

Wzmocnienie stropu Kleina w świetle aktualnych norm

Marcin Górecki, Dominika Franczak-Balmas

*Katedra Konstrukcji Budowlanych, Wydział Budownictwa i Architektury,
Politechnika Lubelska, e-mail: m.gorecki@pollub.pl, d.franczak@pollub.pl*

Streszczenie: Przedstawiono możliwość zastosowania stropów stalowo-betonowych w istniejących budynkach. Zespolecie to polega na wykorzystaniu istniejących belek stalowych, które są głównymi elementami konstrukcyjnymi stropu i nowej płyty żelbetowej. Belki i płyty żelbetowe zespala się za pomocą łączników. W pracy przedstawiono przykład obliczenia stropu zespolonego stalowo-betonowego z wykorzystaniem aktualnych norm.

Słowa kluczowe: wzmocnienie, strop na belkach stalowych, strop Kleina.

1. Wprowadzenie

Na etapie projektu budowlanego, obowiązkiem projektanta jest ustalenie wartości obciążeń oddziaływujących na poszczególne elementy konstrukcyjne zgodnie z przeznaczeniem obiektu. Dla założonych obciążeń, projektant dokonuje obliczeń umożliwiających określenie najbardziej optymalnych przekrojów elementów konstrukcyjnych. Konstruktor, w porozumieniu z architektem i inwestorem, dobiera materiały i typ konstrukcji właściwy dla danego obiektu. Układ konstrukcyjny obiektu, wprowadzone obciążenia, względy ekonomiczne itd. wymuszają konkretne rozwiązania. Obecny rynek dostępnych materiałów i technologii ułatwia nieco projektantowi zadanie przy wyborze właściwego kierunku działania. Wybór ten, nie rzadko, uzależniony jest również od dostępnych środków wspomagających projektowanie.

Poza nowo projektowanymi obiektami, istnieją również obiekty, które wymagają już remontów czy też adaptacji. Znajdujące się budynki w centrach miast zmieniają swoje dotychczasowe przeznaczenie ze względu na migrację mieszkańców tych dzielnic na nowo powstałe osiedla i tereny podmiejskie. Użytkownikami tych obiektów stają się instytucje, których kierunek działania jest zróżnicowany, a obiekty zaczynają funkcjonować jako biurowe, handlowe, usługowe, czy służące kulturze. Dotychczasowy sposób użytkowania uniemożliwia jednak zagospodarowanie na nowo tych obiektów bez wcześniejszej analizy konstrukcyjnej. Jest to głównie związane z różnicą obciążeń użytkowych, jakie tam panowały dotychczas, i obciążeń zgodnych z planowanym przeznaczeniem. Obciążenia te wpływają bezpośrednio na strop i jego wyteżenia. Różnica w wartości obciążenia użytkowych w pomieszczeniach, które służyły zamieszkanu i obciążeń w pomieszczeniach przeznaczonych na działalność handlową czy biurową wynosi kilkaset kilogramów na metr kwadratowy zgodnie z normą PN-EN 1991-1-1 [3].

Poza obciążeniami użytkowymi, bezpośredni wpływ mają również obciążenia stałe uzależnione od sposobu wykończenia podłóg. Zmiana warstw wykończeniowych nie zawsze jednak wpływa niekorzystnie na wielkość obciążeń przekazywanych na strop.

W istniejących budynkach znajdujących się w części śródmiejskiej, w zależności od okresu z jakiego pochodzi budowla, można spotkać stropy drewniane, stropy na belkach stalowych, sklepienia i inne. Podczas prac prowadzonych w celu zwiększenia nośności

stropów i dostosowania do obecnych przepisów, stropy drewniane, w większości przypadków są demontowane i wymieniane na ogniotrwałe. W przypadku sklepień, częstym rozwiązaniem jest wykonanie stropu odciążającego, który przeniesie w całości przyszłe obciążenia. Inaczej jest w przypadku stropów na belkach stalowych z płytami Kleina. Są to stropy, które projektanci starają się pozostawić. Na etapie oceny stanu technicznego stropu podejmowana jest decyzja o dopuszczeniu do ewentualnego dalszego użytkowania po wykonaniu odpowiednich wzmocnień.

Najpopularniejszym sposobem jest wzmocnienie belek stalowych poprzez dospawanie płaskowników lub dospawanie kształtowników stalowych np. teowników do pasów belek, co zwiększa wysokość belki a co za tym idzie jej nośność. Przed przystąpieniem do jakichkolwiek metod wzmacniających, należy określić gatunek stali istniejących belek, co najmniej poprzez ustalenie roku budowy obiektu i wymiarów przekroju poprzecznego belek stopowych, które to dane porównane być powinny z danymi historycznymi.

Metoda wykorzystująca spawanie płaskowników stalowych sprawdza się w stropach gdzie obserwujemy niewielkie przekroczenie nośności belek stropowych. W przypadku, gdy warunek stanu granicznego nośności czy użytkowalności jest znacznie przekroczony, stosowane jest drugie rozwiązanie z wykorzystaniem kształtowników stalowych. Przestrzeń pomiędzy belkami wypełnia się lekkimi materiałami izolacyjnymi a nad belkami warstwę konstruuje się płytę żelbetową i wykonuje się warstwy posadzkowe. Niestety, następuje znaczne zwiększenie grubości stropu, co niezbyt korzystnie wpływa na użytkowanie pomieszczeń, a zdarza się, że wysokość pomieszczeń nie spełnia wymogów określających możliwość przebywania ludzi w pomieszczeniu. Znaczne podniesienie poziomu posadzki może spowodować zmniejszenie wysokości ścianki występującej pod istniejącym oknem.

W celu zwiększenia nośności stropu na belkach stalowych, racjonalnym rozwiązaniem jest wykonanie stropu zespolonego stalowo-betonowego. Konstrukcje zespolone stalowo-betonowe tworzy się przez takie wzajemne połączenie części stalowych i betonowych, aby mogły być traktowane jako jeden ustrój nośny [1].

Norma PN-EN 1994-1-1 [6] zawiera informacje umożliwiające wykonania obliczeń stropów zespolonych stalowo-betonowych. W dokumencie tym poświęcono najwięcej uwagi sworzniom jako elementom, które zapewniają zespolenie stali konstrukcyjnej z betonem. Przypawanie dużej ilości trzpieni na istniejącym obiekcie jest bardzo pracochłonne i uciążliwe. W wytwórniach konstrukcji stalowych, mocowanie bolców do belek odbywa się, przy użyciu automatów co znacznie skraca czas realizacji przedsięwzięcia. Tego typu łączniki nie są jedynym rozwiązaniem umożliwiającym uzyskanie zespolenia. Norma [6] dopuszcza stosowanie innego rodzaju łączników przy spełnieniu wymagań zawartych w PN-EN 1993-1-8.

2. Wzmocnienie stropu na belkach stalowych

Wzmocnienie stropu ceramicznego na belkach stalowych zaprezentowano na przykładzie wzmocnienia przez wykonanie zespolenia nowej płyty żelbetowej z istniejącymi belkami stalowymi dzięki przyspawaniu łączników w formie żeberk stalowych [2] o wymiarach $70 \times 45 \times 12$ mm ($b \times h \times g$) w rozstawie co 17 cm. W połowie odstępów, pomiędzy żeberkami, przyspawano dodatkowe łączniki wykonane z prętów o średnicy $\phi 10$ mm. Wzdłuż belek stalowych z dwuteowników 200 zaprojektowano zbrojenie z prętów 4 # 10 mm, ze stali AIII.

Wymogiem normowym [6] jest aby płyta żelbetowa była wykonana z betonu o wytrzymałości nie niższej niż C20/25. Tej klasy beton przewidziano w opisywanym wzmocnieniu.

Płyta żelbetowa grubości 6 cm, zespolona z belkami stalowymi zaprojektowana została w formie płyty ciągłej, wykonanej na warstwie keramzytu ułożonego na płycie ceramicznej tuż nad belkami stalowymi. Zastosowano zbrojenie podłużne z prętów o średnicy 8 mm ze stali AIII, w rozstawie co 10 cm. Zbrojenie rozdzielcze stanowią pręty ϕ 6 w rozstawie co 25 cm. Jako materiał wypełniający przestrzeń pomiędzy belkami nad płytą Kleina przewidziano keramzyt.

W rozpatrywanym stropie Kleina, rozstaw belek stalowych nie przekraczał 1,50 m a rozpiętość obliczeniowa belki wynosiła $l_0 = 5,88$ m.

2.1. Obciążenia w stadium realizacji

Obciążenia oddziałujące na konstrukcję, zgodnie z wytycznymi normowymi, podzielono na dwie grupy. Pierwsza grupa obciążeń przewiduje pracę stropu w stadium realizacji, której wartość całkowitego obciążenia charakterystycznego wynosi

$$q_{c,m} = (6,385 + 0,900) = 7,285 \text{ kN/m} \quad (1)$$

i odpowiadająca wartość obliczeniowa

$$q_{o,m} = (8,620 + 1,350) = 9,970 \text{ kN/m}. \quad (2)$$

Maksymalny moment zginający od obliczeniowej wartości obciążenia

$$M_{Ed,m} = 0,125 \cdot q_{o,m} \cdot l_o^2 = 43,088 \text{ kNm}, \quad (3)$$

a siła poprzeczna na podporze

$$V_{Ed,m} = 0,5 \cdot q_{o,m} \cdot l_o = 29,312 \text{ kN}. \quad (4)$$

Na tym etapie obciążenie w całości przenoszone jest jedynie przez istniejącą belkę stalową, a wcześniejsze obetonowanie belki zabezpiecza ją tylko przed zwichrzeniem. Według PN-EN 1993-1-1 [5], przy założeniu granicy plastyczności 215 MPa, nośność na zginanie wynosi $M_{b,Rd} = 53,75$ kNm, a nośność na ścinanie $V_{c,Rd} = 198,186$ kN.

2.2. Nośność w stadium realizacji

Stan graniczny nośności na zginanie nie został przekroczony, gdyż

$$\frac{M_{Ed,m}}{M_{b,Rd}} = 0,80 < 1,0 \quad (5)$$

Stan graniczny nośności na ścinanie również nie został przekroczony

$$\frac{V_{Ed,m}}{V_{c,Rd}} = 0,15 < 1,0 \quad (6)$$

Wpływ siły poprzecznej przy zginaniu można pominąć ponieważ siła ścinająca jest ponad dwukrotnie mniejsza niż nośność przekroju na ścinanie.

2.3. Obciążenia w stadium eksploatacji

Ze względu na przewidywany sposób użytkowania, strop po wzmocnieniu powinien przenosić obciążenie użytkowe o wartości charakterystycznej $3,00$ kN/m². Obciążenie zmienne zwiększono o wartość $0,75$ kN/m², jako obciążenie zastępcze przewidujące wyko-

nywanie lekkich ścinek działowych. W tej fazie użytkowania stropu, wartość charakterystyczna obciążeń oddziaływujących na belkę wynosiła

$$q_c = (8,735 + 6,375) = 15,110 \text{ kN/m} \quad (7)$$

i odpowiadająca wartość obliczeniowa

$$q_o = (11,792 + 9,563) = 21,355 \text{ kN/m.} \quad (8)$$

Maksymalny moment zginający od obliczeniowej wartości obciążenia

$$M_{Ed,m} = 0,125 \cdot q_o \cdot l_o^2 = 92,292 \text{ kNm}, \quad (9)$$

a siła poprzeczna na podporze

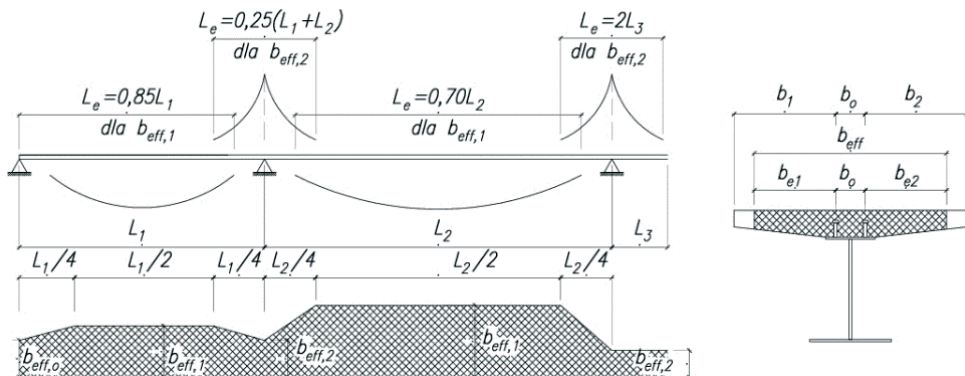
$$V_{Ed} = 0,5 \cdot q_{o,m} \cdot l_o = 62,784 \text{ kN.} \quad (10)$$

2.4. Geometria przekroju zespolonego

Część współpracującą z belką stalową stanowi projektowana płyta żelbetowa o grubości $h_c = 6$ cm z betonu C20/25, którego wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie f_{cd} wynosi 13,3 MPa i moduł sieciowy sprężystości betonu $E_{cm} = 30$ MPa. Rzeczywistą szerokość płyty b należy zastąpić szerokością efektywną b_{eff} . Szerokość ta jest uzależniona od schematu statycznego dźwigu, rozkładu obciążeń i położenia przekroju (rys. 1). W przypadku belki jednoprzęsłowej

$$b_{eff} = b_o + \sum b_{ei}, \quad (11)$$

gdzie: b_o – szerokość łącznika lub rozstaw sworzni, b_{ei} – jednostronny wysięg półki równy $0,125L_e$ nie większy niż połowa rozstawu belek lub wysięg wspornika, L_e – równoważna rozpiętość belki (przybliżona odległość między zerowymi wartościami momentów zginających w belce).



Rys. 1. Efektywna szerokość półki betonowej według PN-EN 1994-1-1

Długość belki wolnopodpartej $L_e = 5,6$ m wyznacza szerokość efektywną jednostronnej półki betonowej

$$b_{ei} = \frac{L_e}{8} = 0,7 \text{ m.} \quad (12)$$

Zaprojektowano łącznik o szerokości $b_0 = 70$ mm, więc ostateczna szerokość efektywna części współpracującej wynosi

$$b_{eff} = 0,07 + 2 \cdot 0,7 = 1,47 \text{ m.} \quad (13)$$

Efektywna część współpracująca nie przekracza rozstawu belek stropowych $a = 1,5$ m.

2.5. Obliczeniowa nośność na zginanie przekroju zespolonego

W ocenie nośności na zginanie zespolonego przekroju porzecznego $M_{pl,Rd}$ zgodnie z normą [6] nie należy uwzględniać wytrzymałości betonu na rozciąganie i stalowej siatki betonowej płyty. Jednak przyjmuje się następujące założenia:

- istnieje pełna współpraca pomiędzy stalą konstrukcyjną oraz betonem,
- naprężenia w efektywnym przekroju elementu stalowego mieszczą się zakresie obliczeniowej granicy plastyczności f_{yd} na rozciąganie lub ściskanie,
- zbrojenie w strefie ściskanej płyty betonowej można pominąć,
- naprężenia w przekrojach zbrojenia rozciąganego i ściskanego zawiera się w zakresie jego granicy plastyczności stali f_{sd} na rozciąganie lub ściskanie,
- ściskany efektywny przekrój betonu przenosi naprężenia $0,85f_{cd}$, stałe na całej swej grubości między plastyczną osią obojętną i skrajnymi włóknami betonu, gdzie f_{cd} jest obliczeniową, walcową wytrzymałością betonu.

W omawianym przypadku oś obojętna mieści się w płycie betonowej ponieważ

$$0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h_c = 997,10 \cdot \text{kN} > f_{yd} \cdot A_a = 720,25 \cdot \text{kN}, \quad (14)$$

gdzie: h_c – grubość płyty betonowej, A_a – pole przekroju kształtownika.

Rozkład naprężeń plastycznych w zginanym przekroju zespolonym przedstawia rysunek 2.

Wysokość strefy ściskanej x_c wynosi więc

$$x_c = A_a \cdot \frac{f_{yd}}{0,85} \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} = 4,33 \text{ cm} \quad (15)$$

a obliczeniowa nośność przekroju zespolonego $M_{pl,Rd}$

$$M_{pl,Rd} = f_{yd} \cdot A_a \cdot (d_c - 0,5 \cdot x_c) = 99,63 \text{ kNm}, \quad (16)$$

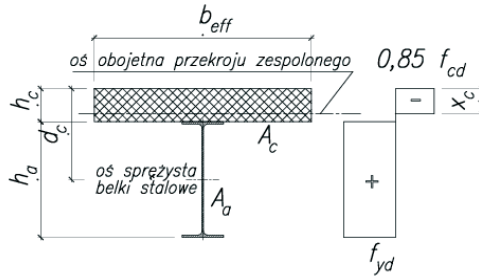
gdzie: $d_c = 0,5h + h_c = 16$ cm.

Ostatecznie warunek stanu granicznego nośności na zginanie i na ścinanie zostały spełnione

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = 0,93 < 1,0 \quad (17)$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = 0,32 < 1,0 \quad (18)$$

Norma przewiduje sprawdzenie wpływu siły poprzecznej na nośność przy zginaniu ale ze względu na spełnienie warunku mniejszej siły ścinającej od połowy nośności na ścinanie przekroju, tak jak w fazie montażowej nie ma potrzeby sprawdzania tego stanu granicznego nośności.



Rys. 2. Plastyczny rozkład naprężeń w przekroju zginanym momentem dodatnim, z osią obojętną stanu plastycznego znajdującą się w płycie

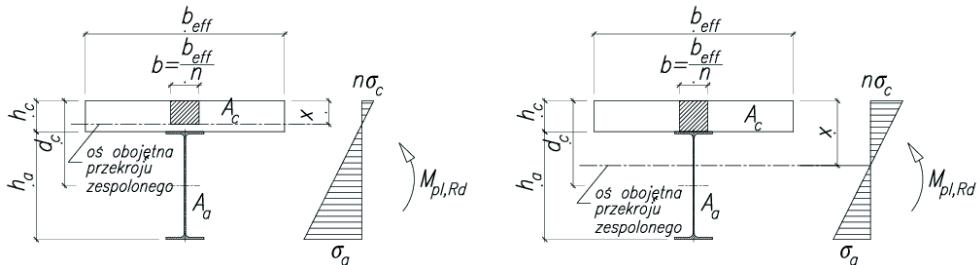
2.6. Ugięcie dźwigara zespolonego

Ugięcie dźwigara zespolonego wyznacza się w sposób polegający na zastąpieniu przekroju rzeczywistego, przekrojem zastępczym, o parametrach wytrzymałościowych jednego z zastosowanych materiałów. Na ugięcie ma wpływ skurcz i pęcznienie betonu oraz zmiana temperatury. Norma [6] ugięcie traktuje w sposób uproszczony. Wyznacza się efektywny moduł sprężystości betonu

$$E_{c,eff} = 0,5 \cdot E_{cm} = 15 \text{ GPa}, \quad (19)$$

a następnie należy określić stosunek modułów sprężystości n rozpatrywanych materiałów

$$n = \frac{E_a}{E_{c,eff}} = \frac{205}{15} = 13,67. \quad (20)$$



Rys. 3. Zastępczy przekrój belki zespolonej w zależności od lokalizacji osi obojętnej

Znając wartość stosunku modułów sprężystości należy wyznaczyć zastępczą szerokość płyty betonowej (rys. 3).

$$b = \frac{b_{eff}}{n} = 10,76 \text{ cm}. \quad (21)$$

Moment bezwładności przekroju zespolonego I_I uzależniony jest od lokalizacji osi obojętnej przekroju zespolonego

- gdy $x < h_c$, to

$$I_I = \frac{b \cdot h_c^3}{3} + I_a + A_a \cdot (d_c - x)^2 \quad (22)$$

- gdy $x \geq h_c$, to

$$I_1 = \frac{b \cdot h_c^3}{12} + b \cdot h_c \cdot \left(x - \frac{h_c}{2}\right)^2 + I_a + A_a \cdot (d_c - x)^2. \quad (23)$$

Ustalono, że oś obojętna umieszczona jest poza płytą betonową

$$A_a \cdot (d_c - h_c) = 335 \cdot \text{cm}^2 > \frac{b \cdot h_c^3}{2} = 193,61 \cdot \text{cm}^2 \quad (24)$$

na wysokości

$$x = \frac{A_a \cdot d_c + \frac{b \cdot h_c^3}{2}}{b \cdot h_c + A_a} = 7,44 \cdot \text{cm} > h_c = 6 \cdot \text{cm} \quad (25)$$

Wobec powyższego moment bezwładności przekroju zastępczego wynosi $I_1 = 6060 \text{ cm}^4$.

Ostatecznie wartość ugięcia w fazie użytkowania od obciążeń całkowitych

$$w = \frac{5}{384} \frac{q_c \cdot l_c^4}{E_a \cdot I_1} = 1,9 \cdot \text{cm} \quad (26)$$

jest wartością mniejszą od dopuszczalnego ugięcia

$$w_{gr} = \frac{l_o}{250} = 2,4 \cdot \text{cm}. \quad (27)$$

Dokonano weryfikacji naprężeń w przekroju od obciążeń charakterystycznych w stanie sprężystym

- w kształtowniku stalowym

$$\frac{M_k \cdot (h + h_c - x)}{I_1} = 200 \cdot \text{MPa} < f_u = 235 \cdot \text{MPa} \quad (28)$$

- w płycie żelbetowej

$$\frac{M_k \cdot x}{n \cdot I_1} = 5,87 \cdot \text{MPa} < f_{ck} = 20 \cdot \text{MPa} \quad (29)$$

2.7. Nośność połączeń ścinanych

W belkach zespolonych stalowo-betonowych występują siły rozwarstwiające. Stosowanie odpowiednich łączników zapewnia zespolenie płyty z belką stalową natomiast wprowadzenie zbrojenia poprzecznego zabezpiecza beton przed ścięciem w pobliżu łączników.

Zaprojektowano łączniki w postaci stalowych żeber o wymiarach $b \times h \times g = 70 \times 45 \times 12 \text{ mm}$.

Pole powierzchni docisku i pole powierzchni rozdziału

$$A_{c0} = 7,0 \cdot 4,5 = 31,5 \cdot \text{cm}^2 \quad (30)$$

$$A_{c1} = 4,5 \cdot (2 \cdot 4,5 + 7,0) = 72,0 \cdot \text{cm}^2 \quad (31)$$

Sprawdzenie zespolenia płyty z belką stalową polega na porównaniu siły rozwarstwiającej i obliczeniowej nośności na docisk.

Zgodnie z normą [4] obliczeniową nośność na docisk przy sile skupionej można wyznaczyć poprzez wytrzymałość obliczeniową betonu na ściskanie f_{cd} .

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} = 63,339 \cdot \text{kN} < 3 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0} = 125,685 \cdot \text{kN} \quad (32)$$

Siła rozwarstwiająca uzależniona jest od położenia osi obojętnej

$$N_{c,f} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h_c = 997,10 \cdot \text{kN} \quad (33)$$

Określono liczbę łączników na odcinku od podpory do najbardziej wyężonego przekroju zginanego

$$n = N_{c,f} / F_{Rdu} \approx 16 \quad (34)$$

Rozpiętość belki $L_e = 5,6$ m determinuje rozstaw łączników co 17 cm.

$$s = 0,5 \cdot L_e / n = 17,50 \cdot \text{cm} \quad (35)$$

W połowie rozstawu żeber przewidziano przyspawanie dodatkowych łączników wykonanych z prętów ϕ 10 mm ze stali A-0, co poprawia współpracę żelbetową płytę z belką stalową. Płyta ciągła wykonana na warstwie keramzytu ułożonego na płycie ceramicznej ze zbrojeniem podłużnym z prętów o średnicy 8 mm ze stali A-III, rozmieszczonych co 10 cm.

2.8. Nośność płyty na podłużne ścinanie

Zmiażdżenie ściskanych krzyżulców według normy [4] nie nastąpi jeżeli naprężenia styczne nie przekroczą dopuszczalnych wartości

$$v_{Ed} < v \cdot f_{cd} \cdot \sin \Theta_f \cdot \cos \Theta_f \quad (36)$$

gdzie:

$$v = 0,6 \cdot (1 - f_{ck} / 250) = 0,55 \quad (37)$$

$$\Theta_f = 45^\circ \quad (38)$$

Naprężenia styczne od siły rozwarstwiającej mają wartość

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \cdot \Delta x} = 2,968 \cdot \text{MPa} \quad (39)$$

$$\Delta F_d = N_{c,f} / 2 = 498,550 \cdot \text{kN} \quad (40)$$

$$h_f = h_c \quad (41)$$

$$\Delta x = L_e / 2 \quad (42)$$

Warunek nie przekroczenia naprężeń został spełniony więc nośność płyty na podłużne ścinanie również została spełniona.

$$v_{Ed} = 2,968 \cdot \text{MPa} < v \cdot f_{cd} \cdot \sin \Theta_f \cdot \cos \Theta_f = 3,670 \cdot \text{MPa} \quad (43)$$

3. Wnioski końcowe

Przedstawione w pracy obliczenia uzasadniają stosowanie stropów zespolonych nie tylko w nowo projektowanych obiektach ale również w obiektach już istniejących. Podczas dostosowania starych obiektów do obecnych warunków główny problem stanowi przekroczenie stanów granicznych nośności i użyteczności stropów.

Dzięki współpracy płyty żelbetowej i stali profilowej, w adoptowanych budynkach, bez rozbierania istniejących stropów można zwiększyć ich nośność i sztywność a jednocześnie zmniejszyć ugięcia. Zaletą tej metody jest możliwość zachowania pierwotnych rzędnych wykończonych podłóg.

Literatura

- 1 Biegus A., Lorenc W. *Projektowanie zespolonych konstrukcji stalowo-betonowych według PN-EN 1994*. X Konferencja Naukowa Konstrukcje Zespolone, Zielona Góra, 26-27 czerwca 2014.
- 2 Tribińo R., Krentowski J., Bielawiec S. *Wzmocnienie stropów stalowo-ceramicznych w wyniku zespolenia belek z płytą żelbetową*. Inżynieria i Budownictwo, nr 4/2001.
- 3 PN-EN 1991-1-1 Eurokod 1: *Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-1: Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach*.
- 4 PN-EN 1992-1-1 Eurokod 2: *Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków*.
- 5 PN-EN 1993-1-1 Eurokod 3: *Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków*.
- 6 PN-EN 1994-1-1 Eurokod 4: *Projektowanie zespolonych konstrukcji stalowo-betonowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków*.

Strengthening Klein's floor slabs with the use of current norms

Marcin Górecki, Dominika Franczak-Balmas

*Department of Building Structures, Faculty of Civil Engineering and Architecture,
Lublin University of Technology, e-mail: m.gorecki@pollub.pl, d.franczak@pollub.pl*

Abstract: The paper presents the effectivity of using the steel-concrete floor slabs in existing buildings. Steel-concrete slabs described in this paper consist of old steel beams which are main structural members of the floor slabs and reinforced concrete slabs which are new elements of the floor slabs. Beams and reinforced concrete slabs are connected with connectors. The computational example which shows the efficiency of utilizing the steel-concrete floor slabs with the use of current norms has been presented in the paper.

Keywords: strengthening, steel-beam floor, Klein's floor.

