

Witold KUCHARCZUK¹
Sławomir LABOCHA²

ANALIZA NOŚNOŚCI I SZTYWNOŚCI BELEK ZESPOLONYCH W ZALEŻNOŚCI OD STOPNIA ZESPOLENIA

Artykuł prezentuje analizę porównawczą nośności i sztywności belek zespolonych stalowo-betonowych w budownictwie powszechnym, w zależności od stopnia ich zespolenia. Celem artykułu jest przybliżenie zasad projektowania belek z uwzględnieniem wpływu stopnia zespolenia na ich nośność i sztywność. Zwrócono uwagę na znaczenie podparcia montażowego kształtownika stalowego w stadium realizacji konstrukcji. Przykłady belek przyjętych do analizy dotyczą podstawowego zakresu zastosowań stropów zespolonych. W obliczeniach uwzględniono belki o rozpiętościach 8,0m, 12,0m i 16,0m w rozstawie 2,5m, zespolone z płytą betonową, o całkowitej grubości 110mm, wykonaną na poszyciu z blachy profilowanej Florstrop. Do zespolenia przyjęto łączniki sworzniowe ciągliwe. Rozpatrywano trzy warianty stopnia zespolenia: $\eta = 1,0$, $\eta = 0,75$ i $\eta = 0$. Ciężar warstw wykończeniowych stropu i jego obciążenie użytkowe przyjęto jednakowe. Nośność belek określono z wykorzystaniem plastycznego rozkładu naprężeń w przekrojach. Sztywność belek zespolonych określono z wykorzystaniem teorii przekroju zastępczego, stowarzyszonego ze sprężystym rozkładem naprężeń. Wpływ efektów reologicznych, to jest, pełzania betonu na ugięcia belek zespolonych, uwzględniono poprzez zastosowanie efektywnego modułu sprężystości betonu według zaleceń normy PN-EN1994-1-1 oraz redukcję przekroju betonu określoną stosunkiem modułów sprężystości stali i betonu. Wyniki obliczeń pozwalają na sformułowanie wniosków wskazujących na przewagę zalet belek zespolonych zaprojektowanych z pełnym zespoleniem w stosunku do rozwiązań o zespoleniu częściowym. Treść rozważań, jak i zaprezentowane w pracy wnioski dotyczą rozwiązań najczęściej stosowanych w praktyce, to jest, belek o schemacie statycznym wolno podpartym.

Słowa kluczowe: konstrukcje stalowo-betonowe, belki zespolone, zespolenie częściowe, stopień zespolenia, nośność przekrojów częściowo zespolonych

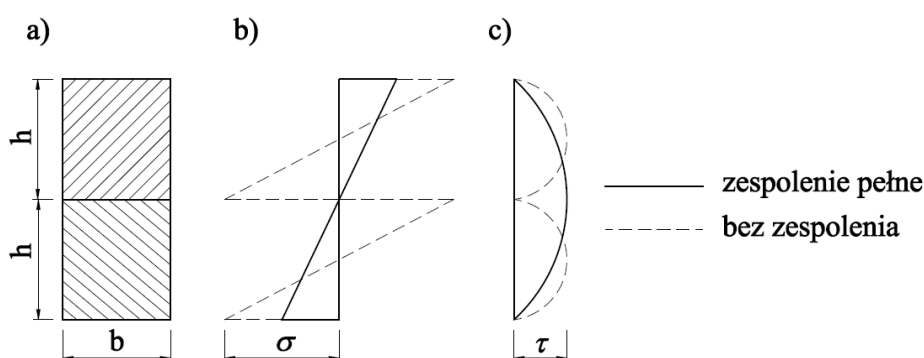
¹ Autor do korespondencji: Witold Kucharczuk, Wyższa Szkoła Techniczna Katowice, 02-925 Warszawa, ul. Okrężna 40b, tel. 22 842 48 76, wandakuch@yahoo.co.uk

² Sławomir Labocha, Wyższa Szkoła Techniczna Katowice, 42-200 Częstochowa, ul. Ossolińskiego 1/15, +48 606 970 171, stahlbau@op.pl

1. Wprowadzenie

Warunkiem pełnego współdziałania płyty betonowej z żebrem stalowym w belce zespolonej jest nieprzesuwne połączenie ich ze sobą. Znaczenie zespolenia przedstawiono poglądowo na rysunku 1. Przedstawia on rozkład naprężeń w przekroju złożonym z dwóch części o jednakowych wymiarach, wykonanych z materiału o jednakowym współczynniku sprężystości:

- wariant I – obie części są połączone nieprzesuwnie,
- wariant II – obie części mają swobodę przesuwu.

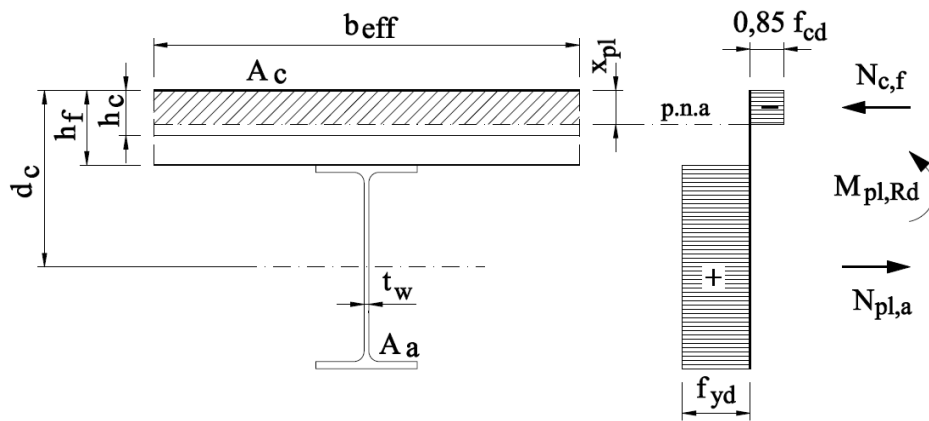


Rys. 1. Wpływ zespolenia na rozkład naprężeń w przekroju zginanym: a) przekrój belki, b) naprężenia normalne, c) naprężenia styczne [1].

Fig. 1. Effect of shear connection on bending and shear stresses: a) section, b) bending stress c) shear stress [1].

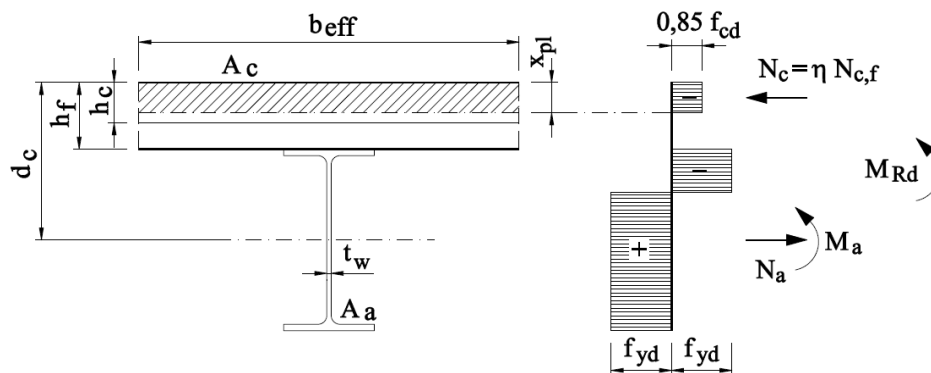
Można łatwo wykazać, że w wariantcie I naprężenia są dwukrotnie mniejsze niż w wariantcie II, a ugięcie belki jest czterokrotnie mniejsze. Nie uległy zmianie jedynie maksymalne naprężenia styczne.

W większości przypadków zespolenie oznacza połączenie mechaniczne za pomocą różnego rodzaju łączników. W zależności od liczby łączników w połączeniu, zespolenie może być pełne lub częściowe. Zespolone belki stropowe projektuje się w stanach granicznych zgodnie z regułami podanymi w Eurokodzie 4 [2]. Nośność graniczną na zginanie momentem dodatnim przekrojów klas 1 i 2 norma zaleca określać na podstawie teorii sztywno-plastycznej, z zastrzeżeniem że w przypadku zespolenia częściowego należy stosować łączniki ciągłe. Poglądowe rozkłady naprężeń plastycznych przy pełnym i częściowym zespoleniu przedstawiono na rysunkach 2 i 3.



Rys. 2. Rozkład naprężeń plastycznych od zginania momentem dodatnim przy pełnym zespoleniu [2].

Fig. 2. Plastic stress distribution under sagging bending for full shear connection [2].

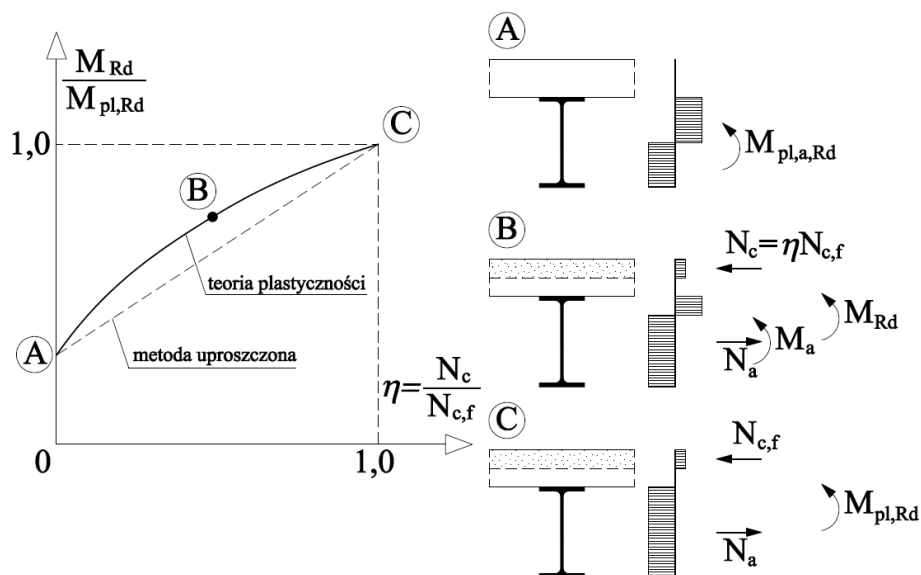


Rys. 3. Rozkład naprężeń plastycznych od zginania momentem dodatnim przy częściowym zespoleniu [2].

Fig. 3. Plastic stress distribution under sagging bending for partial shear connection [2].

W przypadku częściowego zespolenia, kluczowe znaczenie ma stosunek zredukowanej siły ściskającej w betonowej płycie N_c do siły N_{ef} przy pełnym zespoleniu. Stosunek $\eta = \frac{N_c}{N_{ef}}$ jest stopniem zespolenia na ścinanie podłużne.

Wpływ stopnia zespolenia na nośność belki na zginanie przedstawiono na rysunku 4.



Rys. 4. Zależność między M_{Rd} i N_c dla łączników ciągliwych [2].

Fig. 4. Relation between M_{Rd} and N_c for ductile shear connectors [2].

Podane na rysunku symbole $M_{pl,a,Rd}$ i $M_{pl,Rd}$ oznaczają obliczeniowe wartości plastycznej nośności na zginanie przekroju samego kształownika stalowego oraz przekroju zespolonego z pełnym zespoleniem. Zależność między M_{Rd} i N_c przedstawia na rysunku wypukła część krzywej ABC. Bezpieczna wartość M_{Rd} może być określona przez prostą AC wg wzoru:

$$M_{Rd} = M_{pl,a,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}) \frac{N_c}{N_{c,f}} \quad (1)$$

Eurokod 4 [2] traktuje równorzędnie oba sposoby zespolenia tj. pełne lub częściowe, nie wskazując żadnych preferencji ani zaleceń do stosowania.

Celem artykułu jest przybliżenie zasad projektowania belek z uwzględnieniem wpływu stopnia zespolenia na ich nośność i sztywność oraz zwrócenie uwagi na znaczenie podparcia montażowego kształownika stalowego w stadium realizacji konstrukcji. Zagadnienia te przedstawiono na przykładzie belek o trzech rozpiętościach i trzech wariantach stopnia zespolenia.

2 Obliczenie nośności i sztywności przekrojów belek

2.1 Założenia obliczeniowe

2.1.1 Wymiary geometryczne

Do analizy przyjęto belki swobodnie podparte o rozpiętościach: 8,0m, 12,0m i 16,0m. Przyjęto jednakowy rozstaw belek – 2,5m i płytę betonową na poszyciu z blach stalowych FLORSTROP o grubości 0,8mm. Całkowita grubość płyty $h=110\text{mm}$, a grubość średnia - 98mm. Założono, że kształtownik stalowy będzie zabezpieczony przed zwichrzeniem zarówno w stadium realizacji /sytuacja przejściowa wg PN-EN 1990/ jak i w stadium użytkowania konstrukcji /sytuacja trwała wg PN-EN 1990/.

2.1.2 Stopień zespolenia

Przyjęto trzy warianty stopnia zespolenia belek: $\eta = 1,0$, $\eta = 0,75$, $\eta = 0$.

2.1.3 Obciążenia

Ciężar płyty betonowej przyjęto jednakowy we wszystkich wariantach konstrukcji, a ciężar kształtownika stalowego – odpowiednio do rozpiętości i stopnia zespolenia. Ciężar warstw wykończeniowych i obciążenie użytkowe przyjęto jednakowe. Zestawienie obciążeń w stadium użytkowania /sytuacja trwała/ konstrukcji podano w tabelicy 1.

Tabela 1. Zestawienie obciążeń w stadium użytkowania /sytuacja trwała – PN-EN 1990/ [kN/m].

Table 1. Loads in composite stage /persistent design situation - EN 1990/ [kN/m].

Rodzaj obciążenia	Wartość charakterystyczna	Współczynnik obciążenia	Wartość obliczeniowa
Ciężar płyty betonowej $0,098 \cdot 25 \cdot 2,5$	6,13	1,35	8,28
Ciężar blachy profilowanej $0,09 \cdot 2,5$	0,23		0,31
Warstwy wykończeniowe $0,25 \cdot 2,5$	0,63		0,85
Ciężar kształtownika	m		1,35m
Razem obciążenia stałe	$6,99 + m$		$9,44 + 1,35m$
Obciążenia użytkowe $2,5 \cdot 2,5$	6,25	1,50	9,38
Obciążenia całkowite	$q_k = 13,24 + m$		$q_d = 18,28 + 1,35m$

W stadium realizacji przyjęto ciężar mieszanki betonowej 26 kN/m^3 .

2.1.4 Materiały konstrukcyjne

Przyjęto

- kształtowniki IPE ze stali S235; $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$, $E = 210000 \text{ N/mm}^2$,

- beton C20/25; $f_{cd} = 14,3 \text{ N/mm}^2$, $E_{cm} = 30000 \text{ N/mm}^2$

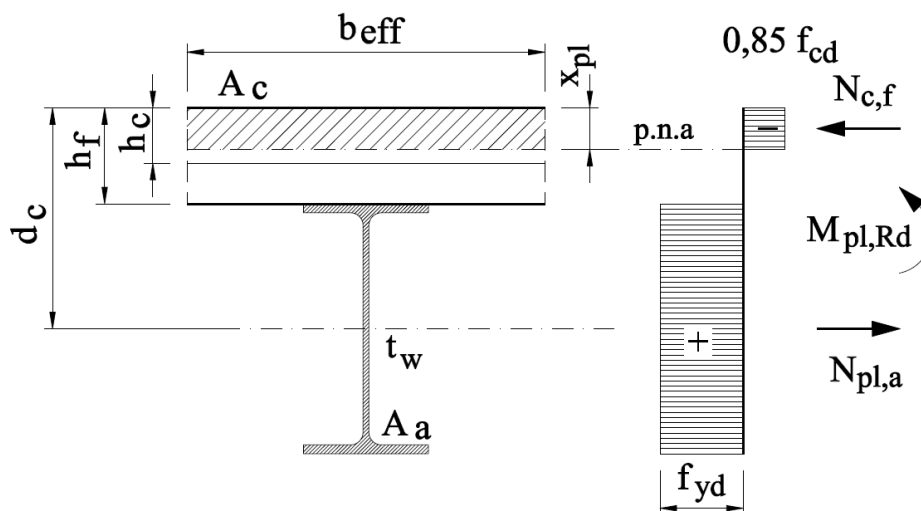
2.1.5 Metody realizacji

Przyjęto, że belki z pełnym zespoleniem będą podparte montażowo. W przypadku częściowego zespolenia podparcie montażowe jest mało uzasadnione ze względu na większą wysokość kształtowników.

2.2 Nośność obliczeniowa przekrojów

2.2.1 Belki o stopniu zespolenia $\eta = 1,0$

Wzory na nośność obliczeniową na zginanie przyjęto wg [3] w zależności od położenia osi obojętnej. Przekrój obliczeniowy belki, z osią obojętną w płycie pokazano na rysunku 5.



Rys. 5. Przekrój obliczeniowy belki, gdy oś obojętna stanu plastycznego jest usytuowana ponad blachą.

Fig. 5. Design section of the beam, if the plastic neutral axis is above sheeting.

- Belka o rozpiętości 8,0 m

$$b_{eff} = 2 \cdot \frac{8,0}{8} = 2,0 \text{ m, kształtownik IPE220 - } A_a = 33,4 \text{ cm}^2, m = 26,2 \text{ kg/m}$$

$$M_{Ed} = 153,39 \text{ kN/m, } x_{pl} = 3,2 \text{ cm} < h_c = 5,1 \text{ cm}$$

$$M_{pl,Rd} = 160,12 \text{ kN/m, } \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = 0,96 < 1$$

- Belka o rozpiętości 12,0 m

$$b_{eff} = 2,5 \text{ m, kształtownik IPE330 - } A_a = 62,6 \text{ cm}^2, m = 49,1 \text{ kg/m}$$

$$M_{Ed} = 350,69 \text{ kN/m, } x_{pl} = 4,8 \text{ cm} < h_c = 5,1 \text{ cm}$$

$$M_{pl,Rd} = 368,95 \text{ kN/m, } \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = 0,95 < 1$$

- Belka o rozpiętości 16,0 m

$$b_{eff} = 2,5 \text{ m, kształtownik IPE450 - } A_a = 98,8 \text{ cm}^2, m = 77,6 \text{ kg/m}$$

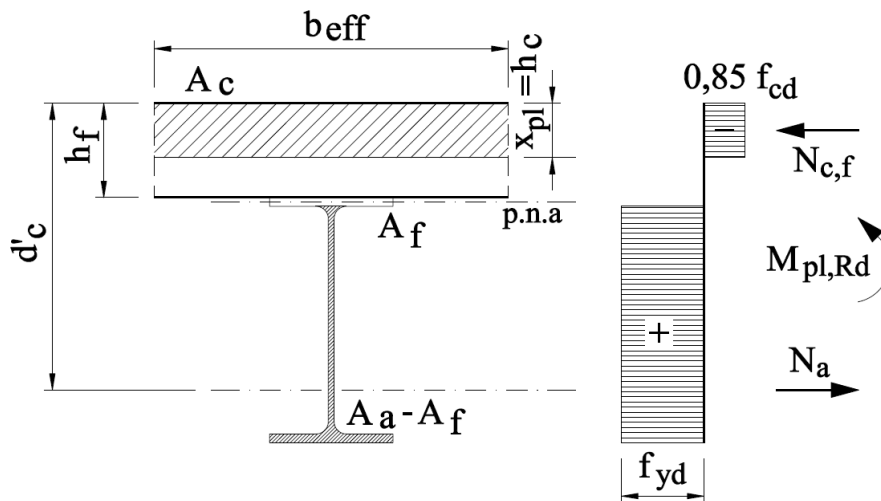
$$M_{Ed} = 635,76 \text{ kN/m,}$$

Zachodzi przypadek

$$f_y A_a > 0,85 f_{cd} b_{eff} h_c > f_y (A_a - 2b_f t_f)$$

Zatem oś obojętna przechodzi przez półkę kształtownika.

Plastyczny rozkład naprężeń w przekroju środkowym belki przedstawiono na rysunku 6.



Rys. 6. Plastyczny rozkład naprężeń w przekroju środkowym belki.

Fig. 6. Plastic stress distribution in the midspan of the beam.

Pole przekroju półki kształtownika $A_f = 27,74 \text{ cm}^2$.

Położenie środka ciężkości teowego przekroju $A_a - A_f$ względem górnej krawędzi kształtownika $x = 31 \text{ cm}$, $d'_c = 42 \text{ cm}$

$$M_{pl,Rd} = f_y(A_a - A_f)(d'_c - 0,5h_c) = 658,76 \text{ kN/m}, \quad \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = 0,96 < 1$$

2.2.2 Belki o stopniu zespolenia $\eta = 0,75$

Przekroje obliczeniowe jak na rysunkach 5 i 6.

- Belka o rozpiętości 8,0 m

$$b_{eff} = 2,0 \text{ m}, \quad \text{kształtownik IPE240} \quad - \quad A_a = 39,1 \text{ cm}^2, \quad W_{pl} = 367 \text{ cm}^3,$$

$$m = 30,7 \text{ kg/m}$$

$$M_{Ed} = 153,875 \text{ kN/m}, \quad x_{pl} = 3,8 \text{ cm} < h_c = 5,1 \text{ cm}$$

$$M_{pl,a,Rd} = 86,24 \text{ kN/m}, \quad M_{pl,Rd} = 193,88 \text{ kN/m},$$

$$M_{Rd} = 86,24 + (193,88 - 86,24) \cdot 0,75 = 166,97 \text{ kN/m},$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0,92 < 1$$

- Belka o rozpiętości 12,0 m

$$b_{eff} = 2,5 \text{ m}, \quad \text{kształtownik IPE360} \quad - \quad A_a = 72,7 \text{ cm}^2, \quad W_{pl} = 1020 \text{ cm}^3,$$

$$m = 57,1 \text{ kg/m}, \quad M_{Ed} = 352,63 \text{ kN/m}, \quad x_{pl} \approx 5,1 \text{ cm} = h_c = 5,1 \text{ cm}$$

$$M_{pl,a,Rd} = 239,7 \text{ kN/m}, \quad M_{pl,Rd} = 451,88 \text{ kN/m},$$

$$M_{Rd} = 239,7 + (451,88 - 239,7) \cdot 0,75 = 398,84 \text{ kN/m},$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0,88 < 1$$

- Belka o rozpiętości 16,0 m

$$b_{eff} = 2,5 \text{ m}, \quad \text{kształtownik IPE500} \quad - \quad A_a = 116 \text{ cm}^2, \quad W_{pl} = 2200 \text{ cm}^3,$$

$$m = 91,1 \text{ kg/m}$$

$$M_{Ed} = 641,6 \text{ kN/m}, \quad \text{oś obojętna przechodzi przez półkę kształtownika}$$

$$M_{pl,a,Rd} = 517 \text{ kN/m}, \quad M_{pl,Rd} = 841,91 \text{ kN/m},$$

$$M_{Rd} = 517 + (841,91 - 517) \cdot 0,75 = 760,68 \text{ kN/m},$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0,85 < 1$$

2.2.3 Belki bez zespolenia $\eta = 0$

$$\text{Wg [4]} \quad M_{pl,a,Rd} = W_{pl} f_y$$

- Belka o rozpiętości 8,0 m
kształtownik IPE330 - $W_{pl} = 804 \text{ cm}^3$, $m = 49,1 \text{ kg/m}$

$$M_{Ed} = 155,84 \text{ kN/m}, \quad M_{pl,a,Rd} = 188,94 \text{ kN/m},$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,a,Rd}} = 0,82 < 1$$

- Belka o rozpiętości 12,0 m
kształtownik IPE450 - $W_{pl} = 1702 \text{ cm}^3$, $m = 77,6 \text{ kg/m}$

$$M_{Ed} = 357,66 \text{ kN/m}, \quad M_{pl,a,Rd} = 388,97 \text{ kN/m},$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,a,Rd}} = 0,89 < 1$$

- Belka o rozpiętości 16,0 m
kształtownik IPE550 - $W_{pl} = 2780 \text{ cm}^3$, $m = 106 \text{ kg/m}$

$$M_{Ed} = 579,45 \text{ kN/m}, \quad M_{pl,a,Rd} = 653,3 \text{ kN/m},$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,a,Rd}} = 0,89 < 1$$

2.3 Sztywność przekroju

2.3.1 Belki o stopniu zespolenia $\eta = 1,0$

Sztywność przekroju zespolonego obliczono metodą przekroju zastępczego (rys. 7).

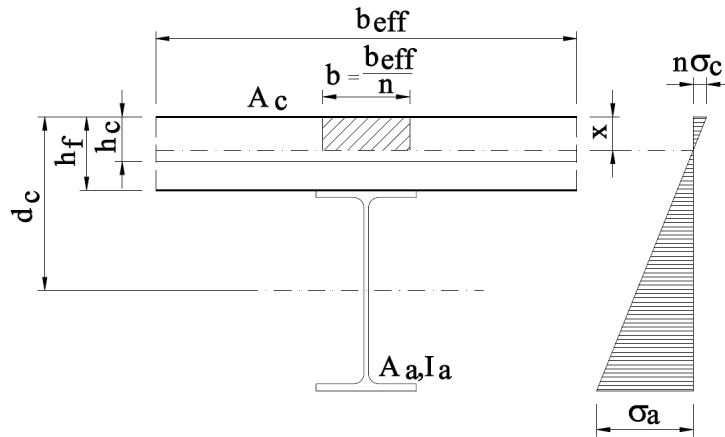
Wpływ pełzania betonu uwzględniono przyjmując efektywny moduł sprężystości

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{2} = 15 \text{ GPa}$$

$$\text{Nominalny stosunek modułów sprężystości } n = \frac{E_a}{E_{c,eff}} = 14.$$

- Belka o rozpiętości 8,0 m
IPE220, $m = 26,2 \text{ kg/m}$, $q_k = 13,5 \text{ kN/m}$,
Moment bezwładności przekroju zastępczego $I_1 = 11489 \text{ cm}^4$,

$$\text{Ugięcie belki } w = 3,0 \text{ cm} < w_{\max} = \frac{800}{250} = 3,2 \text{ cm}, \quad \frac{w}{w_{\max}} = 0,84 < 1$$



Rys. 7. Rozkład naprężeń sprężystych przy zginaniu momentem dodatnim w przekroju zastępczym beki zespolonej.

Fig. 7. Elastic stress distribution under sagging bending for equivalent cross section of composite beam.

- Belka o rozpiętości 12,0 m
IPE360, $m = 57,1$ kg/m, $q_k = 13,81$ kN/m,
Moment bezwładności przekroju zastępczego $I_1 = 44752$ cm⁴,
Ugięcie belki $w = 4,0$ cm $< w_{\max} = \frac{1200}{250} = 4,8$ cm, $\frac{w}{w_{\max}} = 0,93 < 1$
- Belka o rozpiętości 16,0 m
IPE500, $m = 91,1$ kg/m, $q_k = 14,15$ kN/m,
Moment bezwładności przekroju zastępczego $I_1 = 105486$ cm⁴,
Ugięcie belki $w = 5,5$ cm $< w_{\max} = \frac{1600}{250} = 6,4$ cm, $\frac{w}{w_{\max}} = 0,86 < 1$

2.3.2 Belki o stopniu zespolenia $\eta = 0,75$

Nie przewiduje się podparcia montażowego belek, zatem ich ugięcia składają się z dwóch części: powstałych w stadium realizacji (sytuacja przejściowa) i po zespoleniu.

- Belka o rozpiętości 8,0 m
IPE300, $m = 42,2$ kg/m, $I_y = 8360$ cm⁴, $q_{k1} = 7,03$ kN/m, $q_{k2} = 7,3$ kN/m,
Ugięcie: $w_1 = 2,1$ cm, $w_2 = 0,7$ cm, $w_1 + w_2 = 2,8$ cm $< w_{\max} = 3,2$ cm,
 $\frac{w}{w_{\max}} = 0,875 < 1$

- Belka o rozpiętości 12,0 m
 IPE450, $m = 77,6 \text{ kg/m}$, $I_y = 33740 \text{ cm}^4$, $q_{k1} = 7,38 \text{ kN/m}$, $q_{k2} = 7,66 \text{ kN/m}$,
 Ugięcie: $w_1 = 2,8 \text{ cm}$, $w_2 = 1,2 \text{ cm}$, $w_1 + w_2 = 4,0 \text{ cm} < w_{\max} = 4,8 \text{ cm}$,
 $\frac{w}{w_{\max}} = 0,83 < 1$
- Belka o rozpiętości 16,0 m
 IPE550, $m = 106 \text{ kg/m}$, $I_y = 67120 \text{ cm}^4$, $q_{k1} = 7,66 \text{ kN/m}$, $q_{k2} = 7,94 \text{ kN/m}$,
 Ugięcie: $w_1 = 4,6 \text{ cm}$, $w_2 = 2,3 \text{ cm}$, $w_1 + w_2 = 6,9 \text{ cm} \approx w_{\max}$.

2.3.3 Belki bez zespolenia $\eta = 0$

- Belka o rozpiętości 8,0 m
 IPE330, $m = 49,1 \text{ kg/m}$, $I_y = 11770 \text{ cm}^4$, $q_k = 13,73 \text{ kN/m}$,
 Ugięcie: $w = 3,0 \text{ cm} < w_{\max} = 3,2 \text{ cm}$, $\frac{w}{w_{\max}} = 0,94 < 1$
- Belka o rozpiętości 12,0 m
 IPE500, $m = 91,1 \text{ kg/m}$, $I_y = 48200 \text{ cm}^4$, $q_k = 14,15 \text{ kN/m}$,
 Ugięcie: $w = 3,7 \text{ cm} < w_{\max} = 4,8 \text{ cm}$, $\frac{w}{w_{\max}} = 0,77 < 1$
- Belka o rozpiętości 16,0 m
 IPE600, $m = 122 \text{ kg/m}$, $I_y = 92080 \text{ cm}^4$, $q_k = 14,46 \text{ kN/m}$,
 Ugięcie: $w = 5,8 \text{ cm} < w_{\max} = 6,4 \text{ cm}$, $\frac{w}{w_{\max}} = 0,91 < 1$

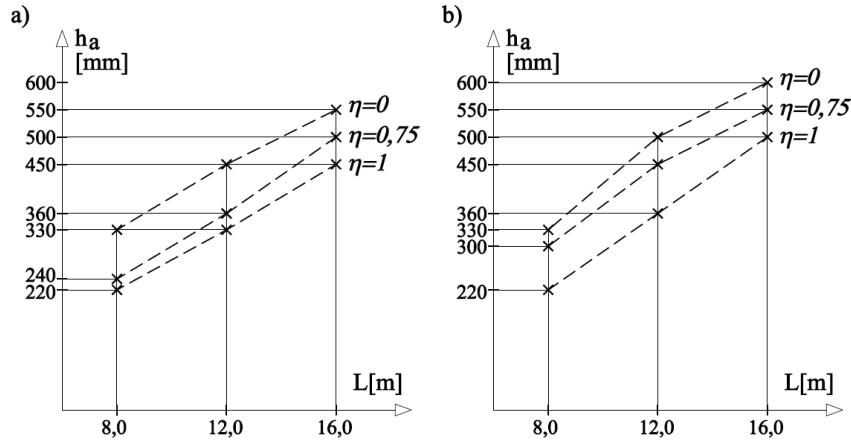
3 Analiza wyników obliczeń

Wyniki obliczeń przedstawiono w tablicy 2 oraz na rysunkach 8 i 9.

Tablica 2. Przekroje kształowników w zależności od rozpiętości i stopnia zespolenia belek.

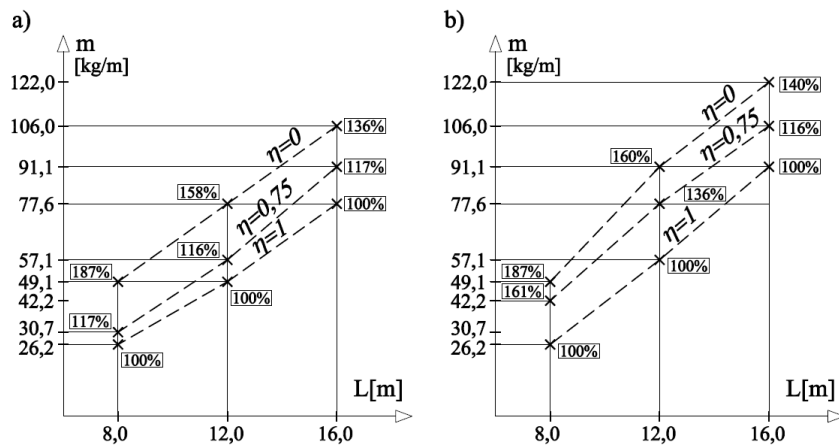
Table 2. Relation between cross sections, span of the beam and degree of shear connection.

Stopień zespolenia η	Rozpiętość belki L [m]					
	8,0		12,0		16,0	
	Wysokość kształownika IPE ze względu na:					
	nośność	sztywność	nośność	sztywność	nośność	sztywność
1	220		330	360	450	500
0,75	240	300	360	450	500	550
0	330		450	500	550	600



Rys. 8. Wysokość belek ze względu na: a) nośność obliczeniową na zginanie, b) ugięcie graniczne.

Fig. 8. High of the beams due to: a) bending resistance, b) limit deflection.



Rys. 9. Masa belek ze względu na: a) nośność obliczeniową na zginanie, b) ugięcie graniczne.

Fig. 9. Mass of the beams due to: a) bending resistance, b) limit deflection.

Analiza zużycia stali (rys.9) prowadzi do następujących spostrzeżeń:

- Zużycie stali wzrasta w przybliżeniu liniowo wraz z rozpiętością belek we wszystkich rozpatrywanych wariantach konstrukcji.
- Udział płyty betonowej w przenoszeniu obciążeń maleje w miarę wzrostu rozpiętości belki zespolonej.
- Zużycie stali zależy od kryterium doboru kształtowników – ze względu na nośność lub ugięcie belek.

- W belkach o rozpiętości 8,0m, z zespoleniem pełnym i bez zespolenia, przekroje kształtowników spełniają zarówno warunki nośności jak i ugięć. W miarę wzrostu rozpiętości belek wzrasta wpływ ugięć.
- Wpływ ugięć wzrasta szczególnie w belkach o zespoleniu częściowym. Decydujący wpływ mają w tym przypadku ugięcia w stadium realizacji (sytuacja przejściowa) konstrukcji, które są większe 2 do 3 razy od ugięć po zespoleniu.

4 Wnioski

1) Z oczywistych względów stropy z belkami stalowymi bez zespolenia z płytą betonową są rozwiązaniem nieekonomicznym, przestarzałym i nie powinny być obecnie stosowane.

2) Najkorzystniejsze z rozpatrywanych rozwiązań są stropy z belkami stalowo-betonowymi o zespoleniu pełnym.

3) Zespolenie częściowe nie pozwala w pełni wykorzystać właściwości wytrzymałościowych stali i betonu. Może być stosowane jedynie w przypadku unifikacji przekrojów belek o różnych rozpiętościach i obciążeniach, niekorzystnych proporcji przekroju belek czy braku możliwości podparcia montażowego belek w stadium realizacji konstrukcji.

4) Kształt i wymiary żeber niektórych typów blach profilowanych uniemożliwiają zastosowanie łączników niezbędnych do pełnego zespolenia [5]. Wynika to stąd, że rozstaw łączników determinowany jest skokiem fałd blachy i wówczas niemożliwe jest uzyskanie wymaganej nośności łączników.

5) Ugięcia belek zespolonych można zmniejszać stosując w stadium realizacji podpory montażowe i ewentualne niewielkie podniesienia wykonawcze. W przypadku belek wykonywanych bez podpor należy w tym celu stosować kształtowniki z odwrotną strzałką ugięcia lub o większym przekroju.

6) Zysk ekonomiczny wynikający z zespolenia belek okupiony jest dodatkowym kosztem wykonania połączeń tj. robocizny i kosztu samych łączników. W analizowanych przykładach zakładano zastosowanie standardowych łączników sworzniowych o średnicy 19mm. W takich, przypadkach wysoce efektywny proces ich automatycznego przypawania w znikomym stopniu wydłuża czas realizacji, a koszt łączników kształtuje się na poziomie kilku zł/szt. W zależności od wielkości zamawianej partii.

Powyższe wnioski, poparte arbitralnie wybranymi przykładami praktycznymi, zachowują swą ważność dla większości typowych rozwiązań o analogicznych lub zbliżonych rozwiązaniach konstrukcyjnych. Należy podkreślić, iż odnoszą się one w szczególności do rozważanych tutaj belek stropowych swobodnie podpartych w budownictwie powszechnym. Wniosku tego nie należy dowolnie uogólniać. Projektowanie nietypowych, o zdecydowanie odmiennych założeniach od rozważanych w artykule układów stropów, projektowanie belek ciągłych czy węzłów zespolonych ram, wymaga indywidualnych analiz.

Literatura

- [1] Johnson R.P.: Composite Structures of Steel and Concrete. Beams, slabs, columns and frames for buildings. Blackwell Scientific Publication 1994.
- [2] PN-EN 1994-1-1. Eurokod 4: Projektowanie zespolonych konstrukcji stalowo-betonowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [3] Kucharczuk W., Labocha S.: Konstrukcje zespolone stalowo-betonowe budynków. Arkady, Warszawa 2007.
- [4] PN-EN 1993-1-1. Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [5] Kucharczuk W., Labocha S.: Konstrukcje zespolone stalowo-betonowe. Ogólne zasady projektowania. XXVII WPPK, str. 613-696, Szczyrk 2012.

ANALYSIS OF THE RESISTANCE AND THE STIFFNESS OF THE COMPOSITE BEAMS, DEPENDING ON THE DEGREE OF SHEAR CONNECTION

Summary

The paper presents comparative analysis of the resistance and stiffness of the composite beams in the general building, depending on the degree of the shear connection. The aim of the article is presentation of the rules of designing beams, considering the influence of the degree of shear connection on their resistance and stiffness. Special attention was paid to the importance of propping steel sections during erection. The examples of beams examined consider the basic range of composite floors used. The calculations taken into account concerned beams of nominal span 8,0m, 12,0m and 16,0m in equal spacing 2,5m with the concrete slab of the total thickness 110mm. Composite slab was performed with profiled steel sheeting type Florstrop. Composite beams with the use of ductile headed shear connectors have been taken. There were three kinds of degree of connection considered: $\alpha = 1,0$; $\alpha = 0,75$ and $\alpha = 0$. The weight of the final layers of floors and their useful load taken, were the same. The resistance of beams was determined by the use of plastic stress distribution in sections. The stiffness of composite beams was determined by the use of the theory of the equivalent section, associated with elastic stress distribution. The influence of rheology effects, i.e. creeps of the concrete on deflection of beams one took into account across the use of the effective module of the elasticity of the concrete, according to recommendations of the standard PE-EN 1994-1-1. The reduction of the section area of the concrete was determined by ratio of modules of the elasticity of the steel and concrete. Results of calculations lead to conclusion indicative of the advantage of beams designed of the full shear connection in relation to solutions of the partial shear connection. The analysis and presented conclusions concern most general solutions applied in practice i.e. free supported beams.

Keywords: steel-concrete structures, composite beams, partial shear connection, degree of shear connection, resistance of sections with partial shear connection

DOI: 10.7862/rb.2013.24

Przesłano do redakcji: w kwietniu 2013 r.

Przyjęto do druku: w lipcu 2013 r.