

Niezamierzony efekt częściowego zamocowania stropów ze sprężonych płyt kanałowych

Dr inż. Wit Derkowski, Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Lądowej, Instytut Materiałów i Konstrukcji Budowlanych

1. Wprowadzenie

Stropy wykonywane z prefabrykatów betonowych (np. żelbetowych czy sprężonych płyt kanałowych) projektuje się zazwyczaj jako elementy wolnopodparte – takie rozwiązania cechują się prostymi rozwiązaniami połączeń i jednocześnie są bardzo łatwe obliczeniowo. W praktyce miejsce oparcia prefabrykatu na podporze prawie nigdy nie stanowi idealnie przegubowego połączenia i – w konsekwencji – w strefach przypodporowych mogą powstawać niezamierzone „ujemne” momenty zginające. Ponadto pewne naprężenia rozciągające w tej strefie mogą również powstawać w wyniku odkształceń termicznych, skurczowych i efektów pełzania.

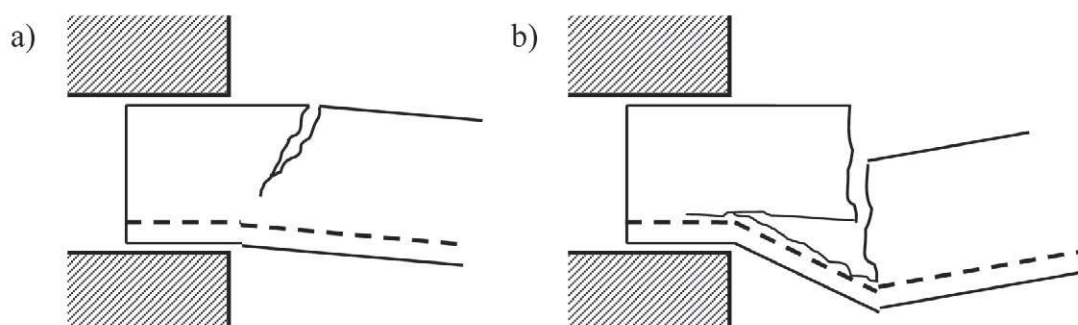
Ponieważ ich efektem dodatkowego momentu podporowego jest zmniejszenie wyężenia projektowanego stropu w przekroju przęsłowym, to – wg wielu projektantów – nie uwzględnianie tego zjawiska powoduje zwiększenie bezpieczeństwa konstrukcji. Należy jednak pamiętać, że momenty te przyczyniają się do obniżenia nośności na ścinanie. Strunobetonowe płyty kanałowe (np. HC, Spiroll), z uwagi na specyfikę procesu technologicznego ich produkcji, nie posiadają żadnego zbrojenia poprzecznego – jedynym zbrojeniem są podłużne ciągną sprężające, zazwyczaj umieszczane jedynie w dolnych obszarach żeberek. Z tego powodu szczególnie niebezpieczna jest możliwość powstania zarysowania od zginania w strefie przypodporowej, prowadzącego do utraty nośności

na ścinanie. W przypadku, kiedy rysa od zginania znajduje się w bezpośrednim sąsiedztwie lica podpory, siły poprzeczne przekazywane są na podporę poprzez efekt dyblowania zbrojenia podłużnego (rys. 1a). Najbardziej niebezpieczne są rysy umiejscowione w pewnej odległości od podpory (rys. 2b), ponieważ w wyniku efektu dyblowania zbrojenia może dojść do odspojenia tego zbrojenia wraz z otuliną betonową.

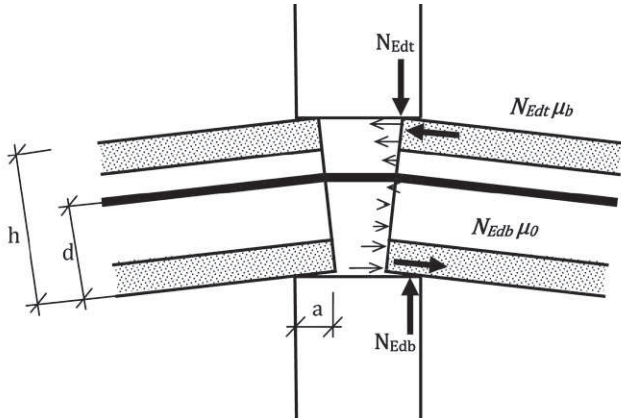
2. Zjawisko niezamierzonego zamocowania płyty stropowej

Niezamierzony efekt częściowego zamocowania płyty stropowej powstaje w wyniku szeregu zjawisk zachodzących w złączeniu przedstawionym schematycznie na rysunku 2. Można wśród nich wyodrębnić:

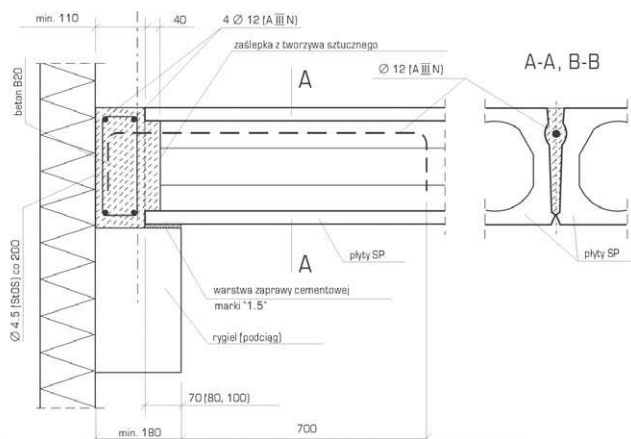
- docisk pochodzący od ścian wyższych kondygnacji (w budynkach o konstrukcjach ścianowych) – w takiej sytuacji pojawianie się kolejnych obciążeń płyty stropowej generuje powstawanie ujemnych momentów zginających w strefach przypodporowych. W konstrukcjach szkieletowych ten efekt zamocowania nie zachodzi;
- tarcie na górnej i dolnej powierzchni elementu stropowego, zależne od rodzaju materiałów użytych w złączeniu;
- przyczepność adhezyjna na styku powierzchni czołowej płyty i betonu wypełniającego styk poprzeczny wzdłuż osi podpory – naprężenia przyczepności mogą osiągać wartość wytrzymałości na rozciąganie betonu



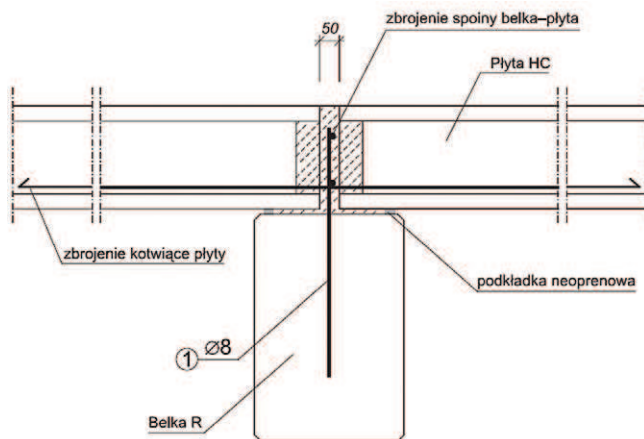
Rys. 1.
Efekt powstania rysy od zginania w strefie przypodporowej stropowej płyty kanałowej



Rys. 2. Schemat złącza płyta stropowa – ściana



Rys. 3. Szczegół połączenia płyty z belką, z prętami umieszczanymi przy górnej powierzchni płyty [1]



Rys. 4. Szczegół połączenia płyty z belką, z prętami umieszczanymi przy dolnej powierzchni płyty [2]

wypełniającego, dlatego zagadnienie to nie jest pomijalne, a z uwagi na kruchy charakter zniszczenia nie powinno być lekceważone w obliczeniach. W procesie projektowania zazwyczaj przyjmuje się zarysowanie styku między prefabrykatami a betonem uzupełniającym, jednak w rzeczywistości styki te często pracują jako niezarysowane i wprowadzają pewien stopień nieuwzględnionego zamocowania płyty;

– dyblowanie powstałe w wyniku wypełniania końcowych fragmentów kanałów betonem uzupełniającym układanym w stykach poprzecznych/wieńcach. Pilnowanie zasady, aby przy betonowaniu styków poprzecznych (wzdłuż osi podpory płyty), linia położenia zatyczek z tworzyw sztucznych zamykających kanały pokrywała się z krawędzią ścian, pozwala na wyeliminowanie efektu dyblowania;

– praca prętów zbrojeniowych kotwiących płytę stropową nad podporą (układanych w stykach podłużnych między prefabrykatami, w wypełnionych kanałach i/lub w nadbetonie). W tym przypadku, umiejscowienie prętów na wysokości styku ma zasadnicze znaczenie i powinno być wynikiem analizy pracy konstrukcji na etapie projektowania, a nie przypadkowego ułożenia prętów na budowie. Katalogi czy poradniki dla projektantów, opracowane przez poszczególnych wykonawców prefabrykatów, sugerują różne rozwiązania: z prętami umieszczanymi przy górnej powierzchni (rys. 3) [1] lub przy dolnej powierzchni płyty stropowej (rys. 4) [2]. Otwieranie kanałów i wypełnianie ich betonem z wkładkami zbrojowymi stosuje się głównie dla poprawy nośności na ścinanie, ale również – w przypadku konstrukcji szkieletowych – z uwagi na wymogi konstrukcyjne. Gdy styk podłużny sąsiednich płyt wypada wzdłuż osi słupów, takie rozwiązanie pozwala na ominięcie słupa zbrojeniem łączącym płytę stropową z podporą (zwykle układanego w stykach płyt) [3]. Ostatecznie, w wyniku opisanych powyżej mechanizmów, w płycie stropowej mogą powstać dodatkowe siły wewnętrzne: niezamierzony podporowy „ujemny” moment zginający M_{Edf} [4] oraz niezamierzona siła podłużna N_{Edf} :

$$M_{Edf} = \min\left(\frac{M_{Eds}}{3}, \frac{2}{3} N_{Edt} \cdot a + \Delta M\right) \quad (1)$$

gdzie:

$$\Delta M = \max(f_{ctd}W, f_{yd}A_y d + \mu_b N_{Edt} h) \quad (2a)$$

a jeżeli styk poprzeczny jest niewypełniony lub jego szerokość jest mniejsza niż 50 mm, to wartość ΔM jest momentem zginającym wywołanym przez parę sił tarcia na dolnej i górnej powierzchni prefabrykatu, wyznaczonym z wzoru:

$$\Delta M = \min(\mu_b N_{Edt} h; \mu_0 N_{Edb} h) \quad (2b)$$

oraz

$$N_{Edf} = (\mu_b N_{Edt} + \mu_0 N_{Edb}) + f_{ct} A_{cj} \quad (3a)$$

a w przypadku, gdy styk pracuje jako zarysowany, to:

$$N_{Edf}^{cr} = (\mu_b N_{Edt} + \mu_0 N_{Edb}) + f_{yd} A_y \quad (3b)$$

W powyższych wzorach przyjęto następujące oznaczenia:

M_{Eds} – wartość charakterystyczna maksymalnego, przęsłowego momentu zginającego od obciążeń stałych dodatkowych (poza ciężarem własnym prefabrykatów stropowych) i obciążeń zmiennych,

N_{Edl} , N_{Edb} – wartość obliczeniowa obciążenia pionowego działającego odpowiednio na górną i dolną powierzchnię prefabrykatu stropowego, przypadającego na płytę z jednej strony połączenia,

a – głębokość oparcia prefabrykatu,

W – wskaźnik wytrzymałości betonu wypełniającego styk poprzeczny (z uwzględnieniem powierzchni kanałów),

f_{yd} , A_y – odpowiednio wytrzymałość obliczeniowa stali i pole powierzchni przekroju poprzecznego zbrojenia połączeniowego (prostopadłego do podpory),

d – odległość środka ciężkości zbrojenia połączeniowego od dolnej powierzchni prefabrykatu,

μ_b , μ_0 – współczynnik tarcia, odpowiednio na górnej i dolnej powierzchni prefabrykatu. Współczynniki te można przyjmować:

- dla styku beton – beton – 0,80;
- dla styku zaprawa – beton – 0,60;
- dla oparcia płyty na podkładce gumowej lub neoprenowej – 0,25.

W przypadku powstania ujemnego momentu zginającego w strefie przypodporowej płyt kanałowych (zamierzonego lub niezamierzonego) zazwyczaj stosuje się następujące rozwiązania dążące do ograniczenia zarysowania tak, aby nie dopuścić do powstania zagrożenia bezpieczeństwa konstrukcji:

- zastosowanie płyt otworowych sprężonych dodatkowo górnymi cięgnami sprężającymi (dla zmniejszenia długości transmisji w górnych cięgnach stosuje się cięgna o mniejszych średnicach, np. druty nagięte lub profilowane),
- zastosowanie górnego zbrojenia w stykach podłużnych i/lub wypełnionych kanałach,
- zastosowanie zbrojonej warstwy nadbetonu konstrukcyjnego.

3. Propozycja zmodyfikowanego wyznaczania niezamierzonego momentu podporowego wywołanego pracą zbrojenia połączeniowego

Poważną wątpliwość budzi zapis normy [4] mówiący, iż moment niezamierzony wywołany umieszczeniem prętów zbrojeniowych wiążących płytę stropową z podporami (wymagania związane m.in. z zabezpieczeniem konstrukcji przed możliwością wystąpienia katastrofy postępującej w wyniku wystąpienia oddziaływań wyjątkowych) wynika z nośności tych prętów – we wzorze (2a) przyjęto, że naprężenia w zbrojeniu równe są wytrzymałości obliczeniowej stali. Może on prowadzić do przeszacowania wartości momentu podporowego, szczególnie w przypadku chętnie obecnie stosowanych stali o podwyższonej wytrzymałości.

Powstaje zatem pytanie, jaka jest rzeczywista wartość niezamierzonego momentu podporowego?

Dokładna analiza pracy płyty stropowej pozwala na wyznaczenie rzeczywistych naprężeń w zbrojeniu połączeniowym. Naprężenia te są funkcją odkształcenia prętów zbrojeniowych na skutek ugięcia płyty stropowej w wy-

niku oddziaływań powstałych po zabetonowaniu tych prętów (najczęściej po wypełnieniu styków lub po ułożeniu nadbetonu).

Znając wartość kąta obrotu płyty nad podporą θ oraz sztywności pręta zbrojeniowego w złączu K_t można wyznaczyć siłę F powstałą w zbrojeniu oraz moment podporowy M_{sup} wynikający z pracy tego zbrojenia:

$$F = y \cdot \operatorname{tg}(\theta) \cdot K_t \quad (4)$$

$$M_{sup} = F \cdot y \quad (5)$$

gdzie:

– sztywność wyznaczona może być na podstawie opracowania [5]:

$$K_t = \frac{A_y E_s}{l_{t,eq}} \quad (6)$$

– kąt obrotu wyznacza się na podstawie podstawowych zależności mechaniki budowli.

Dla elementu płyty przegubowo podpartej, obciążonej równomiernie na długości kąt θ wyrażony jest wzorem:

$$\theta = \frac{(\Delta g + q) b l_{eff}^3}{24 E_c I} \quad (7)$$

Natomiast dla analogicznej płyty częściowo zamocowanej na podporach θ przyjmuje wartość:

$$\theta = \frac{(\Delta g + q) b l_{eff}^3}{24 E_c I} - \frac{M_{sup} l_{eff}}{2 E_c I} \quad (8)$$

Ponieważ, jak pokazano we wzorze (8), wielkość kąta obrotu jest wzajemnie powiązana z wartością momentu podporowego, to stateczną wartość niezamierzonego podporowego momentu zginającego wyznaczać należy w procesie iteracyjnym.

4. Nośność na ścinanie sprężonych płyt kanałowych

Zgodnie ze wzorem (6.4) zamieszczonym w PN-EN 1992-1:2008 [6], nośność na ścinanie jednoprzęsłowych elementów sprężonych, nieposiadających zbrojenia na ścinanie, wynika z ograniczenia wielkości głównych naprężeń rozciągających do wartości wytrzymałości obliczeniowej betonu na rozciąganie, pod warunkiem że rozpatrywany obszar jest niezarysowany przez zginanie. Norma PN-EN 1168+A3:2011 [4], dedykowana prefabrykowanym płytom kanałowym, nieznacznie modyfikuje wspomniany wzór z Eurokodu wprowadzając współczynniki redukcyjne $\varphi = 0,8$ oraz $\beta = 0,9$, traktując go jako uproszczoną metodę sprawdzania nośności na ścinanie (wzór (9)) w przekroju poprzecznym oddalonym o 0,5h od krawędzi podpory.

$$V_{Rdc} = \varphi \frac{I b_w}{S} \sqrt{(f_{cta})^2 + \beta \alpha_1 \sigma_{cp} f_{cta}} \quad (9)$$

W powyższym wzorze wartości b_w oraz S wyznacza się na wysokości środka ciężkości przekroju domniemając, iż tam powstaną największe naprężenia główne.

W normie [4] poza metodą uproszczoną zawarto również wytyczne dokładnego sprawdzania nośności na ścinanie z uwzględnieniem dodatkowych naprężeń stycznych τ_{cp} spowodowanych przekazywaniem siły sprężającej na beton. W tej metodzie nie narzuca się konkretnego przekroju poprzecznego, w którym należy weryfikować nośność na ścinanie – należy obliczeniowo znaleźć przekrój krytyczny, w którym naprężenia główne rozciągające osiągną wartość maksymalną z uwzględnieniem zmienności siły sprężającej na długości transmisji. Przyjmuje się, że punkt krytyczny może znajdować się na innej wysokości niż środek ciężkości, z tym że leży on na linii poprowadzonej od krawędzi podpory, pod kątem 35° do osi elementu.

$$V_{Rdc} = \frac{I b_w(y)}{S(y)} \left[\sqrt{(f_{ctd})^2 + \beta \alpha_1 \sigma_{cp}(y) f_{ctd}} - \tau_{cp}(y) \right] \quad (10)$$

gdzie:

$$\sigma_{cp}(y) = \sum_{i=1}^n \left\{ \left[\frac{1}{A} + \frac{(Y_c - y)(Y_c - Y_{pt})}{I} \right] \times \right. \\ \left. \times P_t(l_x) \right\} - \frac{M_{Ed}}{I} (Y_c - y) \quad (11)$$

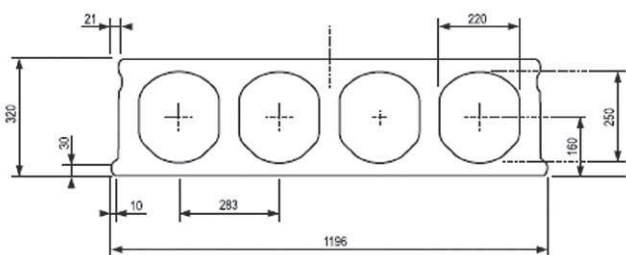
$$\tau_{cp}(y) = \frac{1}{b_w(y)} \times \sum_{i=1}^n \left\{ \left[\frac{A_c(y)}{A} - \frac{S_c(y)(Y_c - Y_{pt})}{I} + \right. \right. \\ \left. \left. + C_{pt}(y) \right] \times \frac{dP_t(l_x)}{dx} \right\} \quad (12)$$

5. Przykład obliczeniowy

Przykładowe obliczenia przeprowadzono dla typowej strunobetonowej płyty kanałowej HC320 (przekrój poprzeczny pokazano na rysunku 5), sprężonej 8 splotami o średnicy 12,5 mm. Prefabrykat wykonany jest z betonu klasy C50/60.

Rozważano konstrukcję szkieletową, w której płyty HC o rozpiętości 10,0 m oparto na sprężonych belkach typu R (głębokość oparcia 100 mm). Założono, że w każdym styku podłużnym między prefabrykatami, w połowie wysokości płyty znajduje się jeden pręt φ 12 mm ze stali klasy AIIIIN. Obciążenia użytkowe 5,0 kN/m², obciążenia stałe dodatkowe 1,0 kN/m².

Wyznaczony na podstawie wzorów (1–2) niezamierzony moment podporowy wynosi – 26,3 kNm (rozciągane górne włókna).



Rys. 5. Przekrój poprzeczny analizowanej płyty kanałowej

Moment rysujący w strefie przypodporowej płyty strunobetonowej jest zmienny na długości transmisji i waha się od 63,2 kNm (przy sile sprężającej $P=0$) do 28,5 kNm (dla P_{max}). W odległości 52 cm od czoła elementu (gdzie w dalszej części obliczeń wyznaczono ekstremalną wartość głównych naprężeń rozciągających) moment rysujący wynosi 52,7 kNm, a zatem można uznać, że przekrój jest niezarysowany przez zginanie momentem niezamierzonym. Bazując na informacji podanej w EC-2 [6] można zatem skorzystać z metody uproszczonej wyznaczania nośności na ścinanie – według ogólnego wzoru z [...] nośność ta wynosi 210,4 kN, a z uwzględnieniem specyfiki płyt kanałowych – wg wzoru (9) – nośność ta została określona na 163,1 kN. Wartości te nie uwzględniają jednak faktu istnienia niezamierzonego ujemnego momentu zginającego.

Stosując metodę dokładną, podaną w [4], która jest jednak znacznie bardziej skomplikowana, przez co rzadko stosowana przez projektantów, powstaje możliwość uwzględnienia momentu niezamierzonego. Obliczenia te wykazują, że w odległości 42 cm od krawędzi podparcia elementu, na wysokości ok. 290 mm od dolnej powierzchni płyty, główne naprężenia rozciągające przekraczają wartość wytrzymałości betonu na rozciąganie. Oznacza to możliwość pojawienia się rysy ukośnej, której rozwój – z uwagi na brak jakiegokolwiek zbrojenia poprzecznego – nie jest ograniczony, co może prowadzić do utraty nośności na ścinanie. W takiej sytuacji nośność elementu na ścinanie powinna być wyznaczana, jak dla elementów zarysowanych – wzór (6.2) z normy [6] – i wynosi ona jedynie 117,2 kN.

Obliczenia niezamierzonego momentu zamocowania, wywołanego pracą zbrojenia połączeniowego, wykazały, że przy uproszczonym podejściu normowym wynosi on 12,7 kNm, podczas gdy dokładna wartość wyznaczona według zaproponowanego modelu wynosi tylko 7,6 kNm, tj. o ok. 40% mniej.

Opisany przykład obliczeniowy wykazał, że nieuwzględnianie niezamierzonych momentów podporowych wynikających ze sposobu kształtowania połączeń, a także bezkrytyczne stosowanie metody uproszczonej może prowadzić do znacznego przeszacowania obliczeniowej nośności na ścinanie (w analizowanym przypadku o prawie 40%), a przez to stanowić zagrożenie bezpieczeństwa projektowanej konstrukcji.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Poradnik dla konstruktorów. Wytyczne do projektowania stropów z płyt sprężonych typu SP, Prefabet – Białe Błota, 2008
- [2] Poradnik projektanta. Strunobetonowe płyty stropowe kanałowe HC, Consolis Polska, Gorzkowice, 2008
- [3] Starosolski W., Konstrukcje żelbetowe według PN-B-03264:2002 i Eurokodu 2, t.1, PWN, Warszawa, 2007
- [4] PN-EN1168+A3:2011. Prefabrykaty z betonu – płyty kanałowe, PKN, Warszawa, 2011
- [5] fib Bulletin No. 43, Structural connections for precast concrete buildings, fib, Switzerland, 2008
- [6] PN-EN 1992-1:2008. Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków, PKN, Warszawa, 2008