

Badania nośności słupów żelbetowych w obszarze połączeń krawędziowych z płytą żelbetową

Tadeusz Urban¹, Michał Goldyn², Łukasz Krawczyk³.

Katedra Budownictwa Betonowego, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska,
Politechnika Łódzka, e-mail :¹tadeusz.urban@p.lodz.pl, ²michal.goldyn@p.lodz.pl
³lukasz.krawczyk@p.lodz.pl

Streszczenie: W artykule przedstawiono i skomentowano wyniki własnych badań eksperymentalnych dotyczących krawędziowych połączeń płytowo – słupowych. Rozpatrywano mechanizm przekazywania oddziaływań pomiędzy słupami wykonanymi z betonu o wysokiej wytrzymałości a płytą stropową, która wykonana została z betonu zwykłego o wytrzymałości niemal pięciokrotnie niższej. Parametrem zmiennym w prezentowanych badaniach był wysięg wspornikowej części płyty. Stwierdzono istotny wpływ wspornika płytowego o niewielkim nawet wysięgu na wytrzymałość efektywną betonu słupa.

Słowa kluczowe: węzeł płytowo – słupowy, wytrzymałość efektywna, beton wysokowartościowy, płyta żelbetowa, słup, nośność, połączenie krawędziowe

1. Wprowadzenie

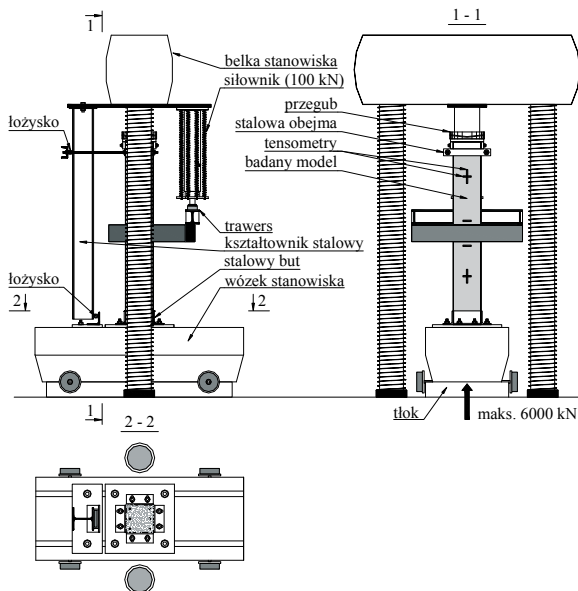
Mimo, iż badania dotyczące mechanizmu przekazywania oddziaływań w obrębie połączenia słupów z betonu o wysokiej wytrzymałości z płytą stropową wykonywaną z betonu zwykłego zapoczątkowane zostały w latach 60. ubiegłego wieku, koncentrowały się one do tej pory głównie na rozpatrywaniu połączeń wewnętrznych. Nieliczne badania modeli krawędziowych połączeń płytowo – słupowych dotyczyły głównie elementów, których płyta pozostawała nieobciążona ([1], [2]). Dotyczyły one zatem przypadków wyidealizowanych, niemających odzwierciedlenia w konstrukcjach rzeczywistych, których płyty stropowe poddane są obciążeniami wywołującym momenty zginające w węzłach płytowo-słupowych. Wpływ obciążenia płyty na nośność słupa przewarstwionego słabszym betonem płyty został rozważony po raz pierwszy przez *Ospinę* i *Alexandra* [3]. Jak pokazały wyniki prowadzonych przez nich badań, wzrost wytrzymałości płyty stropowej na zginanie prowadził do spadku nośności słupów modeli, dlatego też wcześniejszych badań m.in. *Bianchiniego* i *in.* a także *Gamble* i *Klinara* nie można uznawać za w pełni miarodajne.

Dotychczasowe badania eksperymentalne połączeń krawędziowych obejmowały jedynie modele, których słupy zlicowane były ze swobodną krawędzią płyty. Kształtowanie tego rodzaju połączeń w taki sposób jest niekorzystne z punktu widzenia pracy statycznej konstrukcji. W przypadku, gdy wysięg części wspornikowej płyty jest mniejszy niż 15% rozpiętości stropu w osiach podpór, należy spodziewać się znacznych, nierównoważonych momentów zginających, przekazywanych z płyty na słupy. Mniejsza jest także efektywna powierzchnia rozdziału obciążenia przekazywanego ze słupa na płytę. Z tego względu w pracy [4] zaleca się, by minimalny wysięg płyty poza krawędź podpory był nie mniejszy niż połowa grubości płyty ($l_k \geq 0,5h$). Jeżeli ze względów architektonicznych niemożliwe jest pozostawienie wspornikowego pasma płyty, wówczas konieczne może okazać się wprowadzenie dodatkowej belki krawędziowej, co znacznie komplikuje roboty

wykonawcze. Prezentowane badania inspirowane były aspektami praktycznymi wspóczesnego budownictwa betonowego.

2. Program badań

Program badań obejmował trzy modele węzłów płytowo – słupowych wykonanych w skali 1:2. Badania prowadzono na zmodernizowanym stanowisku prasy o maksymalnym nacisku tłoka 6000 kN, pokazanym na poniższym rys. 1. Ze względu na niesymetryczny charakter przykładanego obciążenia, konieczne było wprowadzenie dodatkowych podpór przejmujących reakcje poziome ze słupów. Płyta obciążana była za pomocą siłownika o maksymalnym nacisku 100 kN. W początkowej fazie badania obciążano jedynie słup do poziomu 500 kN. Następnie przystępowano do przykładania obciążenia na płytę, stopniowo co 5 kN do osiągnięcia 50 kN. Wielkość siły przekazywanej na płytę została ustalona na podstawie pomiarów odkształceń zbrojenia podłużnego – ich wielkość wynosiła około 1,5 ‰, co odpowiadało wyężeniu płyty przy typowych obciążeniach eksploatacyjnych. Po zakończeniu obciążania płyty przystępowano do przykładania siły na słup. Wielkość obciążenia zwiększano stopniowo aż do zniszczenia modelu. Badanie jednego modelu trwało około 3 godziny.

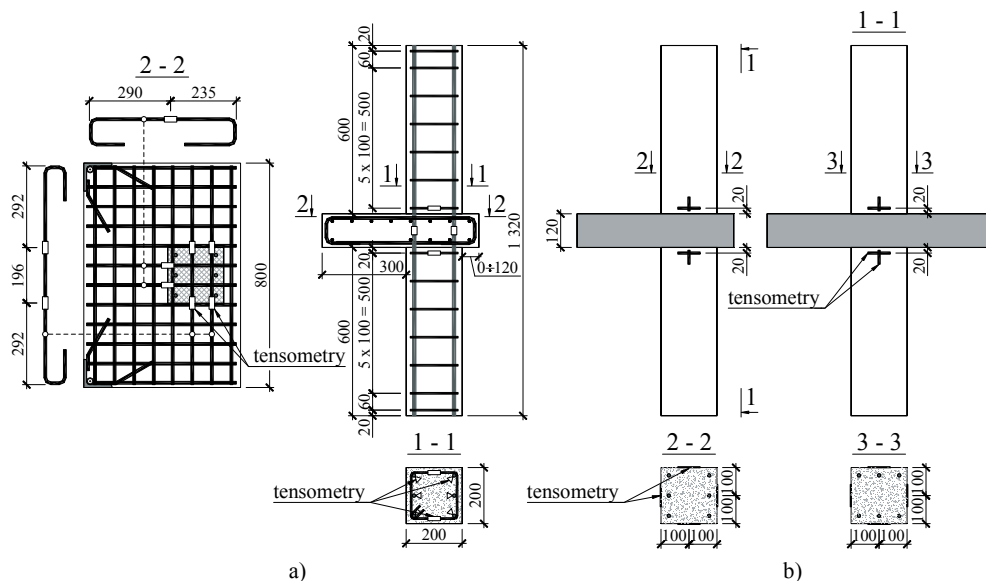


Rys. 1. Schemat stanowiska badawczego

Konstrukcję modeli przedstawiono schematycznie na rys. 2. Elementy wykonywano w trzech etapach: słupy dolne – płyta – słupy górne. Poszczególne etapy prac prowadzono w odstępie 24 godzin. Oprócz modeli bazowych wykonano także modele – świadki reprezentujące słupy dolne oraz górne. Skład mieszanek betonowych dobierano tak, by uzyskać beton o wytrzymałości 80 MPa w przypadku słupów oraz 20 MPa w przypadku płyt.

Elementy cechowało jednakowe zbrojenie i zbliżona geometria. Jedyny parametr zmienny w relacjonowanych badaniach stanowił wysięg wspornikowej części płyty poza krawędź słupa. Rozważano trzy różne jego wielkości: 0 (0 mm dla MK-0), 0,5*h* (60 mm dla MK-0.5) oraz *h* (120 mm dla MK-1.0), gdzie *h* stanowi grubość płyty modelu.

W trakcie badań prowadzono za pomocą tensometrów elektrooporowych pomiary odkształceń zbrojenia a także betonu na powierzchni bocznej słupów w miejscach oznaczonych na rys. 2.



Rys. 2. Lokalizacja tensometrów elektrooporowych: a) na zbrojeniu modeli, b) na powierzchniach bocznych słupów

3. Wyniki badań

3.1. Parametry materiałów badanych modeli

Wytrzymałość na ściskanie betonów, z których wykonane zostały modele, określano w dniu badania modelu na normowych próbkach walcowych o średnicy 150 mm i wysokości 300 mm. Analiza uzyskanych wyników pokazała, iż nie ma istotnych różnic pomiędzy cechami wytrzymałościowymi betonów modeli. Wiek betonu w chwili badania mieścił się w przedziale 214 ÷ 218 dni. Różnice w wytrzymałości betonu modeli wynikały wyłącznie z procesu wytwarzania mieszanek betonowych poszczególnych zarobów. Parametry wytrzymałościowe betonu zestawiono w Tabelicy 1, natomiast w Tabelicy 2 przedstawiono charakterystykę wytrzymałościową stosowanego zbrojenia.

Tabela 1. Parametry wytrzymałościowe betonu modeli

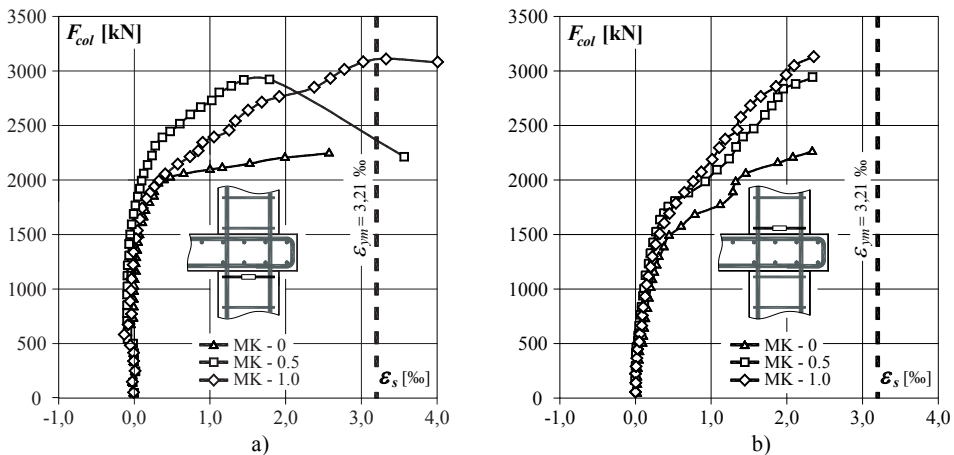
Model	Słup dolny		Słup górny		Płyta	
	f_{cm} [MPa]	E_{cm} [GPa]	f_{cm} [MPa]	E_{cm} [GPa]	f_{cm} [MPa]	E_{cm} [GPa]
MK-0						
MK-0.5	80,5	33,6	81,7	33,6	16,5	21,8
MK-1.0						

Tablica 2. Parametry wytrzymałościowe zbrojenia modeli

Średnica nominalna prętów	Pole przekroju A_s [mm ²]	Granica plastyczności f_{ym} [MPa]	Moduł sprężystości E_s [GPa]
Ø12 – zbrojenie słupa	108,4	619,2	205,8
Ø10 – zbrojenie płyty	77,7	570,1	193,5
Ø6 – strzemiona	29,2	640,2	199,6

3.2. Wyniki pomiarów odkształceń

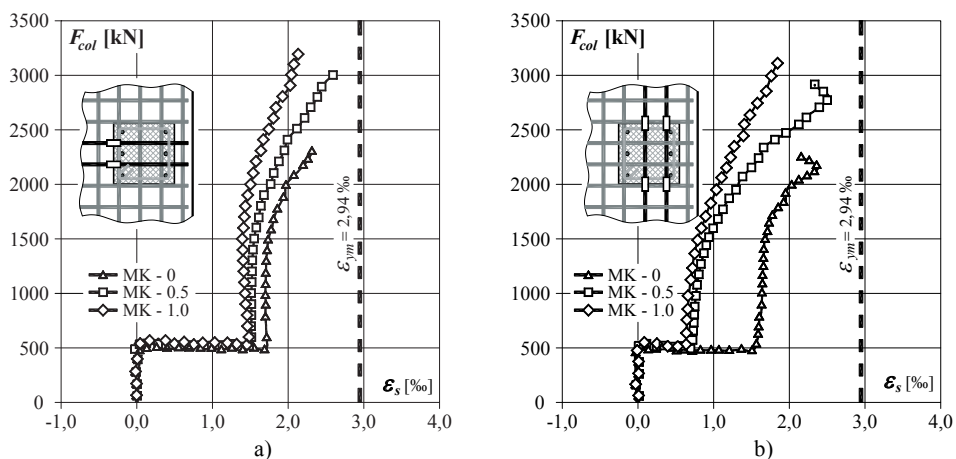
Na rysunku 3 zaprezentowano średnie odkształcenia zbrojenia poprzecznego słupów mierzone w pobliżu dolnej oraz górnej powierzchni płyty. W przypadku strzemienia dolnego zauważyć można szybszy przyrost odkształceń niż w przypadku strzemienia górnego. Po przekroczeniu poziomu obciążenia równego 2000 kN (tj. ponad 80% nośności eksperymentalnej) obserwowano bardzo gwałtowny przyrost odkształceń rejestrowanych na strzemieniu dolnym modelu MK-0. Zachowanie to wynika ze wzrostu tempa narastania odkształceń poprzecznych betonu węzła, będącego skutkiem znacznej destrukcji jego struktury wewnętrznej. Warto zauważyć, iż w żadnym z rozważanych modeli nie doszło do uplastycznienia zbrojenia poprzecznego znajdującego się powyżej płyty.



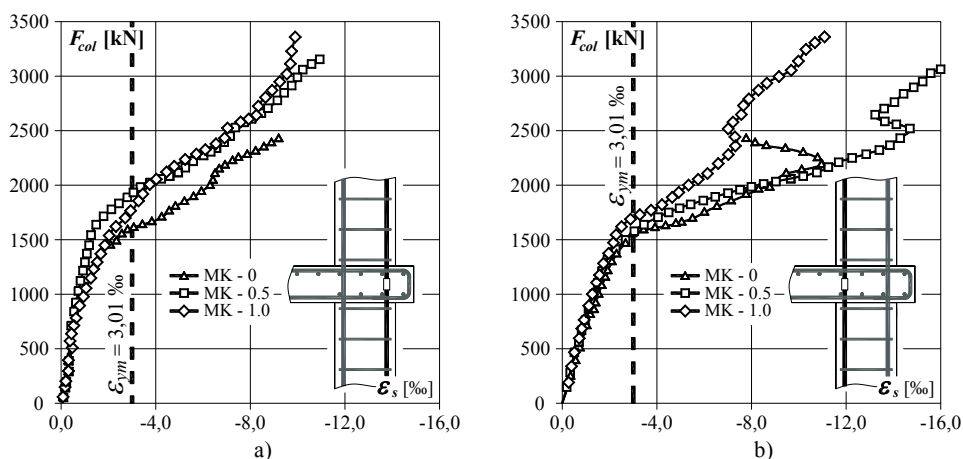
Rys. 3. Średnie odkształcenia strzemion : a) pod płytą, b) nad płytą

Na rysunku 4 pokazano wykresy odkształceń zbrojenia głównego. Można zauważyć, iż zwiększaniu obciążenia słupa powyżej 1500 kN towarzyszył przyrost odkształceń rejestrowanych na zbrojeniu podłużnym płyty, mimo iż jej obciążenie pozostawało na niezmiennym poziomie. Większe tempo przyrostu odkształceń obserwowano na zbrojeniu podłużnym równoległym do swobodnej krawędzi płyty – patrz rys. 4b.

Analizując przedstawione na rys. 5 wykresy zauważyć można, iż w początkowej fazie badania zależność obciążenie – odkształcenie miała charakter liniowy. Po osiągnięciu obciążenia równego około 50% siły niszczącej obserwowano w przypadku wszystkich rozpatrywanych modeli uplastycznienie zbrojenia podłużnego słupów. W trakcie dalszego obciążenia modeli rejestrowano gwałtowne zwiększenie tempa przyrostu odkształceń. Wahania wartości odkształceń rejestrowanych w prętach położonych bliżej krawędzi swobodnej tłumaczyć można lokalnym ich wybočeniem, co było widoczne w przypadku modelu MK – 0.



Rys. 4. Średnie odkształcenia zbrojenia głównej płyty : a) prostopadłego do krawędzi swobodnej, b) równoległego do krawędzi swobodnej

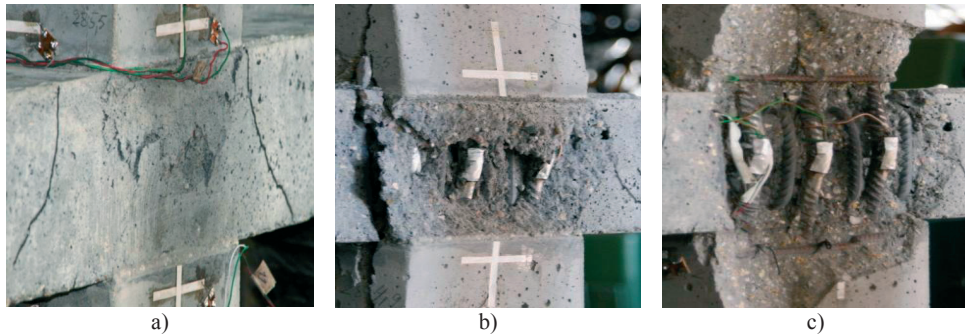


Rys. 5. Porównanie średnich odkształceń w zbrojeniu głównym słupa w obrębie połączenia z płytą: a) dla prętów zlokalizowanych przy krawędzi swobodnej, b) dla prętów bliżej strefy wewnętrznej płyty

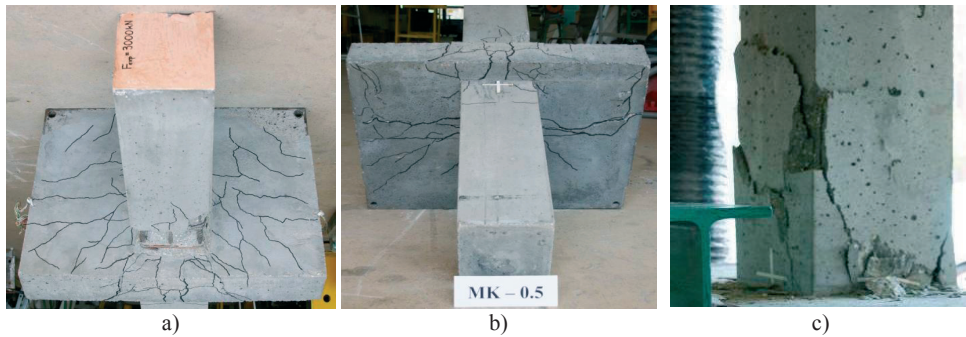
3.3. Obserwacje stanu granicznego nośności

Stan graniczny nośności sygnalizowany był znacznymi odkształceniami podłużnymi i poprzecznymi słupa nad powierzchnią płyty. Na rysunku 6 pokazano przebieg procesu niszczenia modelu MK – 0. Rozpoczął się on po osiągnięciu obciążenia stanowiącego około 80% wartości siły niszczącej i był sygnalizowany nieznacznym odpajaniem betonu na powierzchni bocznej węzła. Zniszczenie miało przebieg stosunkowo łagodny i skutkowało wyboczeniem prętów zbrojenia głównego oraz zniszczeniem słupa górnego.

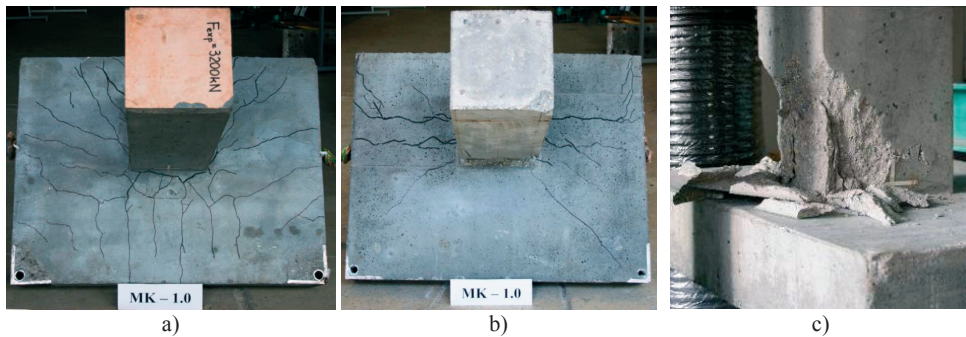
Pozostałe modele MK-0.5 i MK-1.0 uległy zniszczeniu w sposób gwałtowny poprzez zniszczenie słupów: górnego i dolnego bezpośrednio przy powierzchni płyty, co ilustrują rys. 7 oraz 8. Układ rys na powierzchniach górnych płyt modeli jest charakterystyczny dla obciążenia mimośrodowego – rysy przebiegają w sposób ukośny od narożników słupa ku swobodnej krawędzi. Rysy na powierzchni dolnej świadczą o rozerwaniu betonu płyty na skutek znacznych odkształceń poprzecznych betonu węzła.



Rys. 6. Kolejne etapy destrukcji strefy węzłowej modelu MK-0: a) zarysowanie i odspojenie drobnych fragmentów betonu przy obciążeniu równym około 1900 kN, b) wybočenje zbrojenia podłużnego, c) odspojenie otuliny i odsłonięcie zbrojenia podłużnego słupa



Rys. 7. Widok modelu MK-0.5 po zniszczeniu: a) widok z góry, b) widok od dołu, c) słup górny



Rys. 8. Widok modelu MK-1.0 po zniszczeniu: a) widok z góry, b) widok od dołu, c) słup górny

4. Analiza wyników badań

Wielkość wysięgu części wspornikowej płyty determinuje zdolność do ograniczania odkształceń poprzecznych betonu węzła. Wraz z jego wzrostem połączenie zaczyna przypominać węzeł wewnętrzny, w którym beton skrępowany jest ze wszystkich stron. Należy także zwrócić uwagę na fakt wzrostu nośności płyty na przebiecie, który wynika ze zwiększenia długości obwodu kontrolnego. Zjawisko to może determinować sposób zniszczenia elementu, czego dowiodły wcześniejsze badania własne przedstawione w [5].

W tabelicy 3 porównano nośności modeli z nośnościami słupów świadków. Należy zwrócić uwagę, iż wprowadzenie stosunkowo krótkiego wspornika w przypadku modelu MK-0.5 (o wysięgu stanowiącym połowę grubości płyty) doprowadziło do istotnego wzrostu nośności o niemal 20% w stosunku do modelu MK-0. Elementy z płytami wspornikowymi osiągnęły nośność niemal identyczną z uzyskaną w przypadku modeli – świadków.

Tablica 3. Porównanie nośności modeli (F_{exp}) z nośnościami słupów – świadków (F_w)

Model	słup	F_w [kN]	F_{exp} [kN]	F_{exp}/F_w
MK-0			2450	0,778
MK-0.5	dolny	3150	3050	0,968
MK-1.0			3250	1,032
MK-0			2400	0,774
MK-0.5	górny	3100	3000	0,968
MK-1.0			3200	1,032

5. Efektywna wytrzymałość betonu węzła

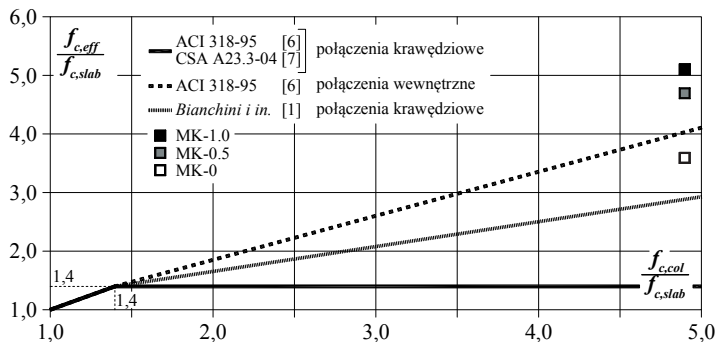
Po raz pierwszy termin wytrzymałości efektywnej wprowadzony został przez autorów badań [1], którzy rozpatrywali wszystkie rodzaje połączeń płytowo – słupowych. Na podstawie wyników badań 9 modeli krawędziowych zaproponowali formułę opisującą tę wielkość jako funkcję wytrzymałości betonu słupa ($f_{c,c}$) oraz płyty ($f_{c,s}$). Kontynuację tych prac stanowiły badania *Ospiny i Alexandra* [3], które obejmowały 6 modeli krawędziowych z obciążoną w trakcie badań płytą. Na podstawie uzyskanych rezultatów zaproponowali oni bardzo konserwatywny opis wytrzymałości efektywnej, który wprowadzony został do kolejnych wydań normy amerykańskiej [6] i kanadyjskiej [7]:

$$f_{c,eff} = \begin{cases} f_{c,c} & \text{gdy } f_{c,c} \leq 1,4f_{c,s} \\ 1,4f_{c,s} & \text{gdy } f_{c,c} > 1,4f_{c,s} \end{cases} \quad (5)$$

W ramach analizy wyników badań dokonano także weryfikacji ich rezultatów w świetle formuły normy ACI 318-95 [1] dotyczącej połączeń wewnętrznych:

$$f_{c,eff} = \begin{cases} f_{c,c} & \text{gdy } f_{c,c} \leq 1,4f_{c,s} \\ 0,75f_{c,c} + 0,35f_{c,s} & \text{gdy } f_{c,c} > 1,4f_{c,s} \end{cases} \quad (5)$$

Na rysunku 9 pokazano wyniki badań własnych na tle krzywych reprezentujących przedstawione wcześniej zależności empiryczne i normowe.



Rys. 9. Wyniki badań własnych na tle zależności teoretycznych

6. Wnioski

Wyniki badań własnych pokazały, iż dotychczasowe formuły opisujące wytrzymałość efektywną betonu słupów w obrębie połączeń krawędziowych znacznie zaniżają rzeczywistą nośność elementów. Należy ponadto zauważyć, iż pokazane na rys. 9 punkty reprezentujące modele zaopatrzone w płytę o niewielkim wysięgu poza krawędź podpory (MK-0.5 oraz MK-1.0), znajdują się powyżej krzywej normowej opisującej nośność wewnętrznych połączeń płytowo – słupowych. W świetle wyników badań własnych stwierdzić można istotny wpływ wysięgu wspornika płyty na wytrzymałość betonu słupa w obrębie krawędziowego połączenia płytowo - słupowego.

Literatura

- 1 Bianchini A.C., Woods R.E., Kesler C.E.: Effect of Floor Concrete Strength on Column Strength. ACI Journal, Proceedings V.31, No.11, 1960, pp. 1149-1169;
- 2 Gamble W.L., Klinar J.D.: Tests of High-Strength Concrete Columns with Intervening Floor Slabs. Journal of Structural Engineering ASCE, V.117, No.5, 1991, pp. 1462-1476;
- 3 Ospina C.E., Alexander S.D.B.: Transmission of Interior Concrete Column Loads Through Floors. Structural Engineering Report No. 214, Department of Civil and Environmental Engineering University of Alberta, January 1997
- 4 Starosolski W.: Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu 2 i norm związanych. Tom 2.
- 5 Urban T., Goldyn M., Krawczyk Ł.: Badania nośności wewnętrznych słupów żelbetowych w obszarze połączenia z płytą żelbetową z betonu lekkiego. Budownictwo i Architektura, Politechnika Lubelska, Vol. 12(1) 2013, s. 187÷194;
- 6 ACI 318-95: Building Code Requirements for Structural Concrete
- 7 CSA A23.3-04: Design of concrete structures

Experimental investigations of reinforced concrete columns in the edge connection zone with a reinforced concrete slab

Tadeusz Urban¹, Michał Goldyn², Łukasz Krawczyk³

*Department of Concrete Structures, Faculty of Civil Engineering, Architecture and Environmental Engineering, Łódź University of Technology, e-mail: ¹tadeusz.urban@p.lodz.pl
²michal.goldyn@p.lodz.pl, ³lukasz.krawczyk@p.lodz.pl*

Abstract: In this paper the results of the experimental investigations of edge column – slab connections are presented and commented on. The load transmission mechanism between high strength concrete columns and slab made of normal, five times lower strength concrete was considered. The variable parameter of presented study was the overhang of slab cantilever. The performed study showed important effect of slab cantilever on effective concrete strength of column in the connection zone.

Keywords: column – slab connection, effective concrete strength, high strength concrete, reinforced concrete slab, column, load carrying capacity, edge connection