

Nośność słupa w strefie połączenia z płytą żelbetową

Dr hab. inż. Tadeusz Urban, dr inż. Michał Gołdyn, Politechnika Łódzka

1. Wprowadzenie

Postęp w technologii betonu odnotowany w ostatnich kilkudziesięciu latach spowodował możliwość stosowania w warunkach budowy betonów o wytrzymałości rzędu 100 MPa. Tak znaczne wytrzymałości znalazły zastosowanie między innymi w wykonawstwie budynków wysokich. Pozwoliło to na wznoszenie obiektów o rekordowych wysokościach, do których należą Petronas Towers w Kuala Lumpur w Malezji o wysokości 452 m (najwyższy budynek wzniesiony do końca XX wieku) i Burj Khalifa o wysokości 828 m (najwyższy budynek do chwili obecnej). Beton o wysokich parametrach wytrzymałościowych jest potrzebny przede wszystkim do wykonywania ścian i słupów. Stropy wykonuje się zwykle z betonów o normalnej wytrzymałości (klasy C20/25–C35/45). Za takimi rozwiązaniami przemawiają przede wszystkim względy ekonomiczne, jak również technologiczne. Betony niższych klas charakteryzuje bowiem z reguły mniejszy skurcz.

Zastosowanie betonów o różnej wytrzymałości w szkieletowych ustrojach płytowo-słupowych powoduje występowanie w konstrukcji specyficznych węzłów. Pomiedzy słupy wykonane z betonów o wysokiej wytrzymałości „wciśnięte” są stropy z betonów o niższej wytrzymałości. Przed projektantem pozostaje wówczas do rozstrzygnięcia problem uwzględnienia ewentualnego wpływu

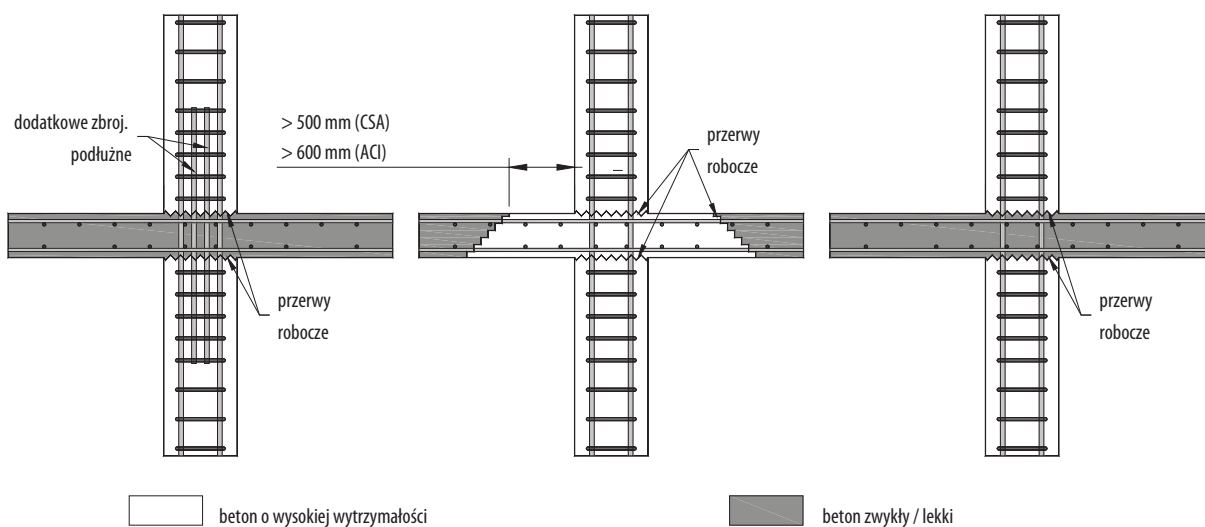
betonu stropu o niższej wytrzymałości na nośność słupów. W Eurokodzie 2 [12] nie zamieszczono żadnych wskazówek dotyczących tego problemu. Projektant jest zatem zmuszony do poszukiwania we własnym zakresie rozwiązań, które umożliwią bezpieczne przekazanie obciążeń pomiędzy słupami kolejnych kondygnacji. Pewną pomocą w tym względzie mogą być zapisy norm krajów anglosaskich [1], [2], [4] i [10].

Nie mając większego rozeznania w tej problematyce, projektanci szkieletowych ustrojów płytowo-słupowych zmuszeni są do ostrożnego projektowania węzłów w sposób pokazany na rysunku 1. Rozwiązanie to, określane w literaturze anglojęzycznej terminem „puddling”, polega na wykonywaniu fragmentu płyty w strefie przysłupowej z betonu o wyższej wytrzymałości takiego, jak w słupie – patrz rysunek 2b. Jest ono jednak bardzo kłopotliwe ze względów technologicznych i organizacyjnych. W przypadku niewłaściwej koordynacji prac może dojść do katastrofalnej w skutkach pomyłki, skutkiem czego w strefie węzłowej ułożony zostanie beton o niższej wytrzymałości. Przerwy technologiczne robót betoniarskich są także bardzo częstym źródłem usterek, wynikających z niedostatecznego zespolenia styku starego i świeżego betonu. Kompensowanie różnicy w nośności słupa poprzez zwiększanie ilości zbrojenia (patrz rys. 2a) może się okazać niewykonalne ze względu na brak miejsca. Nad górną powierzchnią płyty stropowej znajduje się z reguły zakład zbrojenia głównego słupa, co podwaja liczbę stosowanych prętów. Ta metoda formalnie jest również ograniczona maksymalną ilością zbrojenia w stosunku do przekroju poprzecznego słupa – $A_s \leq 0,04A_c$, a w miejscu zakładu $\leq 0,08 A_c$.

Najbardziej racjonalne z praktycznego punktu widzenia jest konstruowanie płyty z jednego rodzaju betonu – patrz rysunek 2c. Rozwiązanie to nasuwa jednak pytanie, jaką wytrzymałość betonu – słupa czy płyty, należy uwzględnić w obliczeniach? Podejście zachowawcze nakazywałoby niewątpliwie ograniczyć nośność przekroju słupa do wartości wynikającej z wytrzymałości betonu płyty. Wyniki dotychczasowych badań eksperymentalnych pokazują jednak, iż takie podejście może być nazbyt konserwatywne, co znalazło odzwierciedlenie w przedstawionych w dalszej części artykułu wynikach obliczeń według norm zagranicznych.



Rys. 1. Węzeł płytowo-słupowy z mocniejszym betonem płyty w sąsiedztwie słupa



Rys. 2. Przykłady rozwiązań węzłów płyta-słup w przypadku zróżnicowania wytrzymałości betonu płyty i słupa: a) dodatkowe zbrojenie w słupie kompensujące niższą wytrzymałość betonu płyty, b) płyta w sąsiedztwie słupa z betonu o wyższej wytrzymałości, c) płyta wykonana w całości z betonu zwykłego/lekkiego

2. Badania eksperymentalne i wytyczne normowe

Pierwsze badania z zakresu analizowanego problemu zostały opublikowane w 1960 roku [3]. Obejmowały one 45 elementów, reprezentujących połączenia słupów ze stropami typowych konstrukcji szkieletowych. Zbadano węzły słupów narożnych, krawędziowych i wewnętrznych. Celem badań była odpowiedź na pytania: jak duża różnica wytrzymałości betonu słupa f_{cc} i płyty f_{cs} może być ignorowana przy ustalaniu nośności słupa oraz jak określić nośność słupa, jeśli ta różnica zostanie przekroczona. Ustalono, że graniczny stosunek wytrzymałości betonu słupa do wytrzymałości betonu stropu wynosi 1,4 dla słupów narożnych i brzegowych i 1,5 dla słupów wewnętrznych. Jeżeli w rozważanym przypadku stosunek f_{cc}/f_{cs} nie przekracza wspomnianych wartości, wówczas do obliczeń można przyjmować wytrzymałość betonu słupa – pomijając tym samym wpływ przewarstwienia betonem płyty. Przy wyższych wartościach ilorazu f_{cc}/f_{cs} nośność słupa w strefie węzłowej staje się natomiast funkcją wytrzymałości betonów słupa i płyty. Autorzy badań [3] wprowadzili termin wytrzymałości efektywnej f_{ce} do określania nośności słupa. Parametr ten stanowił kombinację liniową wytrzymałości f_{cc} i f_{cs} .

Wyniki tych badań zostały wykorzystane w przepisach poszczególnych edycji norm amerykańskich, z których ostatnia ACI 318–14 [1] zaleca następujące zależności opisujące wytrzymałość efektywną betonu (takie same zapisy zawarto w normie nowozelandzkiej NZS 3101–1 2006 [10]):

- słupy wewnętrzne:

$$f_{ce} = f_{cc} \quad \text{gdy } f_{cc}/f_{cs} \leq 1,4$$

$$f_{ce} = 0,75 f_{cc} + 0,35 f_{cs} \quad \text{gdy } 1,4 < f_{cc}/f_{cs} \leq 2,5 \quad (1)$$

$$f_{ce} = 2,225 f_{cs} \quad \text{gdy } f_{cc}/f_{cs} > 2,5$$

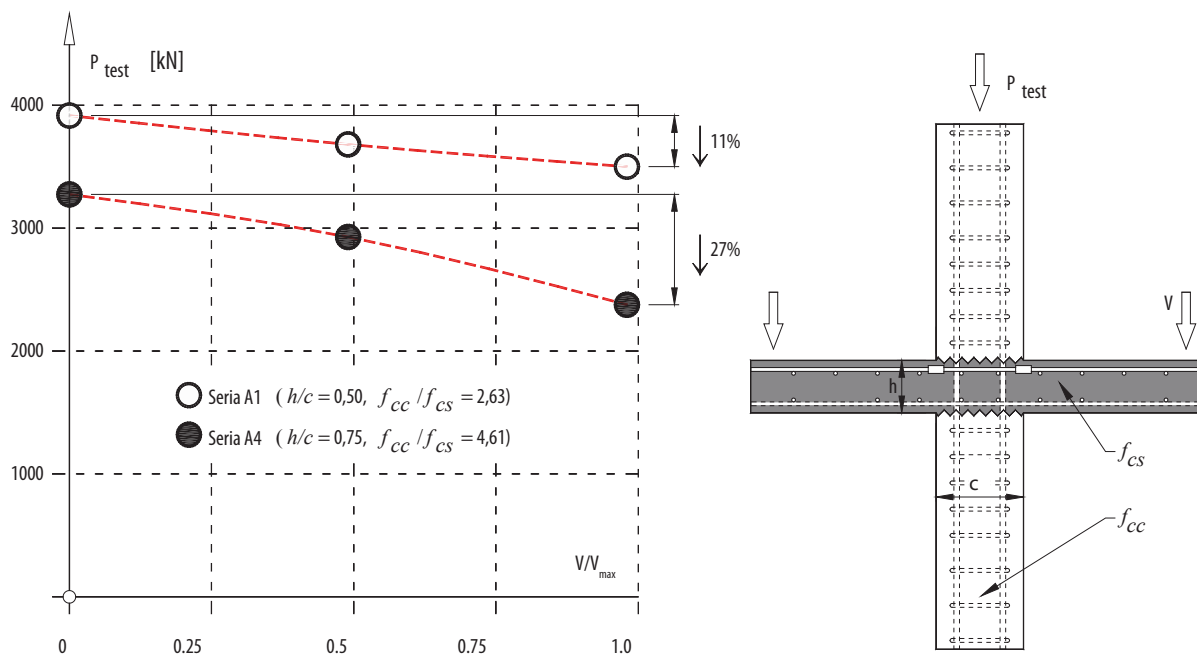
- słupy krawędziowe i narożne:

$$f_{ce} = f_{cc} \quad \text{gdy } f_{cc}/f_{cs} \leq 1,4$$

$$f_{ce} = 1,4 f_{cs} \quad \text{gdy } f_{cc}/f_{cs} > 1,4 \quad (2)$$

gdzie f_{cc} oznacza wytrzymałość betonu słupa, a f_{cs} – wytrzymałość betonu płyty.

Badania [3] dotyczyły różnego rodzaju węzłów, zarówno typu belka-słup jak i płyta-słup. Natomiast badania [5] i [6] ograniczały się wyłącznie do połączeń typu płyta-słup. Badania autorów pracy [5] były ograniczone do jednej proporcji grubości płyty do szerokości słupa (tzw. smukłości węzła) $h/c = 0,636$, badania [6] rozszerzyły nieco ten zakres do $h/c = 0,5$ i $0,7$. Pokazały ponadto, iż wpływ przewarstwienia betonem płyty na nośność słupa zależy wyłącznie od stosunku f_{cc}/f_{cs} . Obszerne badania *Shu i Hawkinsa* [13] rozszerzyły znacząco zakres parametru $h/c = 0,167$ – $3,0$ jednak były prowadzone wyłącznie na słupach „przewarstwionych”, czyli bez otaczającej płyty w poziomie słabszego betonu. Rozważany zakres h/c znacznie wybiegał poza spotykany w praktyce w ustrojach płytowo-słupowych $h/c \approx 0,3$ – $1,0$.



Rys. 3. Wpływ początkowego wykorzystania nośności płyty z uwagi na zginanie na nośność efektywną słupów rozważanych w badaniach [11]

Wyżej wymienione badania wykonywane były na modelach bez obciążenia płyty, co znacznie odbiegało od sytuacji spotykanych w realnych konstrukcjach, gdzie strefa przystępowa płyty jest poddana znacznemu zginaniu i ścinaniu. Dopiero badania *Ospiny* i *Alexandra* [11] były pierwszymi, w których wprowadzono niezależne obciążenie płyt, co pozwoliło uwzględnić wpływ wykorzystania nośności płyty z uwagi na działanie podporowych momentów zginających i sił poprzecznych. W zależności od stopnia wykorzystania nośności zbrojenia podłużnego płyty V/V_{max} (V_{max} stanowi maksymalne obciążenie płyty, przy którym wyczerpaniu ulega jej teoretyczna nośność na zginanie) obserwowano spadek nośności eksperymentalnych dochodzący do niemal 30% w porównaniu z modelem odniesienia, którego płyta pozostawała nieobciążona w trakcie badania – patrz rysunek 3.

Autorzy pracy [11] zaproponowali również sposób określania efektywnej wytrzymałości betonu słupów. Poprzezali jednak jedynie na uwzględnienie takich czynników jak smukłość węzła h/c oraz relacja pomiędzy wytrzymałościami betonów słupa i płyty:

$$f_{ce} = \left(\frac{0,25}{h/c}\right)f_{cc} + \left(1,4 - \frac{0,35}{h/c}\right)f_{cs} \quad (3)$$

W przypadku węzłów o smukłości $h/c = 1$ zależność ta staje się tożsama z formułą wyrażoną w normie kanadyjskiej CSA A23.3-04 [4], zgodnie z którą efektywna wytrzymałość betonu węzła określona jest jako:

- słupy wewnętrzne:

$$f_{ce} = f_{cc} \quad \text{gdy } f_{cc}/f_{cs} \leq 1,4 \quad (4)$$

$$f_{ce} = 0,25f_{cc} + 1,05f_{cs} \quad \text{gdy } f_{cc}/f_{cs} > 1,4$$

- słupy krawędziowe

$$f_{ce} = f_{cc} \quad \text{gdy } f_{cc}/f_{cs} \leq 1,4 \quad (5)$$

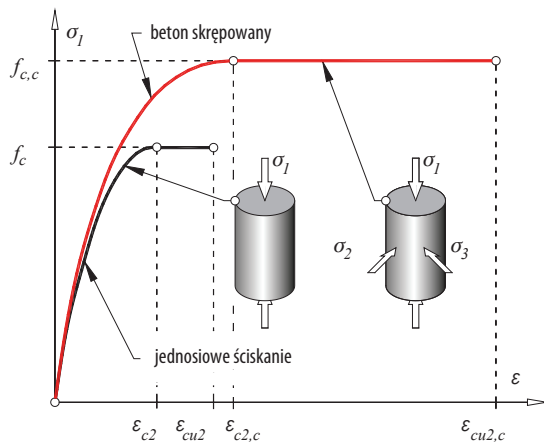
$$f_{ce} = 1,4f_{cs} \quad \text{gdy } f_{cc}/f_{cs} > 1,4$$

- słupy narożne

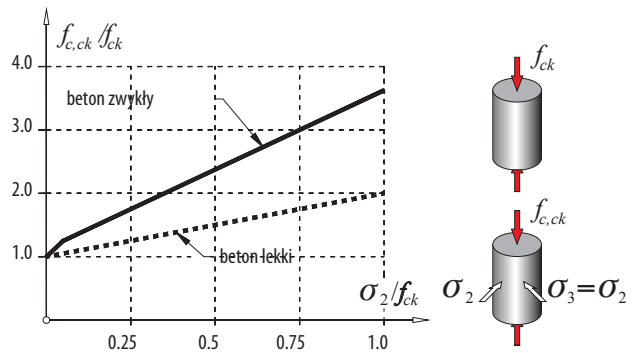
$$f_{ce} = f_{cs} \quad (6)$$

Spośród zagranicznych przepisów normowych godne odnotowania wydają się także zapisy normy australijskiej AS 3600-2001 [2], w której zezwala się na pominięcie w analizie wpływu przewarstwienia słabszym betonem płyty na nośność słupa, jeżeli iloraz f_{cc}/f_{cs} nie przekracza 2,0, ale z zachowaniem następujących warunków:

- słup jest wewnętrzny lub
- słup otoczony jest z trzech stron przez płytę, zaś: krótszy bok słupa równoległy jest do krawędzi swobodnej płyty a stosunek długości boków słupa $c_2/c_1 \leq 3,0$, lub
- bok słupa c , prostopadły do swobodnej krawędzi płyty jest przynajmniej dwukrotnie większy od grubości płyty stropowej h , lub
- słup otoczony jest z dwóch stron przez płytę, zaś grubość płyty h jest nie większa niż $1/4$ szerokości krótszego z boków słupa.



Rys. 4. Porównanie zależności naprężenie – odkształcenie opisujących zachowanie betonu w stanie jedno- oraz trójosiowego ściskania



Rys. 5. Zmiana wytrzymałości betonu skrępowanego w funkcji względnych naprężeń poprzecznych

Nowsze badania eksperymentalne m.in. [7], [8], [9] oraz [15] wykazały, iż omawiane zagadnienie jest bardziej złożone i zależy od znacznie większej liczby czynników niż te ujęte w przepisach normowych. Przede wszystkim jednym z czynników nie ujętych przepisami normowymi jest stopień wykorzystania nośności płyty na zginanie i przebiecie – patrz rysunek 3.

3. Co powoduje wzmocnienie betonu w strefie węzła płyta-słup?

Dotychczasowe badania eksperymentalne pokazały, iż w wielu przypadkach rzeczywista wytrzymałość betonu węzłów połączeń płytowo-słupowych może przewyższać wytrzymałość betonu płyty w stanie jednoosiowego ściskania. Przyczyn zmiany efektywnych cech wytrzymałościowych betonu węzła należy upatrywać w ograniczeniu jego odkształceń poprzecznych przez otaczającą płytę. Beton znajduje się wówczas w stanie trójosiowego ściskania, skutkiem czego zmianie ulega zarówno jego efektywna wytrzymałość, jak i odkształcalność. Nabiera on cech plastycznych, co można zauważyć, porównując teoretyczne krzywe naprężenie – odkształcenie, sporządzone według reguł Eurokodu 2 [12] – patrz rysunek 4.

Wytrzymałość betonu skrępowanego $f_{ck,c}$ jest zależna od poziomu względnych naprężeń poprzecznych σ_2/f_{ck} i określona zgodnie z regułami Eurokodu 2 jako:

$$f_{ck,c} = \left(1 + 5 \frac{\sigma_2}{f_{ck}}\right) f_{ck} \quad \text{gdy } \sigma_2 / f_{ck} \leq 0,05$$

$$f_{ck,c} = \left(1,125 + 2,5 \frac{\sigma_2}{f_{ck}}\right) f_{ck} \quad \text{gdy } \sigma_2 / f_{ck} > 0,05$$

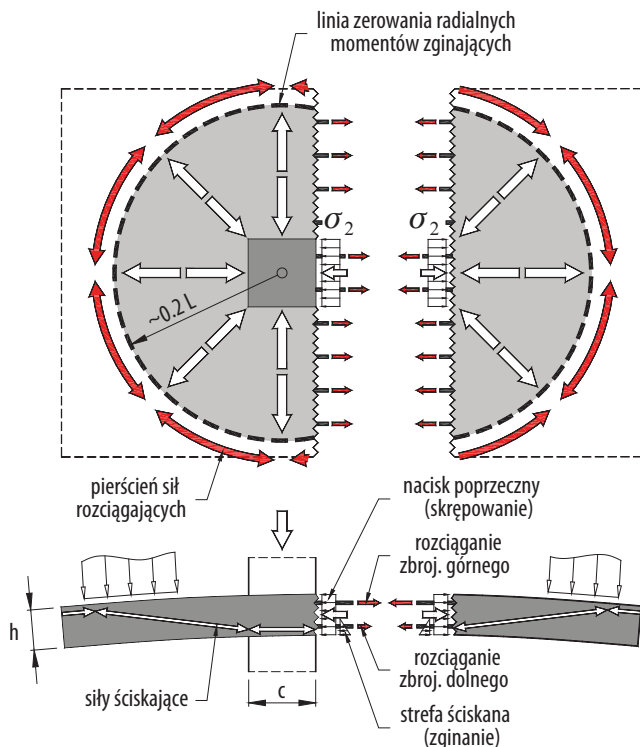
(7)

Powyższe formuły dotyczą betonów zwykłych o gęstości $\geq 2200 \text{ kg/m}^3$. Badania eksperymentalne pokazały, iż w przypadku lekkich betonów kruszywowych (np. keramzytowych) nie można oczekiwać tak znaczącego wpływu naprężeń poprzecznych na efektywną wytrzymałość na ściskanie, dlatego też została ona określona następująco:

$$f_{lck,c} = \left(1,0 + \frac{\sigma_2}{f_{lck}}\right) f_{lck} \quad (8)$$

Na rysunku 5 zamieszczono proste opisujące względny wzrost wytrzymałości betonu w porównaniu z badaniem w stanie osiowego ściskania, w zależności od poziomu względnych naprężeń poprzecznych. Widać wyraźnie, iż nawet przy stosunkowo niewielkich naprężeniach poprzecznych, stanowiących 15% wytrzymałości betonu na ściskanie f_{ck} możliwe jest na tyle skuteczne skrępowanie betonu zwykłego, iż jego efektywna wytrzymałość $f_{ck,c}$ przewyższa o połowę wartość f_{ck} . Aby osiągnąć podobny efekt w przypadku betonu lekkiego, konieczne jest znacznie silniejsze jego skrępowanie – naprężenia σ_2 powinny bowiem stanowić przynajmniej połowę wytrzymałości na ściskanie f_{lck} .

Ze względu na skalę, w jakiej wykonywane były z reguły modele badawcze, skrępowanie betonu węzła zależne było w głównej mierze od sumarycznego przekroju poprzecznego zbrojenia podłużnego płyty i częściowego wykorzystania jego nośności wskutek zginania. W urządzeniach rzeczywistych nie można jednak zapominać o korzystnym wpływie tzw. efektu membranowego, wynikającego z tarczowego charakteru pracy płyty stropowej. Zasadę jego działania objaśniono na rysunku 6. Zbrojenie podłużne płyty będzie bowiem tworzyło rolę ściągę ograniczającego odkształcenie poprzeczne betonu węzła.



Rys. 6. Idea działania efektu membranowego w odniesieniu do rozważanych połączeń płytowo-słupowych

Tym samym w kierunku poprzecznym należy oczekiwać wytworzenia się krzyżulców ściskanych, wprowadzających nacisk poprzeczny na beton węzła.

4. Własne badania eksperymentalne

Ze względu na stosunkowo słabe rozeznanie teoretyczne i eksperymentalne rozważanego problemu na Politechnice Łódzkiej w Katedrze Budownictwa Betonowego w latach 2012–2015 podjęto szereg prób eksperymentalnych, których celem była odpowiedź na następujące pytania:

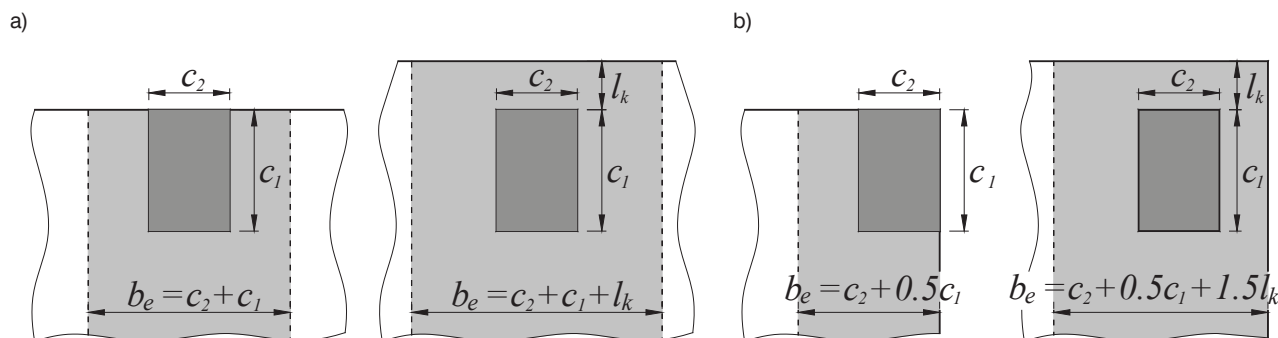
– czy nośność słupa przewarstwionego płytą jest zależna od rodzaju betonu, z jakiego ją wykonano?

– jaki wpływ na nośność słupów krawędziowych i narożnych ma przewarstwienie słabszym betonem płyty?

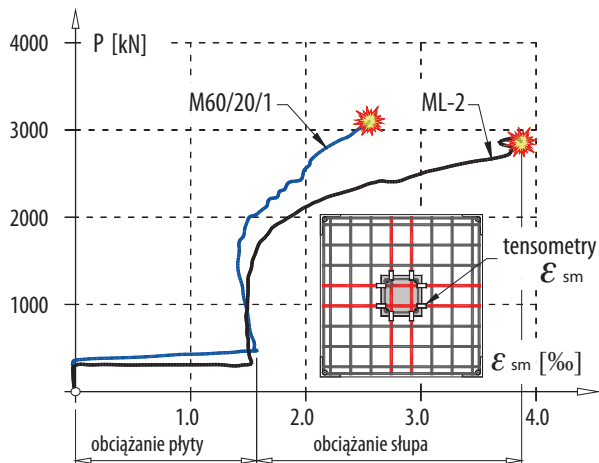
W przypadku drugiego zagadnienia rozważono także wpływ wielkości przewieszenia płyty poza krawędź słupa. Jak zauważa się w monografii [14] jak również publikacjach [5], [7], wprowadzenie stosunkowo niewielkiego przewieszenia o wysięgu $l_k \leq 0,15L$ (gdzie L stanowi rozpiętość stropu w osiach podpór) pozwala na uniknięcie znacznej koncentracji podporowych momentów zginających, jak również realizację skutecznego zakotwienia prętów podłużnych płyty i rozmieszczenie ich na większej szerokości. Zbrojenie prostopadłe do swobodnej krawędzi płyty winno być bowiem, zgodnie z zasadami Eurokodu 2 [12], rozmieszczone na szerokości efektywnej, określonej zgodnie z zasadami pokazanymi na rysunku 7. Względy architektoniczne nie pozwalają jednak niekiedy na realizację płyt przewieszonych, dlatego w badaniach rozważano także modele słupów, które zlicowane były z krawędziami płyty.

Istotnych informacji dotyczących odkształceń poprzecznych betonu węzłów dostarczały obserwacje odkształceń zbrojenia płyty pod narastającym obciążeniem słupa. Na rysunku 8 pokazano wykresy odkształceń zbrojenia podłużnego płyty w funkcji obciążenia słupa. Znaczny przyrost odkształceń w początkowej fazie badania wynikał z obciążenia płyty, które zadawano po wstępnym obciążeniu słupa. W dalszej części badania rejestrowano nieznaczną zmianę odkształceń, a nawet niewielki ich spadek. Po uplastycznieniu zbrojenia słupa, przy obciążeniu równym około 60% siły niszczącej obserwowano stopniowy wzrost odkształceń zbrojenia podłużnego płyty – mimo iż jej obciążenie pozostawiano na niezmiennym poziomie.

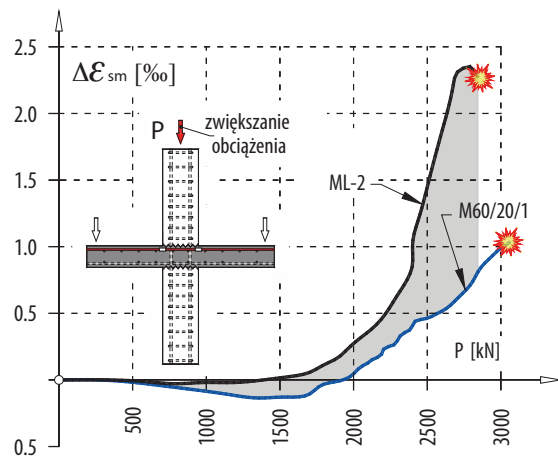
Na rysunku 9 pokazano zmianę odkształceń zbrojenia podłużnego płyt modeli M60/20/1 (płyta z betonu zwykłego) oraz ML – 2 (płyta z betonu lekkiego) rejestrowaną od początku drugiej fazy badania, kiedy zwiększaniu ulegało jedynie obciążenie słupa. Można zauważyć wyraźną różnicę w intensywności narastania odkształceń, skutkiem czego do uplastycznienia zbrojenia płyty przechodzącego w śladzie słupa doszło w przypadku modelu ML – 2 przy obciążeniu stanowiącym około



Rys. 7. Zasada określania szerokości efektywnej b_e w przypadku podpór: a) krawędziowych, b) narożnych



Rys. 8. Średnie odkształcenia zbrojenia podłużnego płyty mierzone na krawędzi słupa w zależności od obciążenia słupa (M60/20/1-płyta z betonu zwykłego, ML-2-płyta z betonu lekkiego)

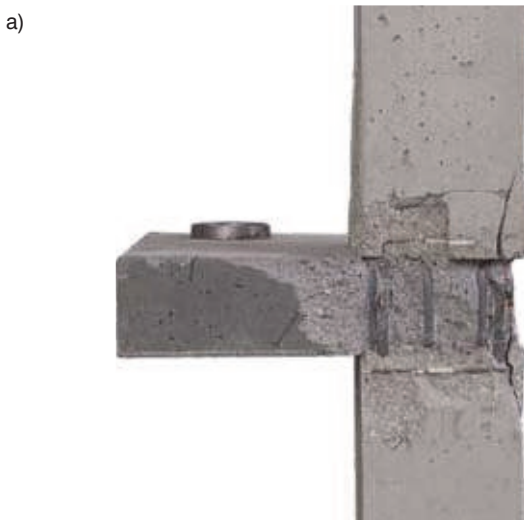


Rys. 9. Zmiana odkształceń zbrojenia podłużnego wynikająca ze zwiększania obciążenia słupa

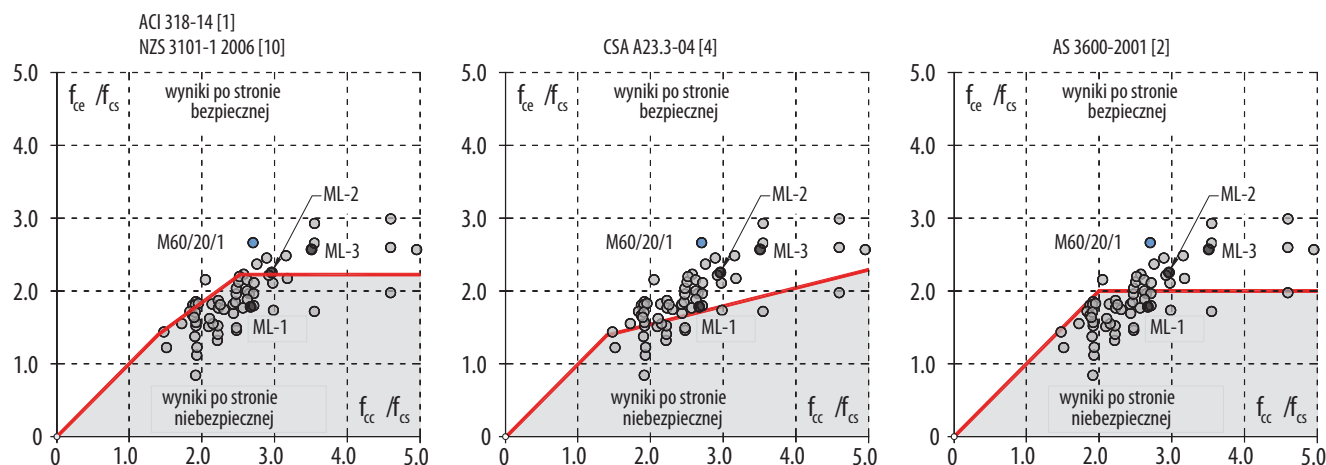
85% maksymalnego, podczas gdy w przypadku drugiego z elementów dopiero w chwili zniszczenia. Różna intensywność narastania odkształceń była efektem znacznej, niemal dwukrotnej różnicy modułów sprężystości podłużnej betonu płyt modeli. Przy tym samym poziomie naprężeń należało zatem oczekiwać znacznie większych odkształceń poprzecznych betonu węzła płyty wykonanej z betonu lekkiego (ML – 2). Znalazło to odzwierciedlenie w wynikach badań, które pokazały, iż uwzględnianie w obliczeniach wyłącznie wytrzymałości betonu – co wynika z zapisów przepisów normowych, może być niewystarczającym kryterium. Zawarte w normach formuły empiryczne bazują bowiem na wynikach badań modeli z płytami z betonu zwykłego i mogą niewłaściwie opisywać wpływ przewarstwienia betonem lekkim, charakteryzującym się znacznie większą odkształcalnością.

W badaniach modeli połączeń krawędziowych i narożnych rozważano trzy różne wielkości wysięgu przewieszanej części płyty: 0, 60 oraz 120 mm, przy grubości płyt wynoszącej 120 mm. Zarówno w przypadku modeli słupów krawędziowych, jak i narożnych uwidocznił się wyraźny wpływ wielkości przewieszenia płyty na ich nośność. Nośności modeli z płytami przewieszonymi były bliskie wartościom sił niszczących słupy – świadki, wykonane w całości z betonu o wysokiej wytrzymałości. Przewieszone pasma płyty na tyle skutecznie ograniczały odkształcenia poprzeczne betonu węzłów, iż efektywne wytrzymałości betonu znacznie, nawet czterokrotnie przewyższały wytrzymałości betonu płyt określone w stanie jednoosiowego ściskania.

Odmienne zachowanie obserwowano natomiast w przypadku modeli słupów, które zlicowane były z krawędziami płyty. Ze względu na brak wszechstronnego



Rys. 10. Modele serii MN po zniszczeniu: a) element z płytą zlicowaną, b) element z płytą przewieszoną poza krawędzie słupa



Rys. 11. Wyniki badań modeli wewnętrznych połączeń płytowo-słupowych w świetle procedur normowych

skrępowania betonu węzłów nośności tych modeli okazały się niższe od sił niszczących słupy – świadki. Były także o około 20–25% niższe od nośności modeli z płytami przewieszonymi poza krawędzie słupów. Przewieszona pasmo płyty o szerokości stanowiącej zaledwie połowę grubości płyty pozwoliło ograniczyć odkształcenia poprzeczne betonu węzła. Badania pokazały tym samym zasadność sytuowania słupów w taki sposób, by znajdowały się odległości nie mniejszej niż połowa grubości płyty od jej krawędzi ($l_k \geq 0,5h$). O znacznych odkształceniach poprzecznych betonu świadczyły rysy skrośne, które można było obserwować na powierzchni płyty w przewieszonej jej części. Niszczenie modelu z płytą zlicowaną miało stosunkowo długotrwały charakter i przejawiało się stopniowym odpajaniem betonu na zewnętrznych powierzchniach węzła – patrz rysunek 10.

5. Wyniki badań w świetle procedur normowych

W ujęciu obowiązujących procedur normowych efektywna wytrzymałość betonu węzła stanowi wartość pośrednią pomiędzy wytrzymałością betonu płyty f_{cc} oraz słupa f_{cs} i jest wyrażona jako kombinacja liniowa tych wielkości. W celu oceny wiarygodności formuł empirycznych dokonano ich porównania z wynikami badań eksperymentalnych. Rzeczywistą wytrzymałość betonu węzłów określono na podstawie wartości sił niszczących zgodnie z zależnością:

$$f_{ce} = \frac{P_{max} - A_s f_{ym}}{A_c - A_s} \quad (9)$$

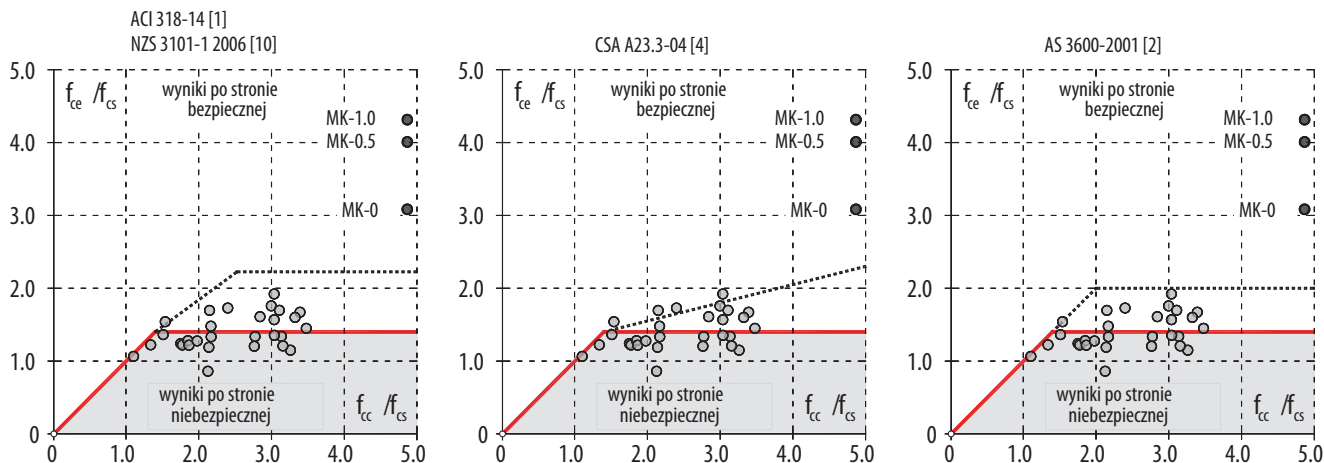
gdzie:

P_{max} – maksymalne obciążenie słupa modelu,
 A_c – pole przekroju poprzecznego słupa brutto,
 A_s – całkowite pole przekroju poprzecznego zbrojenia podłużnego słupa,
 f_{ym} – granica plastyczności zbrojenia podłużnego słupa.

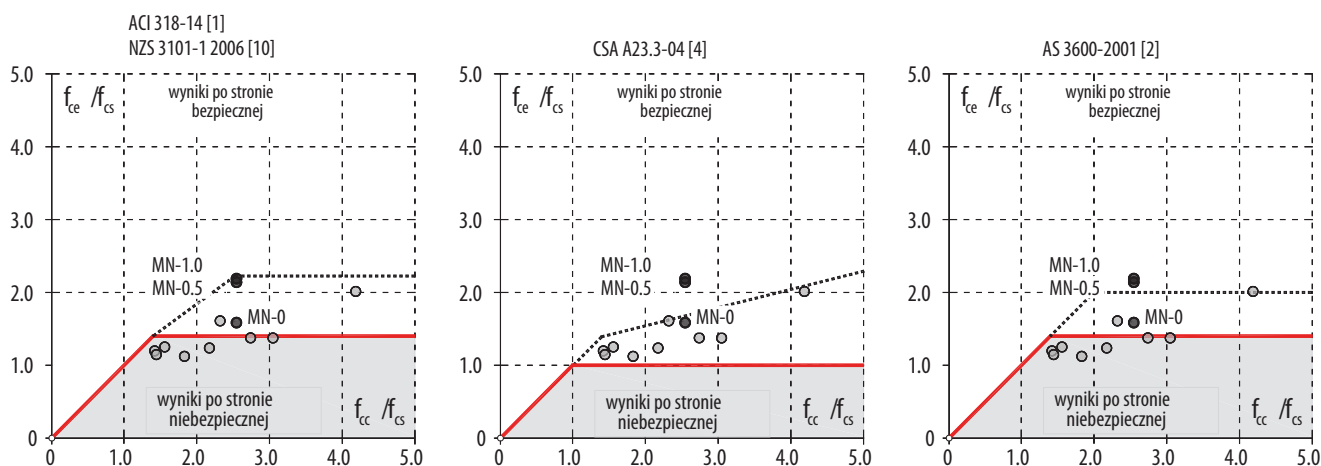
Wyniki analizy porównawczej przedstawiono na rysunkach 11, 12 i 13. W celu bardziej przejrzystej prezentacji wyników wyrażono je w postaci punktów naniesionych w układzie współrzędnych, na którego osiach odmierzano wytrzymałości względne: f_{ce}/f_{cs} oraz f_{cc}/f_{cs} . Wyrażają one odpowiednio: efektywność skrępowania betonu węzła oraz różnicowanie cech wytrzymałościowych betonów słupa i płyty.

Porównując wyniki badań modeli wewnętrznych połączeń płytowo-słupowych, pokazane na rysunku 11, można zauważyć, że wiele z nich znalazło się poniżej linii teoretycznych (jest to szczególnie widoczne w przypadku procedur: amerykańskiej [1] i nowozelandzkiej [10]). Oznacza to, iż w większości przypadków wytrzymałości teoretyczne zostały przeszacowane. Najbardziej bezpieczna w swych postanowieniach okazała się norma kanadyjska [4], choć i w tym przypadku około 30% wyników znalazło się po stronie niebezpiecznej. Rezultaty badań własnych modeli serii ML pokazały, iż stosowanie reguł normy amerykańskiej [1] w odniesieniu do słupów przewarstwionych betonem lekkim może prowadzić do wyników po stronie niebezpiecznej. Powyżej prostej teoretycznej znalazł się jedynie wynik otrzymany w przypadku modelu ML-3, z najstąbiej obciążoną płytą (dwukrotnie niższe obciążenie w stosunku do modeli ML-2 i M60/20/1). Wszystkie procedury normowe pozwoliły na bezpieczne oszacowanie wytrzymałości betonu węzła modelu M60/20/1 z płytą z betonu zwykłego.

W przypadku krawędziowych połączeń płytowo-słupowych średni stosunek teoretycznej do rzeczywistej wytrzymałości betonu węzłów był bliski jedności. Mogłoby to sugerować zadowalającą zgodność wyników eksperymentów i obliczeń według procedur normowych, jednak ponad połowa wyników znalazła się po stronie niebezpiecznej – patrz rysunek 12. Warto w tym miejscu zaznaczyć, iż wyniki badań własnych modeli serii MK znalazły się znacznie powyżej krzywych normowych. Rzeczywista wytrzymałość betonu węzła f_{ce} modelu



Rys. 12. Wyniki badań modeli krawędziowych połączeń płytowo-słupowych w świetle procedur normowych



Rys. 13. Wyniki badań modeli narożnych połączeń płytowo-słupowych w świetle procedur normowych

MK-0 była ponad dwukrotnie wyższa od wartości teoretycznej $f_{ce} = 1,4f_{cs}$. Modele z płytą przewieszoną poza krawędź słupa wykazały jeszcze większą dysproporcję. Punkty reprezentujące wyniki uzyskane w przypadku tych modeli znalazły się powyżej prostych normowych opisujących efektywną wytrzymałość betonu węzłów wewnętrznych połączeń płytowo-słupowych (linie przerywane). Godny podkreślenia jest przy tym fakt, iż efektywne wytrzymałości betonu węzłów modeli serii MK przewyższały 3–4-krotnie wytrzymałość betonu płyty w stanie jednoosiowego ściskania.

Rozpatrując rysunek 13 można zauważyć, iż także w przypadku modeli słupów narożnych zależności normowe w większości przypadków przeszacowały rzeczywistą wytrzymałość betonu węzłów. Norma kanadyjska [4] nie zezwala na przyjmowanie do obliczeń wartości większej niż wynika z wytrzymałości betonu płyty f_{cs} , dlatego też z oczywistych względów wszystkie wyniki znalazły się w tym przypadku po stronie bezpiecznej. Wyniki badań wykazały, iż takie podejście jest nazbyt zachowawcze. Punkty reprezentujące wyniki badań własnych serii MN,

dotyczących modeli z płytą przewieszoną poza krawędź słupa znalazły się blisko prostych wyznaczonych dla połączeń wewnętrznych (linie przerywane).

6. Podsumowanie

Rozważania należałoby podsumować następującym pytaniem: jak należy postępować w przypadku wymiarowania słupów przewarstwionych słabszym betonem płyty? Wyniki dotychczasowych badań eksperymentalnych pozwalają stwierdzić, że przy niewielkim zróżnicowaniu wytrzymałości betonu płyty i słupa ($f_{cc}/f_{cs} < 1,5$) przewarstwienie nie będzie w sposób istotny wpływało na nośność słupów wewnętrznych. W ślad za postanowieniami normowymi można, zdaniem autorów, w przypadku wymiarowania słupów wewnętrznych pomijając wpływ przewarstwienia jeżeli różnica pomiędzy wytrzymałością betonu słupa i płyty nie przekracza 40%. Przy większym zróżnicowaniu wytrzymałości wpływ przewarstwienia staje się coraz bardziej znaczący. Wyniki przeprowadzonej analizy skłaniają autorów do sugestii,

by w przypadku określania efektywnej wytrzymałości betonu węzłów połączeń płytowo-słupowych korzystać z reguł kanadyjskich [4], które okazały się najmniej niebezpieczne – choć w przypadku połączeń narożnych bardzo konserwatywne. Obowiązujące procedury normowe wymagają doprecyzowania. Opis tak złożonego zagadnienia za pomocą formuł uwzględniających za ledwie jeden parametr jest, zdaniem autorów, zbyt uproszczeniem. W tym właśnie podejściu upatrywać należy źródła niezgodności z wynikami badań i z tego względu przepisy normowe winny być przez projektantów traktowane bardziej jako wskazówki, do których należy podchodzić z dużą ostrożnością.

Dotychczas nie wprowadzono zasad postępowania w przypadku stosowania betonów lekkich. Badania własne pokazały, iż obowiązujące procedury mogą w takich przypadkach prowadzić do wyników po stronie niebezpiecznej. Przy obecnym stanie wiedzy celowe wydaje się zalecenie stosowania w takich przypadkach dodatkowych zabiegów technologicznych, polegających na zwiększaniu zbrojenia słupa lub wykonywaniu strefy przywęzłowej z betonu o wysokiej wytrzymałości.

Badania własne wykazały, że w przypadku przewieszenia płyty poza krawędź słupa możliwe jest znaczące zwiększenie efektywnej wytrzymałości betonu węzła (f_{ce}). Celowe jest zatem kształtowanie węzłów płyta-słup w taki sposób, by wysięg płyty poza krawędź słupa równy był co najmniej jej grubości. Unika się w ten sposób koncentracji podporowych momentów zginających. Zabieg taki pozwala na bardziej racjonalne kształtowanie zbrojenia płyty również ze względu na przebieg. Wyniki badań pozwalają wnioskować, iż przy dostatecznie dużym przewieszeniu płyty, równym przynajmniej jej grubości, analizę nośności słupów krawędziowych i narożnych można prowadzić jak w przypadku podpór wewnętrznych.

BIBLIOGRAFIA

- [1] ACI 318-14 Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) Commentary on Building Code Requirements. American Concrete Institute, Farmington Hills (2015), 203-204
- [2] AS 3600-2001 Australian Standard. Concrete Structures. Council of Standards Australia, Sydney (2001), 119
- [3] Bianchini A., Woods R. and Kesler C., Effect of Floor Concrete Strength on Column Strength. ACI Journal Proceedings, 56, 5 (maj 1960), 1149-1170
- [4] CSA A23.3-04 Canadian Standard. Design of concrete structures. Canadian Standards Association, Mississauga (2004), 46
- [5] Cyllok M., Bemessung der Lastdurchleitung hochfester Stahlbetonstützen durch normalfeste Flachdecken nach EN 1992-1-1. Beton und Stahlbetonbau, 106, 10 (październik 2011), 672-684
- [6] Gamble W. and Klinar J., Tests of High Strength Concrete Columns with Intervening Floor Slabs. Journal of Structural Engineering, 117, 5 (maj 1991), 1462-1476
- [7] Guidotti R., Fernández Ruiz M. and Muttoni A., Crushing and flexural strength of slab-column joints. Engineering Structures, 33, 3 (marzec 2011), 855-867
- [8] Lee J. and Yoon. Y., Prediction of strength of interior HSC column-NSC slab joints. Magazine of Concrete Research, 62, 7 (lipiec 2010), 507-518;
- [9] McHarg P., William D., Mitchell D. and Young-Soo Y., Improved Transmission of High-Strength Concrete Column Loads through Normal Strength Concrete Slabs. ACI Structural Journal, 97, 1 (styczeń 2000), 157-165
- [10] NZS 3101-1 Concrete structures standard-Part 1: The design of concrete structures. Standards Council, Wellington (2006), 10-5
- [11] Ospina C. and Alexander S., Transmission of Interior Concrete Column Loads through Floors. Journal of Structural Engineering, 124, 6 (czerwiec 1998), 602-610
- [12] PN-EN 1992-1-1 Eurokod 2 – Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa 2008
- [13] Shu C. and Hawkins N., Behavior of columns continuous through concrete floors. ACI Structural Journal, 89, 4 (kwiecień 1992), 405-414
- [14] Starosolski W., Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu 2 i norm związanych. T. 2. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 2013
- [15] Tue N., Dietz J. and Shah A., Vorschlag für die Bemessung der Deckenknoten mit Stützen aus hochfestem Beton. Beton und Stahlbetonbau, 100, 2 (luty 2005), 132-138

XXVIII Konferencja Naukowo-Techniczna AWARIE BUDOWLANE 2017

Międzyzdroje 23-26 maja 2017 r.

ORGANIZATORZY KONFERENCJI:

- Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN
– Przewodniczący prof. Kazimierz Furtak
- Komitet Nauki PZITB
- Polski Związek Inżynierów i Techników Budownictwa
– Przewodniczący mgr inż. Ryszard Trykosko
- Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie – Rektor prof. Jacek Wróbel
- Wydział Budownictwa i Architektury Zachodniopomorskiego Uniwersytetu Technologicznego
– Dziekan prof. Maria Kaszyńska
- Instytut Techniki Budowlanej
– dyrektor dr inż. Marcin M. Kruk

KOMITET ORGANIZACYJNY:

- Przewodnicząca – prof. Maria Kaszyńska
- Wiceprzewodniczący – prof. Ryszard Coufal
- Sekretarz Organizacyjny – Tomasz Wróblewski
- Członkowie - Jarosław Błyszko, Jolanta Borucka-Lipska, Piotr Brzozowski, Stefan Nowaczyk, Norbert Olczyk, Leszek Stachecki, Grzegorz Szmeczel, Adam Zieliński, Krzysztof Żarkiewicz

BIURO KONFERENCJI:

Polski Związek Inżynierów i Techników Budownictwa
Oddział w Szczecinie
70-483 Szczecin, AL. Wojska Polskiego 99
tel.: 91 423 33 52, fax.: 91 423 34 97
Marta Tarnowska