

dr hab. inż. Andrzej Ambroziak, prof. PG¹⁾*

ORCID: 0000-0002-7735-7863

mgr inż. Maciej Grabski¹⁾

ORCID: 0000-0002-4765-4007

Analiza porównawcza metod obliczania przebiecia

Comparison of punching shear calculation methods

DOI: 10.15199/33.2019.07.08

Streszczenie. W artykule przedstawiono analizę porównawczą wybranych normowych metod wyznaczania nośności na przebiecie konstrukcji płytowo-słupowej. Przeanalizowano trzy normowe sposoby wyznaczania nośności na przebiecie. Wykonane obliczenia pozwoliły na wskazanie różnic w wyznaczonych wartościach nośności płyty na przebiecie w konstrukcji płytowo-słupowej.

Słowa kluczowe: przebiecie; konstrukcje płyta-słup; Model Code 2010; ACI 318, Eurokod 2.

Abstract. The paper presents a comparative analysis of selected standard methods for punching shear capacity in a plate-column structure. Three standard methods of punching shear resistance were analysed. The calculations allowed to indicate the differences in results of punching shear capacity in slab-column structure.

Keywords: punching shear; slab-column structure; Model Code 2010; ACI 318; Eurocode 2.

Najważniejszym problemem ustrojów płytowo-słupowych pozostaje zagadnienie nośności strefy przysłupowej, w której występują maksymalne momenty zginające oraz siły tnące. W przeszłości intuicyjnie było ono rozwiązywane przez zwiększenie grubości stropu w sąsiedztwie słupów (zastosowanie grzybków). Pionierami i wynalazcami konstrukcji grzybkowych (*mushroom head*) byli m.in. amerykański inżynier Claude A. P. Turner (Gasparini [6]), szwajcarski inżynier Robert Maillart, rosyjski matematyk i inżynier Artur Ferdinandovitch Loleit (Kiedorf [8]). Rezygnacja z pogrubień w obrębie strefy przysłupowej bez wprowadzenia dodatkowych rozwiązań zwiększających nośność strefy na przebiecie doprowadziła do tragicznych w skutkach katastrof. W związku z tym strefa przysłupowa nadal budzi pewne kontrowersje i jest poddawana nowym badaniom i analizom, takim jak wpływ efektu skali na nośność przebiecia czy zachowanie się połączenia płyta-słup pod zmiennym poziomym obciążeniem cyklicznym (problem szczególnie istotny w miejscach występowania obciążeń sejsmicznych). Przegląd podejmowanych obecnie prac badawczych dotyczących zjawiska przebiecia znaleźć można m.in. w raporcie technicznym FIB Bul-

letin no. 81 [5]. Jako przykład katastrofy spowodowanej nieodpowiednim zaprojektowaniem strefy przysłupowej w konstrukcji płytowo-słupowej można podać budynek Pipers Row Car Park w Wolverhampton (Anglia), w którym 20 marca 1997 r. zawaliła się część stropu ostatniej kondygnacji. Jedną z największych katastrof spowodowanych m.in. błędami projektowymi strefy przysłupowej w konstrukcji płytowo-słupowej było też całkowite zawalenie się centrum handlowego Sampoong w Seulu (Korea Południowa) w 1995 r. Oprócz przekroczenia dopuszczalnego obciążenia, nieodpowiedniego zaprojektowania zbrojenia ze względu na przebiecie, nie zaprojektowano również zbrojenia chroniącego konstrukcję przed katastrofą postępującą [7]. Wskazane katastrofy budowlane uzmysławiają, jak bardzo odpowiedzialną pracą jest projektowanie konstrukcji i jednocześnie wskazują na potrzebę dokładnego przestudiowania i rozpoznania zjawiska przebiecia przez projektanta.

Procedury obliczeniowe przebiecia wg wybranych norm

Norma europejska PN-EN 1992-1-1 [9]. Podczas sprawdzania płyty stropowej ze względu na przebiecie, norma PN-EN 1992-1-1 [9] (EC2) wymaga sprawdzenia co najmniej dwóch kryteriów. Pierwszym z nich jest maksymalna nośność ściskanego krzyżulca betonowego znajdującego się przy licu pola obciążenia (równanie 1). Kolejny waru-

nek wiąże się ze sprawdzeniem odporności płyty betonowej niezbrojonej poprzecznie na naprężenia przebijające w tzw. podstawowym przekroju kontrolnym u_1 (równanie 2a). W przypadku, gdy warunek drugi nie jest spełniony, należy zastosować zbrojenie na przebiecie. Kryterium nośności przyjmuje wówczas postać równania 2b. Trzeci warunek nośności dotyczy przypadku, w którym wymagane jest zastosowanie zbrojenia poprzecznego. Należy wówczas wyznaczyć obwód kontrolny u_{out} , w którym zbrojenie na przebiecie nie będzie już konieczne (równanie 3). Warunek ten określa zatem zakres, w którym wymaga się użycia zbrojenia poprzecznego. Zbrojenie powinno zostać rozmieszczone w polu pomiędzy licem słupa a odległością do obwodu u_{out} pomniejszoną o 1,5d.

$$V_{Ed,0} \leq V_{Rd,max} \quad (1)$$

$$V_{Ed,1} \leq V_{Rd,c} \quad (2a)$$

$$V_{Ed,1} \leq V_{Rd,cs} \quad (2b)$$

$$V_{Ed,out} \leq V_{Rd,c} \quad (3)$$

gdzie:

$V_{Ed,0}$, $V_{Ed,1}$, $V_{Ed,out}$ – naprężenia styczne w przekrojach kontrolnych odpowiednio u_0 , u_1 , u_{out} ;

$V_{Rd,max}$ – maksymalna nośność przebiecia, ze względu na ściskany krzyżulec betonowy;

$V_{Rd,c}$ – wytrzymałość na ścinanie płyty bez zbrojenia poprzecznego;

$V_{Rd,cs}$ – wytrzymałość na ścinanie płyty ze zbrojeniem poprzecznym.

Norma EC2 [9] przyjmuje założenie, że rysa niszcząca przechodzi przez przekrój pod kątem 26,6°. Założenie to determinuje miejsce występowania podstawowego obwodu kontrolnego u_1 , który

¹⁾ Politechnika Gdańska; Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska

* Adres do korespondencji: ambrozan@pg.gda.pl

przyjmuje się zazwyczaj w odległości 2d od lica podpory w sposób minimalizujący jego długość. W przypadku, gdy mamy do czynienia z dużym rozłożonym naciskiem znajdującym się wewnątrz podstawowego obwodu kontrolnego, należy sprawdzić obwody znajdujące się bliżej lica podpory.

Odporność na przebicie płyty ze zbrojeniem poprzecznym ($v_{Rd,cs}$) zależy w 75% od nośności płyty bez zbrojenia poprzecznego. Wynika to z faktu, iż podczas badań zauważono, że w pierwszej fazie pracy zarysowanie oraz odkształcenia zbrojenia są na tyle małe, że nie powodują żadnych naprężeń w stali, co w konsekwencji oznacza, że do pewnego momentu pracuje sama płyta bez zbrojenia. W momencie osiągnięcia obciążenia stanowiącego ok. 70% nośności na przebicie analogicznego połączenia bez zbrojenia poprzecznego, zarysowanie robi się na tyle duże, że do współpracy wciągane jest zbrojenie i cały pozostały przyrost obciążenia przejmowany jest właśnie przez nie [15]. Istotną sprawą jest ograniczenie możliwości wzmocnienia nośności płyty przez dodanie zbrojenia poprzecznego. Dopiero w 2015 r. wydano korektę do normy [10] ograniczającą możliwości wzmocnienia do zakresu $v_{Rd,cs} \leq 1,5 v_{Rd,c}$.

Zalecenia Międzynarodowej Federacji Konstrukcji Betonowych (FIB) Model Code 2010 [3]. W normie Model Code 2010 (MC2010 [3]) zaprezentowano nowe, odmienne podejście do analizy zagadnienia przebiccia. Metoda ta bazuje na teorii krytycznej rysy ukośnej (CSCT – Critical Shear Crack Theory). W polskim piśmiennictwie zagadnienia przebiccia wg normy Model Code 2010 zostały przedstawione m.in. w [11 ÷ 14]. W odróżnieniu od normy EC2 [9], Model Code 2010 w warunkach nośności operuje siłami „V”, a nie naprężeniami „v”. W ogólnym przypadku nośność na przebicie płyty składa się z siły przenoszonej przez beton ($V_{Rd,c}$) oraz siły przenoszonej przez zbrojenie poprzeczne ($V_{Rd,s}$) jeśli takie zostało zastosowane:

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \quad (4)$$

Podobnie jak w normie europejskiej wymaga się sprawdzenia co najmniej dwóch kryteriów. Jako pierwszy należy

sprawdzić warunek dotyczący maksymalnej nośności płyty ze względu na zniszczenie betonowego krzyżulca ściskanego ($V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$). Wyrażną różnicą w stosunku do EC2 [9] jest jednak fakt, że warunek ten sprawdza się w podstawowym obwodzie kontrolnym b_1 , a nie w licu słupa. Niezależnie od tego warunku, w podstawowym obwodzie kontrolnym sprawdza się również kryterium nośności płyty przyjmujące postać $V_{Ed} \leq V_{Rd}$. Jednocześnie w przypadku zastosowania zbrojenia poprzecznego znaleźć należy obwód kontrolny b_{out} , w którym zostanie spełniony warunek $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$. Obwód ten determinuje zasięg, w jakim należy stosować zbrojenie na przebicie.

Koncepcja przyjmowania podstawowego obwodu kontrolnego nawiązuje do normy ACI 318 [2] i zakłada nachylenie rysy niszczącej pod kątem 45°. Otrzymuje się wtedy obwód kontrolny w odległości 0,5d od krawędzi podpory (pola obciążenia). W przypadku stosowania podpór o dużych wymiarach obwody kontrolne należy zredukować. Redukcja ta ma na celu uwzględnić w przybliżony sposób koncentrację naprężeń stycznych w narożach podpory. Z praktycznego punktu widzenia ma to szczególne znaczenie przy stosowaniu głowic, ponieważ okazuje się, że w przypadku płyt o określonej wysokości użytecznej d_v zastosowanie głowicy o wysokości większej od $3d_v$ przynosi niewielki wzrost nośności ze względu na brak przyrostu długości obwodu kontrolnego. Warto zauważyć brak tego ograniczenia w obecnej normie EC2 [9].

Jedną ze zmian w MC2010 [3] jest podejście do uwzględniania wpływu mimośrodowości obciążenia. W EC2 [9] wpływ ten był uwzględniany przez zwiększenie oddziaływania ($v_{Ed,mimośrodowe} = \beta \cdot v_{Ed,symetryczne}$). W przypadku zaleceń organizacji FIB wpływ ten otrzymujemy przez redukcję obwodu kontrolnego za pomocą współczynnika k_e , co w konsekwencji oznacza redukcję nośności złącza ($v_{Rd,mimośrodowe} = k_e \cdot v_{Rd,symetryczne}$). Można stwierdzić, że współczynnik k_e jest odwrotnością współczynnika β z normy EC2 [9]. Podobny wniosek postawiono w [11]. Zgodnie z normą MC2010 [3], podczas projektowania można wykonywać obliczenia wg czte-

rech poziomów przybliżenia (*Levels of Approximation*). W przypadku wykonywania koncepcji lub ustalania gabarytów elementów zaleca się korzystanie z pierwszego poziomu przybliżenia (*I LoA*), który jest najbardziej uproszczony (przez co również najmniej ekonomiczny), jednak z tego powodu bardzo szybki w realizacji.

W przypadku potrzeby wykonywania dokładniejszych obliczeń można posłużyć się wyższymi poziomami przybliżenia i tak, do wymiarowania konstrukcji (projekty wykonawcze) zaleca się stosowanie poziomów II oraz III, natomiast poziom IV, który jest najbardziej wyrafinowany i często opiera się na analizie nieliniowej, zaleca się stosować jedynie przy wykonywaniu ekspertyz. W przypadku przebiccia parametrem, który można obliczać wg wybranego poziomu przybliżenia, jest graniczny kąt obrotu płyty (ψ), wpływający bezpośrednio na nośność połączenia. Szczegółowe informacje dotyczące obliczeń znaleźć można w artykule [11].

Norma amerykańska ACI 318-14 wraz z komentarzem [2]. Sprawdzenie stanów granicznych nośności przebiccia w procedurach amerykańskich wg ACI 318 [2] odbywa się podobnie jak w EC2 przez porównanie obliczeniowych naprężeń wywołanych obciążeniem z nośnością złącza płytowo-słupowego obliczanego wg wzoru:

$$v_n = \phi \cdot (v_c + v_s) \quad (5)$$

gdzie:

v_c – naprężenia przenoszone przez płytę bez zbrojenia poprzecznego;

v_s – naprężenia przenoszone przez umieszczone w płycie zbrojenie na przebicie;

ϕ – współczynnik bezpieczeństwa przyjmujący w przypadku ścinania i przebiccia wartość 0,75.

Krytyczny obwód kontrolny, w którym należy sprawdzić warunek nośności ($v_{Ed} \leq v_n$), przyjmuje się w odległości 0,5d od lica słupa (pola obciążenia). W odróżnieniu od opisanych przepisów, obwód ten można przyjąć jako prostokątny, bez uwzględniania zaokrąglenia przy narożach. W przypadku podpór okrągłych obwód kontrolny należy dobrać jako kwadrat o polu równym polu okręgu utworzonego przez krawędź oddaloną o 0,5d od krawędzi słupa. Otwory w płycie uwzględnia się w przypadku, kiedy znajdują się bliżej niż 10h od krawędzi pola obciążenia (h – wysoko-

kość płyty). Jest to warunek bardziej restrykcyjny od podanych w zaleceniach europejskich (<6d) czy FIB (<5,5d). Odporność płyty ze względu na przebicie oblicza się jako minimum z trzech wartości.

$$v_c = \min(0,332 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_{ck}}; 0,083 \cdot (2 + (4/\beta)) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_{ck}}; 0,083 \cdot (2 + (\alpha_s \cdot d)/b_0)) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (6)$$

gdzie:

λ – współczynnik materiałowy dla betonów lekkich. W przypadku betonów standardowych $\lambda = 1,0$; $\beta = c_1/c_2 \geq 1,0$ – współczynnik zależny od wymiarów podpory (c_1, c_2 – wymiary podpory); b_0 – długość obwodu kontrolnego; α_s – współczynnik zależny od usytuowania słupa równy: 40 (słupy wewnętrzne), 30 (słupy krawędziowe), 20 (słupy narożne); $d = (d_y + d_z)/2$ – wysokość użyteczna przekroju.

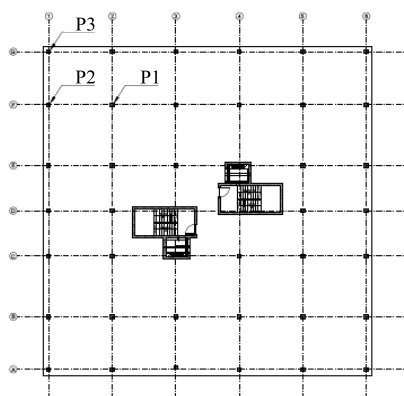
W obliczeniach nośności płyty zbrojonej poprzecznie norma uwzględnia 50% nośności płyty niezbrojonej oraz naprężenia, które są w stanie przenieść pręty zbrojeniowe. Jest to analogia do normy EC2, w której zakłada się uwzględnienie 75% nośności v_c .

Zalecenia amerykańskie dodatkowo wymagają, aby naprężenia powstające w przekroju kontrolnym nie przekraczały wartości: $v_{n,max} = \phi \cdot 0,498 \cdot \sqrt{f_{ck}}$ w przypadku stosowania wiotkich prętów zbrojeniowych oraz $v_{n,max} = \phi \cdot 0,664 \cdot \sqrt{f_{ck}}$ w przypadku stosowania sztywnych wkładów zbrojeniowych. Wymagania te ograniczają możliwości wzmocnienia złącza płytowo-słupowego przez zbrojenie poprzeczne. Wzmacniając płytę strzemionami, można uzyskać dodatkowo 50% nośności połączenia, natomiast z zastosowaniem wkładów sztywnych (np. trzpieni dwugłówkowych) nośność może się zwiększyć nawet o 100%. W sytuacji potrzeby zastosowania zbrojenia poprzecznego należy (analogicznie jak w poprzednich normach) wyznaczyć obwód b_{out} , który determinuje wymagany zakres zastosowania zbrojenia. Norma wymaga, aby naprężenia w obwodzie b_{out} były nie większe niż $v_{c,out} = \phi \cdot 0,166 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_{ck}}$.

Opis analizowanej konstrukcji

Do analizy numerycznej wybrano wydzielony strop budynku o konstrukcji płytowo-słupowej z rozstawem słupów w siatce 6,5 x 6,5 m z płytą stropową grubości 24 cm. Prezentowana konstrukcja stropu analizowana była pod

kątem sposobów przykładania obciążenia zmiennego w [1]. Porównanie metod normowych wyznaczania nośności na przebicie i wymaganego zbrojenia wykonano w miejscach przedstawionych na rysunku, oznaczonych jako P1, P2, P3. W każdym z tych miejsc rozpatrzono dwie kombinacje sił działających w słupie; (1) N_{max} wraz z momentami odpowiadającymi tej sile; (2) $M_{max} = \max(M_{x,max}; M_{y,max})$ wraz z momentem oraz siłą normalną odpowiadającą momentowi M_{max} .



Rzut kondygnacji z lokalizacją punktów P1, P2 i P3

Plan view of slab with point location P1, P2 and P3

Porównania dokonano w kilku aspektach. Pierwszym z nich jest wpływ momentów zginających na nośność połączenia płyta – słup. Jako wartość reprezentatywną w przypadku normy [9] przyjęto współczynnik β , normy [3] odwrotność współczynnika k_c , natomiast normy [2] stosunek naprężeń $v_{Ed}(V+M)/v_{Ed}(V)$, gdzie: $v_{Ed}(V+M)$ – naprężenia styczne wywołane działaniem siły przebijającej oraz momentem zginającym; $v_{Ed}(V)$ – naprężenia styczne wywołane siłą przebijającą. Następnie porównywano nośność połączenia płyta – słup bez zbrojenia poprzecznego $V_{Rd,c}$ wyrażoną w [kN] (w przypadku norm [2, 9] wartości naprężeń przemnożone przez podstawowy obwód kontrolny oraz wysokość użyteczną). Podobnie porównano wartość graniczną nośności $V_{Rd,max}$. W kolejnym kroku wyznaczono i zestawiono wyniki zapotrzebowania na zbrojenie A_{sw} , jak również przedstawiono wyniki zasięgu zbrojenia poprzecznego, które obliczono jako odległość $r_{out,rz}$ od podpory (np. wg [9] $r_{out,rz} = r_{out} - 1,5 \cdot d$). Jako ostatnią wartość porównawczą

przedstawiono całkowite zapotrzebowanie na zbrojenie dla danego złącza. Wyznaczone wartości przedstawiono w tabelach 1 – 3. W tabeli 3, w kolorze białym oznaczono komórki, w których obliczenia wymaganego zbrojenia wykonano w celach porównawczych pomimo przekroczenia warunku dopuszczalnych naprężeń $v_{Rd,max}$.

Tabela 1. Wyniki dla słupa w punkcie P1
Table 1. Results for column at point P1

Porównywana wartość	EC2	MC2010			ACI 318-14
		I LoA	II LoA	III LoA	
$\beta (1/k_c)$	1,03	1,03	1,03	1,03	1,07
$V_{Rd,c}$ [kN]	588,00	294,00	418,00	490,00	627,00
$V_{Rd,max}$ [kN]	881 (3305)	706,00	1004,00	1175,00	945,00
A_{sw} [cm ²]	3,05	8,67	5,73	4,12	5,76
$A_{sw,min}$ [cm ²]	–	7,82	7,82	7,82	–
$r_{out,rz}$ [cm]	20,00	64,70	35,10	24,90	43,20
$A_{sw,tot}$ [cm ²]	6,79	35,09	15,85	10,12	33,96

Tabela 2. Wyniki dla słupa w punkcie P2
Table 2. Results for column at point P2

Porównywana wartość	EC2	MC2010			ACI 318-14
		I LoA	II LoA	III LoA	
$\beta (1/k_c)$	1,22	1,34	1,34	1,34	1,83
$V_{Rd,c}$ [kN]	362,40	153,63	212,00	301,72	418,98
$V_{Rd,max}$ [kN]	544 (2039)	368,70	508,81	724,13	631,55
A_{sw} [cm ²]	2,13	5,04	3,23	0,65	5,44
$A_{sw,min}$ [cm ²]	–	4,89	4,89	4,89	–
$r_{out,rz}$ [cm]	30,40	76,90	42,15	15,37	69,80
$A_{sw,tot}$ [cm ²]	6,79	27,17	13,30	5,10	39,62

Tabela 3. Wyniki dla słupa w punkcie P3
Table 3. Results for column at point P3

Porównywana wartość	EC2	MC2010			ACI 318-14
		I LoA	II LoA	III LoA	
$\beta (1/k_c)$	1,97	1,45	1,45	1,45	2,05
$V_{Rd,c}$ [kN]	205,00	90,61	116,61	247,35	262,26
$V_{Rd,max}$ [kN]	307,5 (1153)	217,47	279,86	501,13	395,31
A_{sw} [cm ²]	2,69	3,52	2,66	–	4,00
$A_{sw,min}$ [cm ²]	–	3,27	3,27	–	–
$r_{out,rz}$ [cm]	89,80	104,36	67,58	–	214,90
$A_{sw,tot}$ [cm ²]	24,21	24,62	14,72	–	95,95

Wnioski

Na podstawie przeprowadzonej analizy stwierdzono, że najbardziej wrażliwy na działanie obciążenia mimośrodowego jest model obliczeń wg normy

ACI 318-14 [2]. Wpływ momentów zginających ma w tym przypadku największe znaczenie. Zgodnie z EC2 [9], współczynnik β słupa narożnego, obliczony metodą ogólną, wyniósł 1,97. Oznacza to, że momenty zginające działające na połączenie płyta-słup spowodowały prawie dwukrotne zwiększenie naprężeń stycznych w przekroju kontrolnym w stosunku do naprężeń, które wywołała sama siła przebijająca. W przypadku zastosowania metody uproszczonej podawanej przez normę EC2 [9] zalecana wartość współczynnika β wynosi 1,50. Przyjęcie takiej wartości dałoby znacznie mniejsze wartości naprężeń, a zarazem mogłoby spowodować błędne oszacowanie ilości potrzebnego zbrojenia na przebicie. Z tego powodu przy przyjmowaniu wartości współczynnika mimośrodowości obciążenia należy dokładnie przeanalizować konstrukcję pod kątem spełnienia wymagań pozwalających na skorzystanie z metody uproszczonej opisanej w EC2 [9].

Najbardziej ostrożna w przyjmowaniu nośności złącza bez zbrojenia poprzecznego jest MC2010 [3]. Jedynie bardzo czasochłonne obliczenia przybliżenia III stopnia wykazują porównywalne wartości (różnica ok. 20%) do nośności obliczonych wg norm EC2 [9] i ACI 318-14 [2]. Norma MC2010 [3], wprowadzając poziomy przybliżenia obliczeń, niewątpliwie umożliwia szybkie oszacowanie nośności złącza (I LoA), ale nośność ta w stosunku do obliczeń przeprowadzanych za pomocą kolejnych przybliżeń jest mocno zaniżona. Najbardziej „optymistyczna”, przy obliczaniu wartości nośności połączenia bez zbrojenia na przebicie, jest norma amerykańska [2]. Należy jednak pamiętać, że przy obliczaniu zapotrzebowania na zbrojenie wg tej normy można uwzględnić jedynie 50% nośności samej płyty. W normie EC2 [9] oraz MC2010 [3] uwzględnia się odpowiednio 75% oraz 100% tej nośności. Z tego względu największe wartości zbrojenia uzyskuje się wg normy ACI 318-14 [2].

W przypadku obliczonych wartości zbrojenia wg MC2010 [3] można zauważyć duże znaczenie warunku na minimalne zbrojenie poprzeczne. W punktach P1 oraz P2 przy poziomie przy-

bliżenia II LoA oraz III LoA było one decydujące. Wynika z tego, że w niektórych przypadkach warto wykonać znacznie krótsze obliczenia metodą drugiego przybliżenia i sprawdzić, czy wymagane zbrojenie przekracza potrzebne zbrojenie minimalne. Jeżeli nie przekracza tej wartości, to nie ma potrzeby wykonania obliczeń wg trzeciego poziomu przybliżenia III LoA. Można jednak zauważyć efektywność wykonywania obliczeń najbardziej dokładnych w przypadku słupa narożnego (punkt P3), ponieważ wykazały one, że zbrojenie na przebicie nie jest wymagane. W dużych obiektach obliczenia te mogą pociągnąć za sobą znaczną optymalizację kosztów budowy. Jednocześnie stwierdzono, że obliczenia trzeciego poziomu przybliżenia III LoA mogłyby pozwolić na zastosowanie cieńszej płyty stropowej, co zdaje się być jeszcze większą redukcją kosztów wznoszenia obiektu.

W obliczeniach całkowitego zapotrzebowania na zbrojenie poprzeczne niewątpliwie istotną rolę odgrywają warunki konstrukcyjne, które należy uwzględnić przy projektowaniu zbrojenia. Odległość ostatniego obwodu zbrojenia wg normy EC2 [9] ($1,5d$ od obwodu u_{out}) pozwalała na zaprojektowanie mniej zbrojenia niż w przypadku obliczeń wg normy ACI 318-14 [2]. Dodatkowo ograniczenie naprężeń granicznych w obwodzie b_{out} wg normy ACI 318-14 [2] spowodowało istotne oddalenie się tego obwodu od podpory, co skutkowało koniecznością stosowania dużej liczby prętów zbrojeniowych. Odległość granicznego obwodu b_{out} od podpory miała również istotny wpływ na całkowite zapotrzebowanie na zbrojenie poprzeczne przy obliczaniu wg MC2010 [3].

Otrzymane różnice pomiędzy wynikami uzyskanymi z obliczeń wg wybranych metod normowych wykazują, że przyjęcie podejścia obliczeniowego ma istotny wpływ na otrzymane wyniki. Jednocześnie analizy wyników obliczeń wg poszczególnych norm i wyników badań eksperymentalnych wykazują, że przyjęte metody obliczeń, w połączeniu z ideą stosowania częściowych współczynników bezpieczeństwa stosowanych w przypadku danej normy, dają

odpowiedni poziom gwarancji nośności [4, 15]). Można zatem wysunąć wniosek, że znajomość różnych podejść obliczeniowych daje projektantowi konstrukcji szansę na optymalizację rozwiązań projektowych.

Literatura

- [1] Ambroziak Andrzej, Maciej Grabski. 2019. „Sposoby przykładania obciążenia zmiennego na konstrukcję płytowo-słupową”. *Materiały Budowlane* 557 (1): 80 – 82. DOI: 10.15199/33.2019.01.15.
- [2] ACI 318-14:2014 Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary. American Concrete Institute.
- [3] Ajdukiewicz Andrzej. 2014. *FIB Model Code 2010 Pre-norma Konstrukcji Betonowych, tom 1 i 2*. Kraków. Stowarzyszenie Producentów Cementu.
- [4] FIB Bulletin no. 12: Punching of structural concrete slabs, Technical Report. 2001.
- [5] FIB Bulletin no. 81: Punching shear of structural concrete slabs, Technical Report. 2017.
- [6] Gasparini Dario. 2002. „Contributions of C. A. P. Turner to Development of Reinforced Concrete Flat Slabs 1905 – 1909”. *Journal of Structural Engineering* 128: 1243 – 1252.
- [7] https://en.wikipedia.org/wiki/Sampoong_Department_Store_collapse (04.09.2018 r.)
- [8] Kiedorf Alexander. 2006. *Early Mushroom Slab Construction in Switzerland, Russia and the U.S.A. – A Study in Parallel Technological Development*. Proceedings of the Second International Congress on Construction History, Cambridge, pp. 1793 – 1807.
- [9] PN-EN 1992-1-1:2008/NA:2010 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne dla budynków.
- [10] PN-EN 1992-1-1:2008/A1. Eurokod 2 Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków – Zmiana do normy Europejskiej EN 1992-1-1:2004/A1:2014. Warszawa. PKN. 2015.
- [11] Urban Tadeusz, Michał Gołdyn, Łukasz Krawczyk. 2014. „Przebicie według Model Code 2010”. *Inżynieria i Budownictwo* 11: 608 – 611.
- [12] Urban Tadeusz, Michał Gołdyn, Łukasz Krawczyk. 2015. „Przykład obliczania płyty na przebicie w strefie słupa wewnętrznego według Model Code 2010 i PN-EN 1992-1-1”. *Inżynieria i Budownictwo* 4: 182 – 186.
- [13] Urban Tadeusz, Michał Gołdyn, Łukasz Krawczyk. 2016. „Przykład obliczania płyty na przebicie w strefie słupa krawędziowego według Model Code 2010 i PN-EN 1992-1-1”. *Inżynieria i Budownictwo* 8: 441 – 447.
- [14] Urban Tadeusz, Michał Gołdyn, Łukasz Krawczyk. 2016. „Przykład obliczania płyty na przebicie w strefie słupa narożnego według Model Code 2010 i PN-EN 1992-1-1”. *Inżynieria i Budownictwo* 12: 649 – 655.
- [15] Urban Tadeusz. 2005. *Przebicie w żelbecie. Wybrane zagadnienia*. Zeszyty naukowe. Politechnika Łódzka 959.

Przyjęto do druku: 28.03.2019 r.