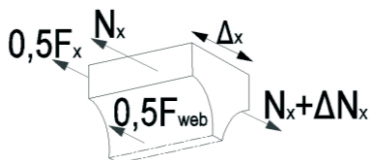
$\tau_{2,top}$  składowa naprężenia stycznego od ciężaru warstwy nadbetonu;

$\tau_{2,imp}$  składowa naprężenia stycznego od obciążeń dodatkowych.

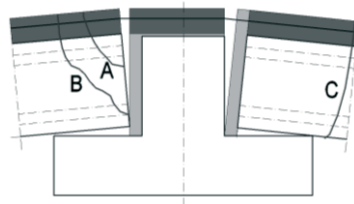
Wpływ nadbetonu jest uwzględniany poprzez współczynnik redukcyjny dany wzorem:

$$\beta_{top} = \frac{v_{web}}{v_{top} + v_{web}} = \frac{\frac{0,5 \cdot F_{web}}{\Delta x}}{\frac{0,5 \cdot F_{top}}{\Delta x} + \frac{0,5 \cdot F_{web}}{\Delta x}} = \frac{F_{web}}{F_{top} + F_{web}} \leq 1,0, \quad (3)$$

w którym  $v_{top}$  i  $v_{web}$  są poziomymi strumieniami siły ścinającej, przenoszonymi przez zbrojoną warstwę nadbetonu i żeberka płyty. Suma oddziaływań tych strumieni redukuje całkowite naprężenie ścinające, dane wzorem  $v = 2\Delta N_x / \Delta x$  (rys.3a)[4].



Rys. 3a. Siły ścinające równoważące wpływ naprężeń stycznych.



Rys. 3b. Zarysowanie wywołane momentem niezamierzonego zamocowania.

Wartość strumieni  $v_{web}$  i  $v_{top}$ , można wyznaczyć ze wzorów:

$$v_{web} = \frac{4}{3} \cdot \frac{b_{w.sl}}{b_{sl}} \cdot b_{cr} \cdot \tau_2 \quad \text{ i } \quad v_{top} = \min\left[\left(\frac{A_{sv} \cdot f_{yk}}{s} \cdot \mu\right), (0,2 \cdot f_{ck} \cdot h_{top})\right] \quad (4),(5)$$

Analogicznie można zapisać wzory na siły  $F_{web}$  i  $F_{top}$ , które oznaczają odpowiednio nośność na ścinanie podłużne nadbetonu na jednostkę długości belki w pionowej płaszczyźnie zespolenia między belką i elementami stropowymi, czyli część naprężeń ścinających przejmowanych przez nadbeton oraz nośność na ścinanie poziome środkiem na jednostkę długości belki, dane wzorami:

$$F_{web} = \frac{4}{3} \cdot L_e \cdot \frac{b_{w.sl}}{b_{sl}} \cdot b_{cr} \cdot \sqrt{2} \cdot \frac{f_{ctm}}{\beta_f}, \quad F_{top} = \min\left[(2 \cdot L_e \cdot \frac{A_{sv} \cdot f_{yk}}{s} \cdot \mu), (0,2 \cdot f_{ck} \cdot h_{top} \cdot L_e)\right]; \quad (6),(7)$$

W powyższych wzorach  $L_e$  oznacza rozpiętość rozważanego elementu w kierunku osi podłużnej dźwigara,  $b_{w.sl}$  sumę szerokości żeberki płyty, a  $b_{sl}$  szerokość prefabrykatu.  $A_{sv}$  i  $f_{yk}$  są odpowiednio polem przekroju poprzecznego i granicą plastyczności prętów zbrojeniowych nadbetonu rozmieszczonych w rozstawie  $s$ , wzdłuż belki. Nie tylko zbrojenie warstwy nadbetonu, ale także jej grubość, szorstkość zarysowanej powierzchni i wytrzymałość betonu wpływają na wartość współczynnika  $\beta_{top}$ . W wytycznych **fib** przyjęto współczynnik tarcia o stałej wartości równej  $\mu=2,0$  [5].

Współczynnik redukcyjny nadbetonu  $\beta_{top}$  zmniejsza wartość naprężeń stycznych  $\tau_2$ , gdy minimalne zbrojenie warstwy nadbetonu stanowią pręty o średnicy co najmniej 5 mm w rozstawie co 150 mm oraz zbrojenie jest tak zakotwione, aby przenieść siłę rozciągającą pojawiającą się po wystąpieniu poprzecznego zarysowania [2]. Na podstawie badań [3] stwierdzono, że typowe zbrojenie nadbetonu (siatka 15x15mm,  $\emptyset=6$ mm) zwiększa wartość poziomej siły ścinającej w żeberku o 1-3%, a silne zbrojenie nadbetonu (siatka 10x10mm,  $\emptyset=10$ mm) o 5-12%.

Ciągłe zbrojenie nadbetonu nad podporą wprowadza pewien poziom niezamierzonego zamocowania płyty na podporze, co może prowadzić do zarysowania (rys. 3b). Rysy typu A nie są groźne, ale już rysy typu B i C redukują nośność płyt HC na ścinanie.

Jeżeli model belki zespolonej z warstwą niezbrojonego nadbetonu jest stosowany z uwzględnieniem tej samej szerokości efektywnej płyty HC  $b_{eff}$  jak w przypadku braku nadbetonu, to dodatkowa warstwa betonu może negatywnie wpływać na nośność płyty na ścinanie. Wydaje się prawdopodobne, że zbrojenie w warstwie nadbetonu równoległe do osi płyty HC może redukować deformacje płyty w kierunku dźwigara, a tym samym pozytywnie wpływać na nośność na ścinanie [3]. W świetle wspomnianych badań, w przypadku płyt o większej rozpiętości, warstwa nadbetonu jest korzystniejszą opcją zwiększenia nośności na ścinanie płyt HC niż wypełnienie kanałów. Chociaż nadbeton generuje dodatkowe obciążenia, to zwiększa sztywność układu stropowego w SGU [8]. Ułożenie warstwy nadbetonu jest szczególnie często stosowane dla płyt HC o dużych rozpiętościach. Dzięki zapewnieniu odpowiedniej przyczepności betonu górnej powierzchni płyty i nadbetonu, można osiągnąć pozytywny wpływ redukcji poprzecznych naprężeń ścinających w żeberku i wzrost nośności na ścinanie płyty. Jednak obecność nadbetonu może mieć także negatywne konsekwencje, tzn. poprzez zwiększenie powierzchni półki ściskanej wzrasta całkowity strumień stycznych naprężeń podłużnych [8].

#### 4. Parametryczna analiza obliczeniowa według zaleceń **fib**

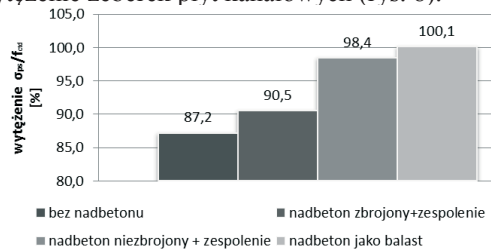
W celu określenia wpływu nadbetonu na pracę sprężonych płyt HC na podporach podatnych wykonano szereg analiz obliczeniowych, wykorzystując model obliczeniowy proponowany przez **fib** [5]. Rozważono sytuację pracy płyty HC 320 o rozpiętości 12,5 m, opartej na sprężonej belce RT500/600 ( $L_B = 6$  m).

Przedmiotem pierwszej analizy było określenie wytrzymałości płyt HC (wyrzażonego przez stosunek naprężeń głównych  $\sigma_{ps}$  do obliczeniowej wytrzymałości betonu na rozciąganie  $f_{ctd}$ ) dla różnych warunków współpracy płyty z nadbetonem: płyta bez nadbetonu, pełne zespolenie płyty z nadbetonem zbrojonym, pełne zespolenie płyty z nadbetonem niezbrojonym, oraz nadbeton jako balast (rys. 4)

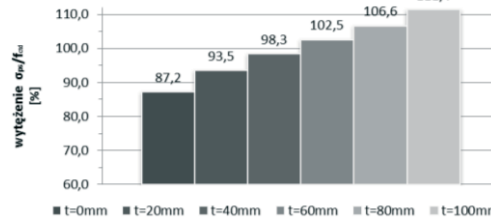
W kolejnych obliczeniach określono wpływ grubości warstwy nadbetonu (zmiennej w zakresie od  $t = 0$  mm do  $t = 100$  mm) na wyężenie płyty (rys. 5) oraz wartości współczynnika tarcia w styku górnej krawędzi płyty HC z nadbetonem (zmiennej od  $\mu=2,0$  wg *fib* do  $\mu=0,5$ , jak dla powierzchni bardzo gładkiej wg [13]) (rys. 6).

Przeanalizowano także wpływ kolejności betonowania styków pionowych i układania nadbetonu na nośność na ścinanie płyt HC (rys. 7). Uwagę należy zwrócić na fakt, że o zespoleniu między dźwigarem i płytą HC można mówić dopiero po zabetonowaniu i stwardnieniu styków. Gdy nadbeton układany jest po wcześniejszym związaniu betonu w stykach, jego ciężar własny należy przyjmować jako obciążenie zmienne. Inaczej uwzględnia się ciężar nadbetonu, gdy układany jest w tym samym czasie, co betonowanie styków. Gdy płyty na etapie montażu są tymczasowo podpierane ich ciężar własny należy także uwzględnić jako obciążenie zmienne. Metoda projektowania powinna uwzględniać kolejność realizacji konstrukcji, ponieważ w większości wypadków obciążenie zmienne będzie miało decydujące znaczenie [8].

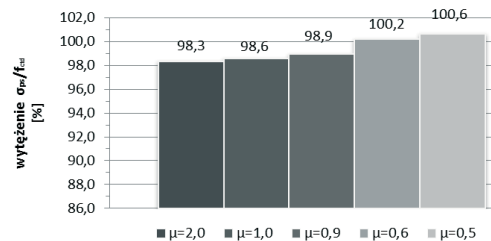
Podjęto również próbę oszacowania wpływu stopnia zbrojenia betonu uzupełniającego na wyężenie żeberek płyt kanałowych (rys. 8).



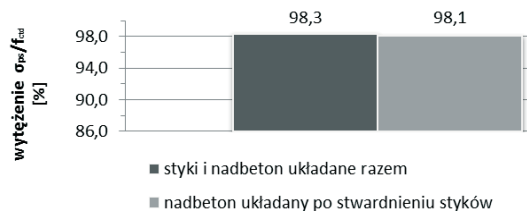
Rys. 4. Zależność wyężenia płyty HC od obliczeniowego sposobu uwzględniania nadbetonu.



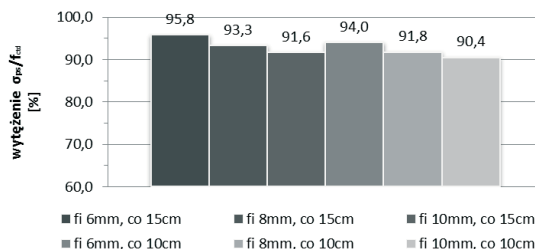
Rys. 5. Zależność wyężenia płyty HC od grubości warstwy nadbetonu.



Rys. 6. Zależność wyężenia płyty HC od współczynnika tarcia  $\mu$ .



Rys. 7. Zależność wyężenia płyty HC od kolejności betonowania styków pionowych i nadbetonu.



Rys. 8. Zależność wyciążenia płyty HC od poziomu zbrojenia nadbetonu.

## 5. Wnioski

Na podstawie przeprowadzonych analiz, z wykorzystaniem procedur obliczeniowych zawartych w wytycznych **fib**, można sformułować następujące wnioski:

- obliczeniowe wyciążenie ścinanego żeberka płyty HC zwiększa się w wyniku dołożenia warstwy nadbetonu i pogarsza się wraz ze wzrostem jej grubości. Choć fakt dociążenia konstrukcji ciężarem własnym nadbetonu jest bezdyskusyjny, to wydaje się iż zwiększenie wymiarów przekroju konstrukcji zespolonej płyta-dźwigar winno skutkować mniejszym jej wyciążeniem. Należy mieć na uwadze fakt, że Autor badań [3] zwrócił uwagę na negatywne konsekwencje układania nadbetonu, tj. zwiększenie powierzchni półki ściskanej powodujące wzrost całkowitego strumienia stycznych naprężeń podłużnych w żeberku płyty.
- Analiza wpływu wartości współczynnika tarcia między warstwą nadbetonu a górną powierzchnią prefabrykatu wykazała znikomy wpływ tego parametru na wyciążenie płyty.
- Rezultat uwzględnienia w modelu obliczeniowym kolejności betonowania styków pionowych i warstwy nadbetonu jest zbieżny z oczekiwaniami, ale nie wpływa on zasadniczo na wyciążenie płyty.
- Wzrost stopnia zbrojenia betonu uzupełniającego (nadbetonu) poprawia warunki pracy konstrukcji zespolonej płyta-dźwigar, co jest zgodne z wynikami wyżej cytowanych badań. Zbrojenie w warstwie nadbetonu może zredukować deformacje płyty w kierunku dźwigara, a tym samym pozytywnie wpływać na jej nośność na ścinanie. Taki efekt pracy zbrojenia uzyskano modyfikując formułę opisującą  $F_{top}$  (7) poprzez wybór maksymalnej a nie minimalnej wartości z dwóch podanych funkcji.

Uzyskane wyniki obliczeń analitycznych uwzględniających obecność betonu uzupełniającego nie w pełni odpowiadają powszechnemu przekonaniu projektantów o pozytywnym wpływie nadbetonu, jak i wynikom badań doświadczalnych [3]. Zdaniem Autorów referatu jest to uzasadnieniem potrzeby przeprowadzenia dalszych badań doświadczalnych w zakresie konstrukcji Slim Floor współpracujących z nadbetonem oraz próby modyfikacji opisanego modelu obliczeniowego tych konstrukcji. Dotychczas powyższe zagadnienie zostało przedstawione w Polsce jedynie w sposób opisowy w [15].

## Literatura

- 1 Pajari M., Koukkari H. Shear resistance of PHC slabs supported on beams I: Tests. Journal of Structures Engineering 9 (1998).
- 2 Pajari M., Design recommendations for Hollow Core supported on beams. VTT Research Rapport RTE37-IR-2/1995, Espoo, 1995.
- 3 Pajari M., Yang L. Shear capacity of Hollow Core slabs on flexible supports. VTT Research Notes 1587, Espoo 1994.
- 4 Pajari M. Shear resistance of PHC slabs supported on beams II: Analysis. Journal of Structures Engineering 9 (1998).
- 5 FIB Bulletin 6 Special design considerations for precast prestressed Hollow-Core floors, (2012).

- 6 Pajari M. Shear resistance of prestressed Hollow Core slabs on flexible supports. VTT Publications 228, Espoo, 1995.
- 7 Norma PN-EN 1168:2005+A3 2011 Prefabrykaty z betonu – płyty kanałowe.
- 8 Leskelä M., Pajari M. Reduction of the vertical shear resistance in Hollow-core slabs when supported on beams. Proceedings of Concrete'95 Conference, Brisbane, Australia, 1995.
- 9 Mercx W., Walraven J.C. The bearing capacity of prestressed Hollow Core, Delft, 1983.
- 10 Girhammar U.A. Design principles for simply supported prestressed Hollow Core slabs. Structural Eng. Review 4 (1992).
- 11 Pajari M. Design of prestressed Hollow Core slab. VTT Research Rapport 657, Espoo, 1989.
- 12 Mattock A.H., Hawkins N.M. Shear transfer in reinforced concrete-recent research. PCI Journal 1 (1972).
- 13 Norma PN-EN 1992-1-1+AC2008. Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- 14 Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-15.10-228 2009.
- 15 Szulc J. Projektowanie prefabrykowanej konstrukcji zespolonych z uwzględnieniem podatności styku i elementów podporowych. Instrukcje Wytyczne Poradniki. ITB, Warszawa 2012.

## Influence of concrete topping on behaviour of prestressed Hollow Core floor slabs on flexible supports

Wit Derkowski<sup>1</sup>, Mateusz Surma<sup>2</sup>

*1 Institute of Building Materials and Structures, Faculty of Civil Engineering, Cracow University of Technology, e-mail: derkowski@pk.edu.pl*

*2 Institute of Building Materials and Structures, Faculty of Civil Engineering, Cracow University of Technology, e-mail: msurma@pk.edu.pl*

**Abstract:** Slim Floors (SF) are the structures made of the Hollow Core (HC) slabs supported on the slender beams, where the beam height is usually slightly greater than the height of precast slab element. With the increase of the supports' deflection, the deformation of the HC slab occurs, and in consequence, additional transverse normal and shear stresses appear in the precast element, which can cause a diagonal cracking and destruction of external webs of this element. It may also result in longitudinal cracks on bottom surface of the slab. Despite the frequent implementation of this type of structures, the existing standard EN 1168 gave only a brief record of the need to take the reduction in design shear capacity into account, but is not given any calculation procedure.

It is widely believed that reduction of unfavourable effects of shear stress in the HC slab's web can be achieved by filling the cores with concrete or arrangement of the monolithic layer or concrete topping. The *fib* guidelines are practically the only one document which allows to determine the shear capacity of SF slabs, including the influence of concrete topping or core filling – brief description of this design model is presented in the paper. In order to determine the effect of concrete topping on the behaviour of prestressed HC slabs on the flexible supports, a number of calculation analyzes were performed, which take into account the effects of thickness of the concrete topping, the value of the friction coefficient between the concrete topping and the precast element, the sequence of concreting of vertical joints and topping layer and the amount of supplementary reinforcement in the topping. The results of the calculations, and the conclusions derived from them, are presented in the article.

**Keywords:** Hollow Core, flexible support, Slim Floor Structures, concrete topping, precast slabs