



Wymiarowanie płyt na przebicie przy zastosowaniu bolców dwugłówkowych według Europejskich Aprobatach Technicznych

Dr inż. Alexander Lindorf, JORDAHL GmbH, Berlin

1. Wprowadzenie

Wprowadzenie EC2 żelbetowych konstrukcjach żelbetowych doprowadziło do znacznej zmiany istniejących reguł wymiarowania płyt przeciw przebicciu. Dotyczy to przede wszystkim zbrojenia z użyciem bolcy dwugłówkowych. Do tej pory w Polsce użycie tego specjalnego zbrojenia na przebicie było regulowane przez Polską Aprobatach Techniczną jako dodatek do PN-B-03264, przy tym sprawdzenie przeprowadzano niezależnie od normy. Żeby można było wymiarować przebicie zgodnie z zasadami EC2, została wydana nowa aprobata w formie Europejskiej Aprobatach Technicznej. Jednakże, przedstawiona metoda wymiarowania bolców dwugłówkowych różni się w kilku ważnych aspektach od założeń normy EC2. W tym artykule podano przegląd różnych reguł i ich tło powstania. Przykład obliczeniowy przedstawia ogólny proces wymiarowania.

2. Kontekst historyczny

Temat przebiccia odgrywa w konstrukcjach żelbetowych jedną z coraz istotniejszych ról. Przebicie może zawsze występować tam, gdzie miejscowo ograniczone siły skupione muszą zostać przyłożone do płaskiego ustroju nośnego charakteryzującego się niewielką wytrzymałością na ścinanie. Jeżeli nośność jest przekroczona występuje z reguły punktowe zniszczenie w kształcie tzw. stożka przebiccia pod wpływem siły ścinającej według rysunku 1. Ponieważ zniszczenie występuje bez wcześniejszych sygnalizacji, nie dysponuje się wystarczającym czasem niezbędnym dla ewakuacji ludzi. Dlatego też celem wymiarowania na przebicie jest zapewnienie wystarczającego bezpieczeństwa konstrukcji w stanie granicznym nośności.

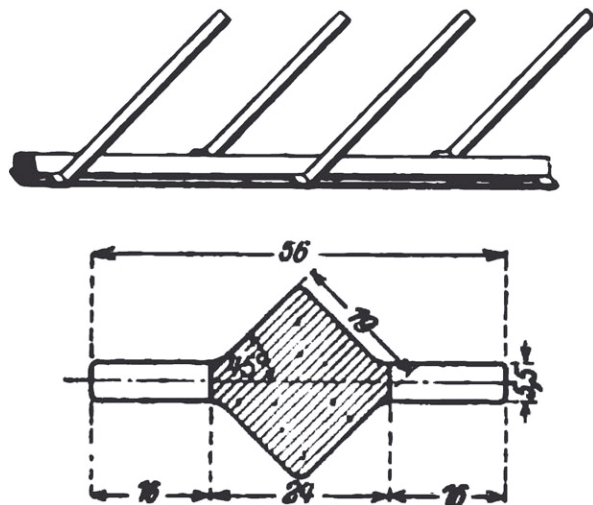
Już w początkach budownictwa żelbetowego znany był problem przebiccia w strefach podporowych stropów płaskich. Rozwiązaniem tego problemu od strony technicznej jak również estetycznej był strop grzybkowy z podwyższoną nośnością betonu na ścinanie poprzez powiększenie grubości płyty w strefach głowic słupów.

Obok podwyższenia wytrzymałości na ścinanie betonu nośność na przebicie może być podwyższona przez zwiększenie stopnia zbrojenia podłużnego.

Najbardziej ekonomicznym rozwiązaniem są odpowiednio ukierunkowane wkładki specjalnego zbrojenia, któ-



Rys. 1. Częściowe zawalenie się Pipers Row Car Park (parkingu) w Wolverhamton, 1997 r. [1]



Rys. 2. Zbrojenie Kahna [2]



re przebiega w poprzek potencjalnych rys powstałych na skutek ścinania i w ten sposób zapobiega ich powstawaniu i powiększaniu się. Pierwszą formę tego typu zbrojenia opracował Juliusz Kahn w Stanach Zjednoczonych. Pomysł wprowadzonego w Europie od 1903 roku tzw. „zbrojenia Kahna” polegał na tym, że mogło być ono zastosowane zarówno jako zbrojenie podłużne jak też zbrojenie na ścinanie. Było to możliwe przez wywalcowanie z boku profilu stalowego pasów stalowych, które mogły być odginane pod kątem 45° (rys. 2).

Około 75 lat później wynaleziono tzw. listwę dyblową. Zastosowano w niej listwę z grubego płaskownika z dospawanym do niego z jednej strony rzędem gładkich bolcy jednogłównkowych. Głównki bolców w formie stożków eliminowały poddany krytyce problem niewystarczającego zakotwienia odgiętych pasów stalowych „zbrojenia Kahna” w strefie ściskanej betonu. Średnica główki wynosiła około 2,5 średnicy bolca. Listwa z płaskowników dla zapewnienia połączenia płyty i słupa była wprowadzona w strefę słupa. Służyła ona obok zabezpieczenia montażowego dla bolców jako dodatkowe wzmocnienie strefy betonu (Imiełowski [3]). Istotną wadą tego rozwiązania było jednak to, że praktycznie nie dało się umiejscowić tej listwy dyblowej od góry w istniejącej siatce zbrojenia. Listwy dyblowe są dzisiaj jeszcze szeroko stosowane np. w Stanach Zjednoczonych i w Szwajcarii. W Polsce jednak stosuje się formę zbrojenia na przebiecie w postaci bolcy dwugłównkowych.

3. Bolce dwugłównkowe jako zbrojenie na przebiecie

Bolec dwugłównkowy jest zwykle produkowany ze stali zbrojeniowej. Średnica spęcznianych główek wynosi zawsze trzy średnice trzpienia (pręta zbrojeniowego, z którego zostały wykonane). Dla umożliwienia odpowiedniego rozmieszczenia listew zarówno od dołu jak i od góry zbrojenia wprowadzono tzw. elementy standardowe, gdzie dwa lub trzy bolce dwugłównkowe są przymocowane do płaskownika lub prętów montażowych (rys. 3). Ten sposób zamocowania jest zasadniczo



Rys. 3. Przykład wbudowania elementu standardowego

różny od dotychczas oferowanych rozwiązań przez różnych producentów. Element zbrojenia składa się z bolców dwugłównkowych o tej samej średnicy.

Zastosowanie bolców dwugłównkowych nie jest uwzględnione w normach dla żelbetu. W Polsce wydano aprobatę techniczną dla bolców dwugłównkowych jako dodatek do PN-B-03264 [9], która zawiera własną metodę wymiarowania równoległe do zasad normy.

Po wprowadzeniu EC2 [10] dla konstrukcji żelbetowych podstawy wymiarowania na przebiecie zostały zdefiniowane zupełnie od nowa. Dlatego dotychczasowe narodowe aprobaty dla bolców dwugłównkowych jako zbrojenia na przebiecie zostały zastąpione lub uzupełnione przez mocno zmodyfikowane aprobaty europejskie (ETA). Niektórzy producenci bolców dwugłównkowych uzyskali odpowiednie aprobaty ETA [11–14] na bazie EC2, które odtąd są obowiązujące w całej Europie. Przepisy według ETA przedstawiają kolejno niezależną metodę wymiarowania, która jest identyczna dla wszystkich producentów bolców dwugłównkowych. Przebieg obliczeń szczegółowo przedstawiony poniżej.

4. Obciążenie przebijające

4.1. Naprężenie ścinające

Obciążenie działające na słup V_{Ed} zgodnie ze wzorem (1) wywołuje naprężenia ścinające, które działają w obwodzie kontrolnym u_1 na wysokości obliczeniowej d .

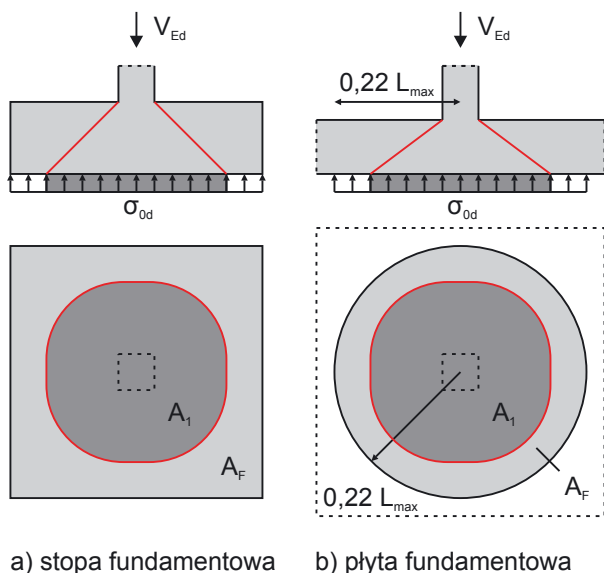
$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} \quad (1)$$

Wychodząc ze stosunkowo płasko nachylonego stożka przebiecia przy stropach płaskich obwód krytyczny jest zdefiniowany według ETA [11-14] w dostosowaniu do EC2 [10] w odległości $2,0d$ od krawędzi słupa. Przy stopach i płytach fundamentowych można od miarodajnego obciążenia słupa odjąć odpór podłoża σ_{0d} zebrany z powierzchni A_1 wewnątrz obwodu kontrolnego (określonego iteracyjnie) u_1 :

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed,red}}{u_1 \cdot d} \quad (2)$$

$$\text{gdzie } V_{Ed,red} = V_{Ed} - \sigma_{0d} \cdot A_1 = V_{Ed} \cdot \left[1 - \frac{A_1}{A_F} \right]$$

Odpór podłoża jest przyjmowany jako obciążenie równomiernie rozłożone i może być określony jako iloraz obciążenia V_{Ed} przypadającego na powierzchnię A_F . Dla stóp fundamentowych A_F przyjmuje się całą podstawę stopy fundamentowej. Dla płyt fundamentowych odpór podłoża przedstawiony jest powierzchnią ograniczoną linią momentów zerowych. Przy porównywalnych różnicach rozpiętości sąsiednich pól promień okręgu zerowych momentów wynosi w przybliżeniu $0,22 L_{max}$, przy czym L_{max} odpowiada większej rozpiętości (rys. 4).



Rys. 4. Stopy i płyty fundamentowe

4.2. Współczynnik zwiększający obciążenie

Aby uwzględnić wpływ nieosiowosymetrycznego rozdziału siły ścinającej, spowodowanej mimośrodowym obciążeniem, zastosowano współczynnik zwiększający β dla obciążenia słupa V_{Ed} . Jeżeli różnice rozpiętości sąsiednich pól są mniejsze niż 25% można skorzystać z uproszczonych wartości według tabeli 1.

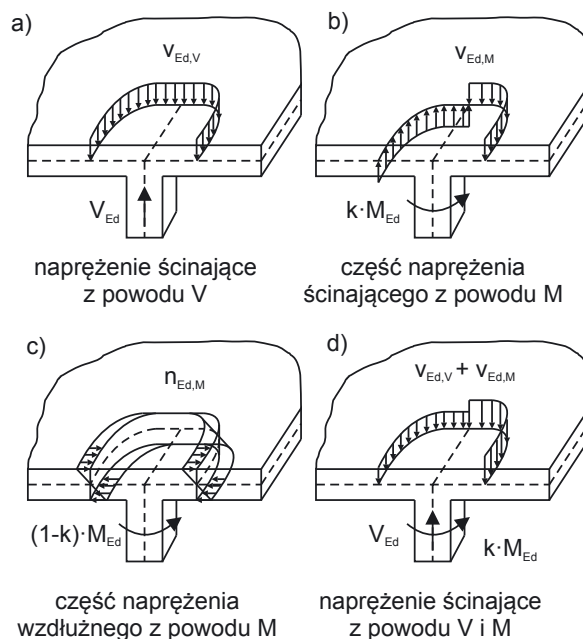
Tabela 1. Uprozczone współczynniki zwiększające

β	Rodzaj słupa
1,10	słup wewnętrzny
1,40	słup krawędziowy
1,50	słup narożny
1,35	końcówka ściany
1,20	narożnik ściany

Alternatywnie lub przy większych różnicach niż 25% należy zastosować dokładne sprawdzenie na podstawie plastycznego rozkładu naprężeń ścinających z EC2. Nieosiowosymetryczny rozkład sił poprzecznych powstaje zawsze wtedy, kiedy słupy są obciążone mimośrodowo poprzez dodatkowe momenty zginające. Te momenty mogą powstawać na skutek bezpośredniego utwierdzenia lub od występowania mimośrodków ze względu na nierówny stosunek rozpiętości L_x/L_y sąsiednich pól.

Przy obliczeniach wychodzi się z założenia, że te momenty podporowe zwiększają lub zmniejszają równomierne naprężenia od obciążeń słupa o część plastyczną (rys. 5).

$$V_{Ed} = V_{Ed,V} + V_{Ed,M} = \left[1 + \frac{V_{Ed,M}}{V_{Ed,V}} \right] \cdot V_{Ed,V} = \beta \cdot V_{Ed,V} \quad (3)$$



Rys. 5. Rozkład naprężeń ścinających [15]

Momenty przenoszone są w płycie betonowej przez naprężenia ścinające i normalne dokładnie mówiąc przez kombinację dwuosiowego zginania i skręcania. Przy czym tylko jedna część momentu podporowego wpływa na przebiecie, którą uwzględnia się ze współczynnikiem zmniejszającym $k \leq 1,0$ w zależności od wymiarów słupa c_1 i c_2 według tabeli 2.

Tabela 2. Współczynnik zmniejszający k

c_1/c_2 ¹⁾	0,5	1,0 ²⁾	2,0	3,0 ³⁾
k	0,45	0,60	0,70	0,80

¹⁾ szerokość słupa c_1 , równoległa do mimośrodu obciążenia
²⁾ także słupy kwadratowe i okrągłe
³⁾ także końcówki i narożniki ścian

Z równania (3) dla współczynnika zwiększającego obciążenie przy jednoosiowym mimośrodku wynika równanie (4).

$$\beta = 1 + \frac{V_{Ed,M}}{V_{Ed,V}} = 1 + \frac{k \cdot M_{Ed} / W_1}{V_{Ed} / u_1} = 1 + k \cdot \frac{M_{Ed} \cdot u_1}{V_{Ed} \cdot W_1} \geq 1,10 \quad (4)$$

Przy dwuosiowym mimośrodku w kierunkach x i y ma zastosowanie równanie (5).

$$\beta = 1 + \sqrt{\left[k \cdot \frac{M_{Ed,x} \cdot u_1}{V_{Ed} \cdot W_{1,y}} \right]^2 + \left[k \cdot \frac{M_{Ed,y} \cdot u_1}{V_{Ed} \cdot W_{1,x}} \right]^2} \geq 1,10 \quad (5)$$

Dla fundamentów i płyt fundamentowych zamiast V_{Ed} należy zastosować wartość zmniejszoną o odpór podłoża wewnątrz obwodu kontrolnego równą $V_{Ed,red}$. Przy obwodzie niesymetrycznym punkt ciężkości linii obwodu nie pokrywa się z reguły z punktem ciężkości



powierzchni obciążonej. Ponieważ momenty działają w punkcie ciężkości podparcia, muszą zostać sprawdzone dla obliczenia wartości β do linii ciężkości obwodu kontrolnego

$$M_{Ed,x} = |M_{Ed,x,col} - V_{Ed} \cdot \Delta y_s|$$

$$\text{lub } M_{Ed,y} = |M_{Ed,y,col} - V_{Ed} \cdot \Delta x_s| \quad (6)$$

Jeżeli występuje bardzo duża odległość Δy_s lub Δx_s między oboma punktami ciężkości, tak że zmienia się orientacja (znak) momentów, należy uważać, żeby M_{Ed} w równaniu (4) lub (5) zawsze miał wartość dodatnią. Dla określenia punktu ciężkości linii można podzielić obwód kontrolny na częściowe elementy, tzn. odcinki i łuki o długościach ΔL_i . Obowiązuje wtedy wzór:

$$y_s = \frac{\sum_i y_{s,i} \cdot \Delta L_i}{\sum_i \Delta L_i} = \frac{1}{u_1} \cdot \sum_i y_{s,i} \cdot \Delta L_i$$

$$\text{lub } x_s = \frac{1}{u_1} \cdot \sum_i x_{s,i} \cdot \Delta L_i \quad (7)$$

Jako wartość W_1 w równaniach (4) lub (5) należy rozumieć „funkcję obwodu kontrolnego” do określenia plastycznego rozkładu siły poprzecznej. Odpowiada ona odległości e do osi działania momentów całkowanej po długości obwodu. Ta oś przebiega zgodnie z równaniem (6) przez środek ciężkości linii obwodu kontrolnego. Przy jej podziale na elementy możemy uprościć całkę zgodnie z równaniem (8). Ponieważ sumy po obu stronach osi są takie same, wystarczy zatem policzyć wyrażenie tylko po jednej stronie i podwoić wynik. Ważne przy tym jest to, żeby zwrócić uwagę, że odległość między punktem ciężkości elementów i punktem ciężkości linii w obliczeniach zawsze musi być dodatnia.

$$W_{1,y} = \int_0^{u_1} |e| dL = \sum_i |e_i| \cdot \Delta L_i = \sum_i |y_{s,i} - y_s| \cdot \Delta L_i$$

$$\text{lub } W_{1,x} = \sum_i |x_{s,i} - x_s| \cdot \Delta L_i \quad (8)$$

Dla typowych przypadków zostały już obliczone środki ciężkości linii obwodu kontrolnego jak i funkcja W_1 . Odpowiednie wzory można uzyskać np. z Zeszytu 600 DAfStb [15]. Dla wymiarowania słupów z otworami blisko ich lic, obliczenia można prowadzić z reguły tylko przy pomocy programów komputerowych.

Trzeba tutaj zaznaczyć, że za pomocą procedury obliczeniowej z plastycznym rozkładem naprężeń ścinających można określić współczynnik zwiększający obciążenie dużo dokładniej niż przy metodzie uproszczonej. Nie ma jednak gwarancji, że to się opłaca w każdym przypadku.

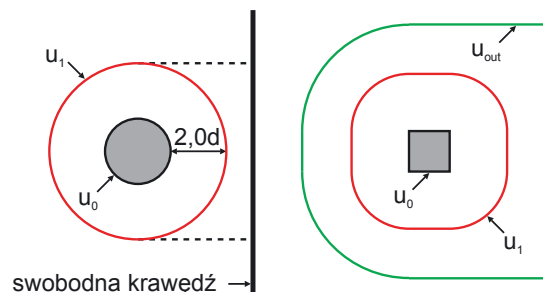
4.3. Nowe zasady dla wyznaczenia długości obwodu kontrolnego

Jeśli chodzi o określenie miarodajnej długości obwodu dla słupów krawędziowych i narożnych, nastąpiła nie-

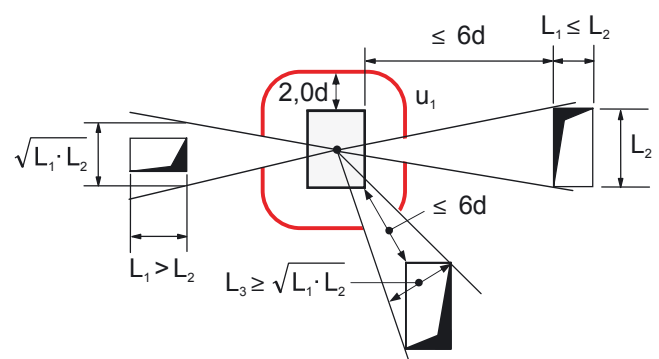
istotna zmiana w stosunku do dotychczasowej metody wymiarowania bolców dwugłówkowych. Dotychczas zakładano, że nośność na przebicie przy zwiększeniu odległości od wolnej krawędzi wzrasta. Przy założeniu równego momentu utwierdzenia przy odstępnie od krawędzi wynoszącym $6,0d$ osiągnięta jest nośność tak jak przy słupie wewnętrznym. Z tego wynika wymóg, że obwód kontrolny prowadzony w odległości $1,5d$ przy odległości krawędziowej mniejszej niż $6,0d$ należy prowadzić prostopadłe do krawędzi.

Zgodnie z zaleconym przez EC2 zwiększeniem odstępu obwodu kontrolnego na $2,0d$ obecnie także dla bolców dwugłówkowych rozróżnia się przypadek z obwodem prowadzonym prostopadłe do krawędzi i zamkniętym (wokół słupa). Przy czym zawsze miarodajny jest krótszy obwód kontrolny (rys. 6). Należy podkreślić, że rozróżnienie przypadków w zależności od przebiegu obwodu kontrolnego nie ma żadnego wpływu na współczynnik zwiększający obciążenie β . Także stosunkowo daleko odsunięte od krawędzi słupy, dla których miarodajny jest obwód zamknięty, pozostają słupami krawędziowymi.

Inaczej przedstawia się reguła odstępu w stosunku do otworów znajdujących się blisko podpór. Obwód kontrolny jest redukowany tutaj w dalszym ciągu tylko dla otworów znajdujących się w odległości mniejszej niż $6,0d$ od lica słupa. Należy utworzyć wtedy sektor zgodnie z rysunkiem 7, którego szerokość na wysokości brzegu otworu L_3 odpowiada średniej geometrycznej otworu $L_3 \geq \sqrt{L_1 \cdot L_2}$



Rys. 6. Obwód kontrolny w pobliżu krawędzi stropu



Rys. 7. Obwód kontrolny w pobliżu otworów [15]



5. Nośność na przebicie bez zbrojenia na przebicie

Nośność na przebicie bez odpowiedniego zbrojenia składa się z wytrzymałości betonu na ścinanie, tarcia rysy ścinającej i lokalnego oddziaływania wywołanego przez pręty podłużne pod wpływem zginania. Obliczenie nośności na przebicie w odniesieniu do obwodu kontrolnego w odległości 2,0d od lica słupa zgodnie z EC2 [10] prowadzi się odmiennie dla stropów (9) i fundamentów (10).

$$v_{Rd,c} = \frac{C_{Rk,c}}{\gamma_c} \cdot \kappa \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho \cdot f_{ck}} \geq v_{min} \text{ [MPa]} \quad (9)$$

$$v_{Rd,c} = \frac{C_{Rk,c}}{\gamma_c} \cdot \kappa \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho \cdot f_{ck}} \cdot \frac{2d}{a_1} \geq v_{min} \cdot \frac{2d}{a_1} \text{ [MPa]} \quad (10)$$

Przy czym współczynnik $\kappa = 1 + \sqrt{200 \text{ mm}/d} \leq 2,0$ uwzględnia wpływ efektu skali. Średni stopień zbrojenia podłużnego $\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \leq 0,5 \cdot f_{cd}/f_{yd} \leq 0,02$ odpowiada średniej geometrycznej stopni zbrojenia dla kierunków głównych na odcinku równym szerokości słupa zwiększonej o 3,0d po każdej stronie i może maksymalnie przyjąć wartość 2%. Wymagania najmniejszej nośności przejęte zostały z załącznika krajowego do EC2 [16] (dla Niemiec) i uzyskują wartość,

$$v_{min} = \frac{0,0525}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\kappa^3 \cdot f_{ck}} \text{ [MPa]} \text{ dla } d \leq 600 \text{ mm} \quad (11)$$

$$v_{min} = \frac{0,0375}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\kappa^3 \cdot f_{ck}} \text{ [MPa]} \text{ dla } d > 800 \text{ mm} \quad (12)$$

przy czym wartości pośrednie powinny być interpolowane liniowo. Empiryczny współczynnik $C_{Rk,c}$ do uwzględnienia wieloosiowego stanu naprężeń w obwodzie kontrolnym należy przyjmować wg tabeli 3. Wraz ze wzrostem odległości a od powierzchni obciążonej, nośność na ścinanie znacznie maleje, szczególnie przy fundamentach, ze względu na zmniejszenie wieloosiowego stanu naprężeń, co jest uwzględnione we wzorze (10) przez iloraz 2d/a (patrz Urban [4, 5]). Z reguły (dla trwałych i przejściowych sytuacji obliczeniowych) częściowy współczynnik obliczeniowy γ_c dla betonu przyjmuje wartość $\gamma_c = 1,5$.

Tabela 3. Współczynnik $C_{Rk,c}$ w obwodzie kontrolnym

$C_{Rk,c}$ ¹⁾	Płyta betonowa
0,18	strop $u_0 \geq 4,0d$
$0,18 (0,1 u_0/d + 0,6) \geq 0,15$	strop $u_0 < 4,0d$
0,15	fundament $a_\lambda \leq 2,0d$
0,18	fundament $a_\lambda > 2,0d$
0,18	plyta fundamentowa

¹⁾ w przypadku bez zbrojenia na przebicie wg PN-EN 1992-1-1 [17] stosuje się $C_{Rk,c} = 0,18$ i $\gamma_c = 1,4$

Istotną nowością przy wymiarowaniu bolców dwugłównych w płytach fundamentowych i stopach jest iteracyjne określenie obwodu kontrolnego, za pomocą którego powinno się uzyskać przy fundamentach bardziej strome nachylenie tzw. stożka ścinania. Zarówno oddziaływanie v_{Ed} od zmniejszonego przez odpór podłoża obciążenia ze słupów, jak również nośność na przebicie $v_{Rd,c}$ będą się zmniejszały wraz z zwiększającą się odległością a od słupa. Miarodajna dla obwodu kontrolnego jest wartość a, dla której nośność $V_{Rd,c}$ jest najmniejsza. Stosuje się wzór:

$$v_{Ed}(a) = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u(a) \cdot d} \cdot \left[1 - \frac{A(a)}{A_F} \right] \leq v_{Rd,c}(a) \quad (13)$$

$$\beta \cdot V_{Ed} \leq v_{Rd,c}(a) = v_{Rd,c}(a) \cdot u(a) \cdot d \cdot \left[1 - \frac{A(a)}{A_F} \right]^{-1} \quad (14)$$

Innymi słowy – szukana jest odległość a dla najwyższego stopnia wykorzystania, tzn. najwyższy i przy tym najbardziej niekorzystny stosunek oddziaływania i nośności $v_{Ed}(a)/v_{Rd,c}(a) \rightarrow \max$.

6. Nośność z bolcami dwugłównymi

6.1. Maksymalna nośność betonu

Poprzez zastosowanie bolców dwugłównych powstaje w obszarze przebicia tzw. zadyblowanie rysy ścinającej co prowadzi do zwiększenia się wytrzymałości betonu na ścinanie. Związane również z obwodem kontrolnym zwiększenie nośności zostało udowodnione badaniami i może być podane jako wielokrotna nośność bez zbrojenia na przebicie odpowiednio dla: stropów (15) i fundamentów (16).

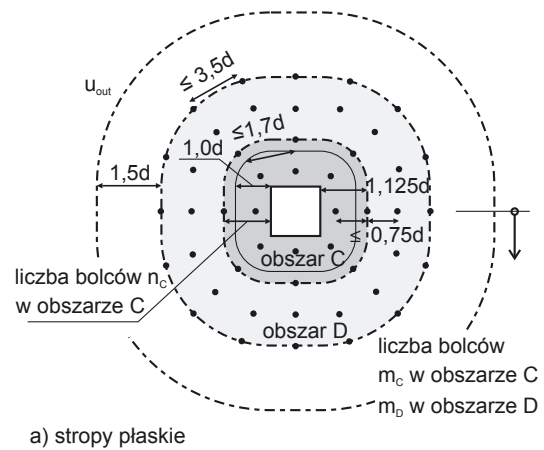
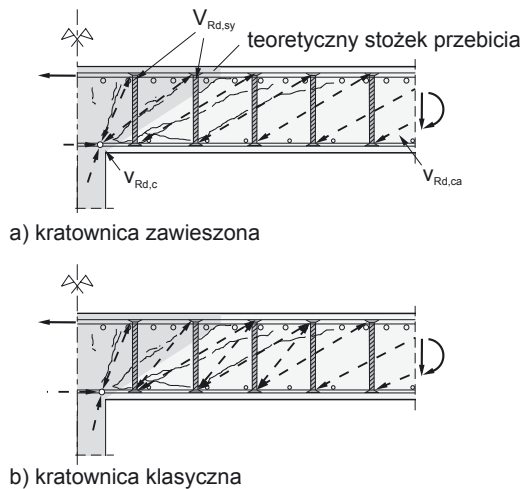
$$v_{Rd,max} = 1,96 \cdot v_{Rd,c} \text{ [MPa]} \quad (15)$$

$$v_{Rd,max} = 1,50 \cdot v_{Rd,c} \text{ [MPa]} \quad (16)$$

Według załącznika krajowego do EC2 [16] (dla Niemiec) wzrost nośności w obszarze przebicia przy zastosowaniu strzemion lub zbrojenia odgiętego wyniesie tylko 1,4-krotności nośności bez zbrojenia na przebicie. To wynika głównie z zakotwienia (przyczepności stali do betonu), która w wypadku bolców dwugłównych przez ich stosunkowo duże główki w porównaniu do strzemion jest wyraźnie lepsza i związana jest z bardzo małymi odkształceniami poślizgu (Hegger & Beutel [6]). Ten efekt zmniejsza się jednakże wraz ze wzrostem grubości płyty, co szczególnie uwidacznia się przy grubych płytach fundamentowych.

6.2. Nośność stali w pierwszym obszarze przebicia

Podstawy wymiarowania bolców dwugłównych według ETA różnią się od klasycznej analogii kratownicowej według Emila Mörsch (rys. 8).



Rys. 8. Model kratownicowy [7]

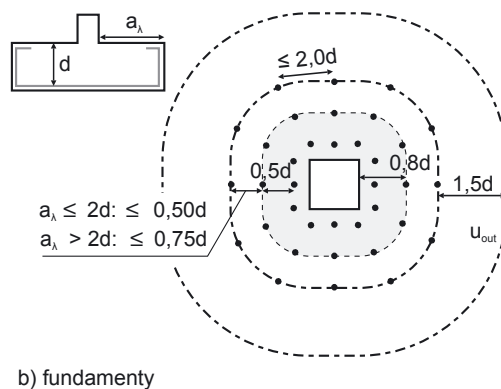
Zastosowano tzw. kratownicę zawieszoną, w której bolce dwugłówkowe w pierwszym obszarze muszą przejść całe obciążenie. Ta strefa dla stropów płaskich, oznaczona jako obszar C, leży wewnątrz obwodu kontrolnego poprowadzonego w odległości 1,125d od lica słupa. Do tego stosuje się obecnie ogólną definicję według ETA, która do tej pory dotyczyła tylko elementów standardowych. Nośność stali bolców dwugłówkowych w obszarze C jest określona wzorem:

$$V_{Rd,sy} = \frac{f_{yd} \cdot A_{s,C}}{\eta} = n_C \cdot m_C \cdot \frac{d_A^2 \cdot \pi \cdot f_{yd}}{4 \cdot \eta} \quad [\text{kN}] \quad (17)$$

n_C i m_C oznaczają ilość rzędów i ilość bolców na rzędzie, przy czym należy przyjmować co najmniej dwa rzędy ($n_C \geq 2$) w obszarze C (rys. 9). Obliczeniowa granica plastyczności bolców dwugłówkowych wynosi $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 \text{ MPa} / 1,15 = 435 \text{ MPa}$. Współczynnik η uwzględnia wpływ grubości płyty, przy czym $\eta = 1,0$ dla $d \leq 200 \text{ mm}$ i $\eta = 1,6$ dla $d \geq 800 \text{ mm}$ (wartości pośrednie interpolowane liniowo). Z reguły można określić wymaganą średnicę bolca dwugłówkowego d_A w oparciu o wzór $\beta \cdot V_{Ed} \leq V_{Rd,sy}$.

Poza pierwszym obszarem (obszar D) przyjmuje się takie same średnice bolców. Wystarczająca nośność jest zapewniona przez maksymalne rozstawy bolcy (rozdział 5.4). Jeżeli w obszarze C występuje więcej niż dwa bolce na listwie, to promieniowa odległość w obszarze D ma być zredukowana. Jeżeli maksymalna odległość nie może być spełniona przy liczbie bolców m_C , to należy włożyć element uzupełniający, które zwiększają ilość bolcy w rzędzie do m_p (rys. 9).

Żeby uwzględnić specyfikę pracy fundamentów, która związana jest z stosunkowo stromym przebiegiem zarysowania na ścinanie należy przyjmować pierwszy obszar przebicia w stopach i płytach fundamentowych tylko do odległości 0,8d od lica słupa. Nośność stali w związku z tym wynosi:



Rys. 9. Maksymalne rozstawy bolców na stropie i fundamencie [11-14]

$$V_{Rd,sy} = f_{yd} \cdot A_{s,0.8d} \quad [\text{kN}] \quad (18)$$

Wartość $A_{s,0.8d}$ odpowiada całkowitemu polu przekroju w wszystkich bolców w obszarze między 0,3d i 0,8d od lica słupa.

6.3. Obwód zewnętrzny

Wraz ze zwiększającą się odległością od słupa wzrasta również odpowiednio długość obwodu kontrolnego i zmniejsza się przy tym wartość obliczeniowa naprężeń ścinających. Przy pewnej odległości nośność na ścinanie betonu jest większa od tych naprężeń tak, że zbrojenie na ścinanie nie jest już wymagane. Jednakże, żeby być pewnym, że poza ostatnim rzędem bolcy nie utworzy się stożek ścinania, naprężenia ścinające w zewnętrznym obwodzie kontrolnym w odległości 1,5d od ostatniego bolca nie powinny być większe niż wytrzymałość na ścinanie betonu (patrz przykład obliczeniowy w rozdziale 7). W przeciwnym przypadku należy powiększyć długość zewnętrznego obwodu kontrolnego przez zastosowanie następnego rzędu bolcy dwugłówkowych. Nośność na ścinanie betonu w obszarze zewnętrznym można obliczyć zarówno dla stropów, jak i fundamentów, według wzoru (19).



$$v_{Rd,ca} = \frac{0,15}{\gamma_c} \cdot \kappa \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho \cdot f_{ck}} \geq v_{min} \quad [MPa] \quad (19)$$

W porównaniu do nośności na przebicie w obszarze kontrolnym staje się jasne, że dla wyznaczenia nośności na siłę poprzeczną według wzoru (19) w odróżnieniu od EC2 powinno uwzględnic się różnice między obszarem podporowym z wieloosiowym stanem naprężeń i obszarem przejściowym do ścinania płyty z przybliżonym jednoosiowym stanem naprężeń. Tego rozróżnienia nie ma w EC2.

Wymaganą długość dla zewnętrznego obszaru można wyliczyć według wzoru (20).

$$u_{out} \geq \frac{\beta_{red} \cdot V_{Ed,red}}{v_{Rd,ca} \cdot d}$$

gdzie $V_{Ed,red} = V_{Ed} - \sigma_{0d} \cdot A_{out} = V_{Ed} \cdot \left(1 - \frac{A_{out}}{A_F}\right)$ (20)

Obciążenie na słup może zostać zmniejszone w przypadkach płyt fundamentowych tylko o część odporu podłoża zebranego z obszaru znajdującego się wewnątrz powierzchni zazbrojonej na przebicie tzn. wewnątrz najbardziej oddalonego zewnętrznego rzędu zbrojenia. Uwzględnienie całkowitej powierzchni wewnątrz zewnętrznego obwodu kontrolnego jest niedopuszczalne.

Inaczej niż w obwodzie kontrolnym (pierwszy obwód kontrolny) można w zewnętrznym obwodzie kontrolnym zastosować obciążenia dla krawędziowych i narożnych słupów ze zredukowanym współczynnikiem zwiększającym obciążenia β_{red} zgodnie ze wzorami (21) albo (22). Dla słupów wewnętrznych, narożników ścian i końców ścian w dalszym ciągu nadal należy przyjąć $\beta_{red} = \beta \geq 1,10$.

$$\beta_{red} = \frac{\beta}{1,2 + \beta/20 \cdot l_s/d} \geq 1,10$$

dla słupów krawędziowych (21)

$$\beta_{red} = \frac{\beta}{1,2 + \beta/15 \cdot l_s/d} \geq 1,10$$

dla słupów narożnych (22)

Podstawą tej zasady jest to, że wraz ze wzrastającą odległością od słupa redukuje się wpływ mimośrodowego obciążenia i „piki” obciążenia wzdłuż zewnętrznego obwodu w porównaniu do obwodu kontrolnego są bardziej płaskie. Określenie wartości obliczeniowej obciążenia słupa za pomocą pierwotnego współczynnika wzrostu obciążenia β prowadziłoby w przypadku obwodu zewnętrznego do niepotrzebnie zachowawczych wyników.

Możliwość redukcji współczynnika wzrostu obciążenia wyjaśnia publikacja Vocke [8] i była już wprowadzona w dotychczasowych aprobatkach. Jednakże równa-

nia do obliczenia zredukowanego współczynnika wzrostu obciążenia w tej aprobacie są związane z formułą sprawdzenia. Definiuje ona nie tylko różnicę między nośnościami na siłę poprzeczną między obwodem kontrolnym i zewnętrznym, ale również płynne przejście między nimi. Ponieważ nośności obliczeniowe zgodnie z ETA mimo wspomnianej różnicy nie uwzględniają odpowiedniego przejścia, konieczne było w równaniach (21) i (22) uwzględnić nie tylko obniżenie „pików” obciążenia, ale także spadku nośności wraz ze wzrostem odległości od słupa.

Podobna metoda byłaby dopuszczalna dla końców i naroży ścian, które w dotychczasowych aprobatkach nie zostały wprowadzone. Nie ma odpowiedniej reguły w ETA. To samo obowiązuje ogólnie także dla obliczonych według EC2 strzemion.

6.4. Zasady konstruowania

Zachowanie przy wymiarowaniu przebicia dla stropów i fundamentów wyraźnie się różni. Kąt przebicia dla płyt fundamentowych jest zwykle bardziej stromy niż dla stropów. Nachylenie to przy fundamencie o $a_\lambda \leq 2,0d$ jeszcze wzrasta. Żeby być pewnym, że zarysowanie zawsze będzie „zmostkowane” przez odpowiednie bolce, których główki są wystarczająco zakotwione bez poślizgu w niezarysowanym betonie, należy spełnić odpowiednie warunki dopuszczalnych odstępów bolców według tabeli 4. Przy czym zasadniczo: im bardziej strome jest potencjalne zarysowanie tym gęściej muszą być rozmieszczone bolce (rys. 9).

Tabela 4. Rozstaw bolcy dwugłówkowych

Płyta betonowa	Po promieniu			Po obwodzie
	boleć 1	boleć 2	boleć n	
Strop	$0,35d \leq s_1 \leq 0,50d$	$s_2 \leq 0,75d^{(1)}$	$s_w \leq 0,75d^{(2)}$	$s_w \leq 3,5d^{(3)}$
Fundament $a_\lambda \leq 2,0d$	$s_1 = 0,30d$	$s_2 \leq 0,50d$	$s_w \leq 0,50d$	$s_w \leq 2,0d$
Fundament $a_\lambda > 2,0d$	$s_1 = 0,30d$	$s_2 \leq 0,50d$	$s_w \leq 0,75d$	$s_w \leq 2,0d$
Płyta fundamentowa	$s_1 = 0,30d$	$s_2 \leq 0,50d$	$s_w \leq 0,75d$	$s_w \leq 2,0d$

¹⁾ dodatkowo $s_1 + s_2 \leq 1,125d$ (obszar C)

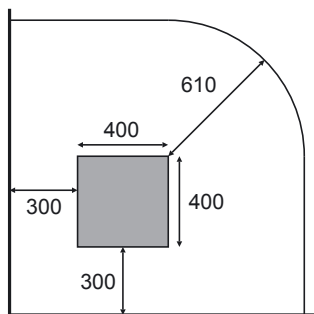
²⁾ dodatkowo $s_w \leq 1/n_c \cdot m_D/m_C \cdot 1,5d$ dla $n_c \geq 3$

³⁾ dodatkowo $s_w \leq 1,7d$ w odległości 1,0d od lica słupa

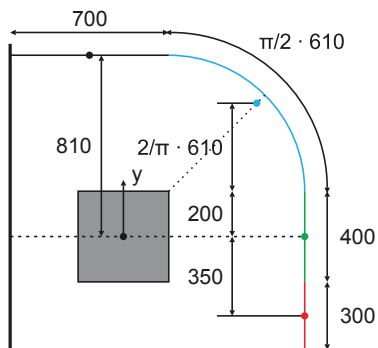
Dalej należy zwrócić uwagę na to, aby główki bolców tak jak na rysunku 3 obejmowały górne i dolne krawędzie zbrojenia. W ten sposób utworzona zostanie krawędź przestrzenna.

7. Przykład obliczeniowy

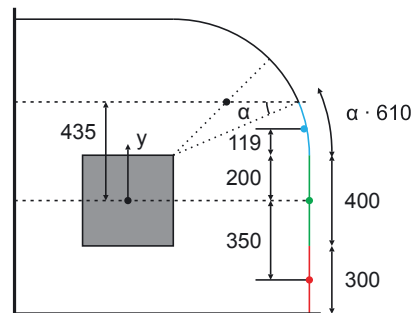
Wymiarujemy słup narożny na przebicie (rys.10).



Rys. 10. Przykład obliczeniowy – słup narożny



Rys. 11. Wyznaczenie punktu ciężkości linii



Rys. 12. Obliczenie W_1

Dane:

- Beton C35/45
- Stopień zbrojenia $\rho = 1,0\%$
- Grubość płyty $h = 350$ mm
- Wysokość obliczeniowa $d = 305$ mm
- Obciążenie obliczeniowe $V_{Ed} = 500$ kN
- Moment podporowy $M_{Ed,x,col} = 150$ kNm

Minimalna wytrzymałość:

$v_{min} = 0,0525 / 1,5 \cdot (1,81^3 \cdot 35 \text{ MPa})^{1/2} = 0,50$ MPa

Współczynnik zwiększający obciążenie (plastyczny rozkład naprężeń ścinających):

Punkt ciężkości obwodu kontrolnego można określić z rysunku 11.

$\Delta y_s = y_s = [810 \cdot 700 + (200 + 2 / \pi \cdot 610) \cdot \pi / 2 \cdot 610 - 350 \cdot 300] / 2358 = 435$ mm

Oś ciężkości leży między licem słupa a obwodem kontrolnym i przecina łuk pod kątem α . Rysunek 12 wyjaśnia jak postępować.

$\sin \alpha = (435 - 200) / 610 \quad \alpha = 0,395$

$y_k = 610 \cdot \sin^2(\alpha/2) / (\alpha/2) = 119$ mm

$W_1 = 2 \cdot [(350 + 435) \cdot 300 + 435 \cdot 400 + (435 - 319) \cdot 610 \cdot \alpha] = 0,875$ m²

$M_{Ed,x} = |150 \text{ kNm} - 500 \text{ kN} \cdot 435 \text{ mm}| = 67,48$ kNm

$M_{Ed,y} = |0 \text{ kNm} - 500 \text{ kN} \cdot 435 \text{ mm}| = 217,48$ kNm

$\beta = 1 + [(0,6 \cdot 217,48 \text{ kNm} / 500 \text{ kN} \cdot 2358 \text{ mm} / 0,875 \text{ m}^2)^2 + \dots + (0,6 \cdot 67,48 \text{ kNm} / 500 \text{ kN} \cdot 2358 \text{ mm} / 0,875 \text{ m}^2)^2]^{1/2} = 1,737 > 1,10$

Obwód kontrolny:

Obwód prostopadły do krawędzi $u_1 = 2 \cdot 300 + 2 \cdot 400 + \pi / 2 \cdot 610 = 2358$ mm

Obwód całkowity $u_1 = 4 \cdot 400 + 2 \cdot \pi \cdot 610 = 5433$ mm

$v_{Ed} = 1,737 \cdot 500 \text{ kN} / (2358 \text{ mm} \cdot 305 \text{ mm}) = 1,21$ MPa

$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,81 \cdot (100 \cdot 0,01 \cdot 35 \text{ MPa})^{1/2} = 0,71$ MPa > 0,50 MPa

$v_{Rd,max} = 1,96 \cdot 0,71 \text{ MPa} = 1,39$ MPa

$v_{Ed} / v_{Rd,c} = 1,21 \text{ MPa} / 0,71 \text{ MPa} = 1,70 > 1$ wymagane bolce dwugłówkowe

$v_{Ed} / v_{Rd,max} = 1,21 \text{ MPa} / 1,39 \text{ MPa} = 0,87 < 1$ warunek spełniony

Obszar C:

$\beta \cdot V_{Ed} = 1,737 \cdot 500 \text{ kN} = 868$ kN

$V_{Rd,sy} = 3 \cdot 2 \cdot 490,87 \text{ mm}^2 \cdot 435 \text{ MPa} / 1,105 = 1159$ kN
 $\beta \cdot V_{Ed} / V_{Rd,sy} = 868 \text{ kN} / 1159 \text{ kN} = 0,75 < 1$ warunek spełniony

Obwód zewnętrzny:

$l_s = 770$ mm

$a_{out} = 770 + 1,5 \cdot 305 = 1228$ mm

Obwód prostopadły do krawędzi $u_{out} = 2 \cdot 300 + 2 \cdot 400 + \pi / 2 \cdot 1228 = 3328$ mm

Obwód całkowity $u_{out} = 4 \cdot 400 + 2 \cdot \pi \cdot 1228 = 9313$ mm

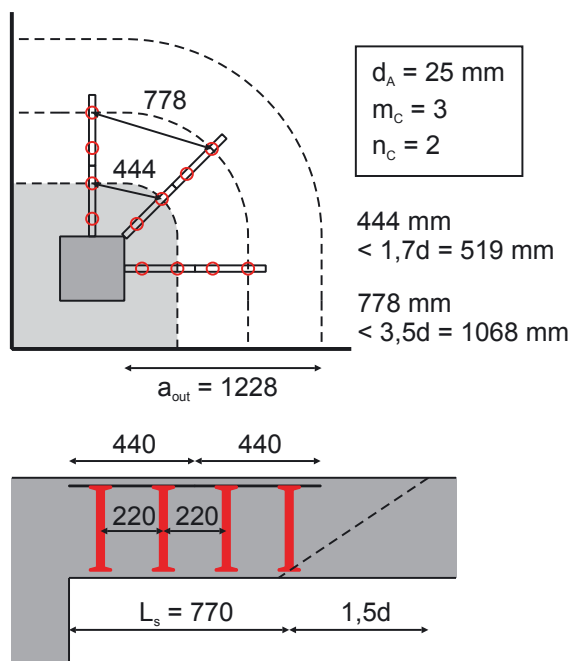
$\beta_{red} = \beta / (1,2 + \beta / 15 \cdot 770 / 305) = 1,164 > 1,10$

$v_{Ed} = 1,164 \cdot 500 \text{ kN} / (3328 \text{ mm} \cdot 305 \text{ mm}) = 0,57$ MPa

$v_{Rd,ca} = 0,10 \cdot 1,81 \cdot (100 \cdot 0,01 \cdot 35 \text{ MPa})^{1/2} = 0,59$ MPa > 0,50 MPa

$v_{Ed} / v_{Rd,ca} = 0,57 \text{ MPa} / 0,59 \text{ MPa} = 0,97 < 1$ warunek spełniony

Możliwe rozmieszczenie elementów zbrojenia na przebicie pokazuje rysunek 13.



Rys. 13. Rozmieszczenie zbrojenia na przebicie



8. Podsumowanie

Zastosowanie bolców dwugłówkowych jako zbrojenie przeciw przebiciu wg zasad podanych EC2 [10] jest uzupełnione o niezależną metodę obliczeniową, która została opisana w odpowiednich Europejskich Aprobatach Technicznych [11–14]. Dotychczasowa metoda według Polskich Aprobatach Technicznych również odbiega od postanowień polskiej normy PN-B-03264 [9]. Dlatego wykorzystanie aprobat europejskich w ramie tej normy jest również możliwe. W przeciwieństwie do aprobat polskich, nowa metoda wyraźnie rozróżnia postępowanie dla stropów i fundamentów. Dotyczy to określenia odpowiednich nośności, jak również rozmieszczenia bolców dwugłówkowych w strefie podporowej. Poprzez iteracyjne określenie obwodu krytycznego dla płyt fundamentowych i obliczenie współczynników zwiększających obciążenie przez plastyczny rozkład naprężeń ścinających proces wymiarowania jest w wielu przypadkach stosunkowo skomplikowany. Obliczenia ręczne są pracochłonne i należeć będą do wyjątków. W związku z tym ważne jest, że projektanci korzystający z oferowanych programów obliczeniowych będą w stanie bezpiecznie i poprawnie interpretować otrzymane wyniki obliczeń.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Wood J. G. M., Pipers Row Car Park, Wolverhampton: Quantitative Study of the Causes of the Partial Collapse on 20th March 1997, Liverpool: Health and Safety Executive, 2003
- [2] Probst E., Vorlesungen über Eisenbeton. Berlin: Verlag von Julius Springer, 1917
- [3] Imielowski S., Listwy dyblowe DEHA w konstrukcji płaskich stropów żelbetonowych. Inżynieria i Budownictwo 55 (1979), s. 134–137
- [4] Urban T., Przebiecie stóp fundamentowych według PN-EN 1992-1-1:2008. Kwartalnik Łódzki 25 (2010), s. 29–34
- [5] Urban T., Komentarz do zasad obliczania fundamentów na przebiecie według PN-EN 1992-1-1:2008/NA:2010. Inżynieria i Budownictwo 68 (2011), s. 123–126

[6] Hegger J., Beutel R., Durchstanzen – Versuche und Bemessung. Der Prüfenieur 15 (1999), s. 16–33

[7] Zilch K., Zehetmaier G., Bemessung im konstruktiven Betonbau. Berlin/Heidelberg: Springer, 2010

[8] Vocke H., Zum Durchstanzen von Flachdecken im Bereich von Rand- und Eckstützen. Universität Stuttgart, Dissertation, 2002

WYKORZYSTANE MATERIAŁY

[9] PN-B-03264: Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone: Obliczenia statyczne i projektowanie. Warszawa: Polski Komitet Normalizacyjny, grudzień 2002

[10] EN 1992-1-1 + AC: Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: European Committee for Standardization, November 2010

[11] ETA-12/0454: HALFEN HDB sher rail: Double-headed studs as punching reinforcement. Berlin: Deutsches Institut für Bautechnik, December 2012

[12] ETA-13/0076: Punching reinforcement Schöck Bole: Double-headed studs as punching reinforcement for flat slabs and footings. Berlin: Deutsches Institut für Bautechnik, March 2013

[13] ETA-13/0136: JORDAHL punching reinforcement JDA: Double-headed studs as punching reinforcement for flat slabs and footings. Berlin: Deutsches Institut für Bautechnik, March 2013

[14] ETA-13/0151: PEIKKO PSB punching reinforcement: Double-headed studs as punching reinforcement. Berlin: Deutsches Institut für Bautechnik, April 2013

[15] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2). Berlin: Beuth, 2012, Zeszyt 600

[16] DIN EN 1992-1-1/NA: Nationaler Anhang: National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Berlin: Deutsches Institut für Normung, April 2013

[17] PN-EN 1992-1-1: Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonem. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków. Warszawa: Polski Komitet Normalizacyjny, wrzesień 2008

Prenumerata
239,40 zł
ulgowa tylko
119,70 zł

