

**ПРОЕКТУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОЛОН
БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ**

**DESIGN REINFORCED CONCRETE COLUMNS OF
MULTI-STOREY BUILDINGS**

**Шваб'юк В.І., д.т.н., проф., Ужегова О.А, к.т.н., доцент,
Ротко С.В., к.т.н., доцент, Ужегов С.О., асистент, (Луцький
національний технічний університет, м. Луцьк)**

**Shvabyuk V.I., doctor of engineering sciences, professor, Uzhegova
O.A., candidate of technical sciences, Rotko S.V., candidate of technical
sciences, Uzhegov S.O. assistant (Lutsk National Technical University,
Lutsk)**

У статті наведені деякі положення щодо проектування залізобетонних колон багатоповерхових будівель, що працюють з випадковими ексцентриситетами, відповідно до чинних будівельних норм України, гармонізованих до Eurocode-2.

The article contains some principles for designing reinforced concrete columns of multi-storey buildings as compressed elements that work with random eccentricities, according to current building codes Ukraine harmonized to Eurocode-2. Formulas were given for calculating the compressed elements of strength considering the longitudinal fold. Presented basic structural conditions that need to be followed for the selection of working longitudinal rods, diameter and pitch of the transverse reinforcement of columns, as well as indirect reinforcement elements at linking between precast columns.

Ключові слова: колона, випадковий ексцентриситет, конструювання, поздовжня арматура, поперечна арматура.

Key words: column, random eccentricity, design, longitudinal reinforcement, transverse reinforcement.

У будівництві застосовують залізобетонні колони суцільного квадратного або прямокутного перерізу, розвиненого у площині дії моменту, а також двовіткові для висоти понад 10 м і значних

навантажень. Колони – стійки каркасу, які працюють на стискання з випадковими або з розрахунковими ексцентриситетами. Прямокутний переріз колони: $b \times h$, причому, має виконуватись умова $h < 4b$ [2, п. 8.5]; якщо прямокутний у плані залізобетонний елемент має розмір $h \geq 4b$, то він називається «стіна» [2, п. 8.6].

Залізобетонні колони армують робочою поздовжньою та поперечною арматурою. Поздовжня арматура приймається за розрахунком. Площа її поперечного перерізу A_s .

Перед проектуванням колони слід задатися класом бетону і арматури (для визначення розрахункових характеристик міцності матеріалів); розмірами перерізу колони; залежно від умов закріплення на краях (рис.1) визначити розрахункову довжину стержня колони; знати конструкції перекриттів та покриття; знати величини змінного навантаження на перекриття та покриття будівлі (відповідно до призначення будівлі та району будівництва).

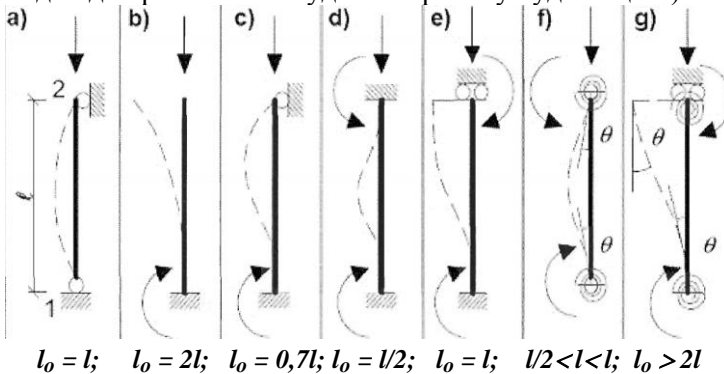


Рис.1. Визначення розрахункової довжини стиснутого стержня та можлива втрати стійкості при різних закріпленнях на краях [3, рис.6.2]

Якщо колона сприймає зовнішнє навантаження, виражене через N_{Ed} (розрахункова осьова стискаюча сила, рис. 2), міцність буде забезпечена, коли

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}, \quad (1)$$

де N_{Rd} – тримка здатність перерізу залізобетонної колони.

Розрахункова осьова сила N_{Ed} включає навантаження від власної ваги колони (при розрахунку колони першого поверху слід врахувати вагу колон усіх поверхів), вагу ригелів перекриттів, постійне та змінне навантаження від міжповерхових перекриттів (з

певної вантажної площі) та покриття з урахуванням снігового навантаження, залежно від кліматичного району будівництва. Довготривале значення поздовжньої сили N_{Ed} обчислюють з урахуванням власної ваги колон, ригелів, постійного та квазіпостійного навантажень від перекриттів та покриття будівлі.

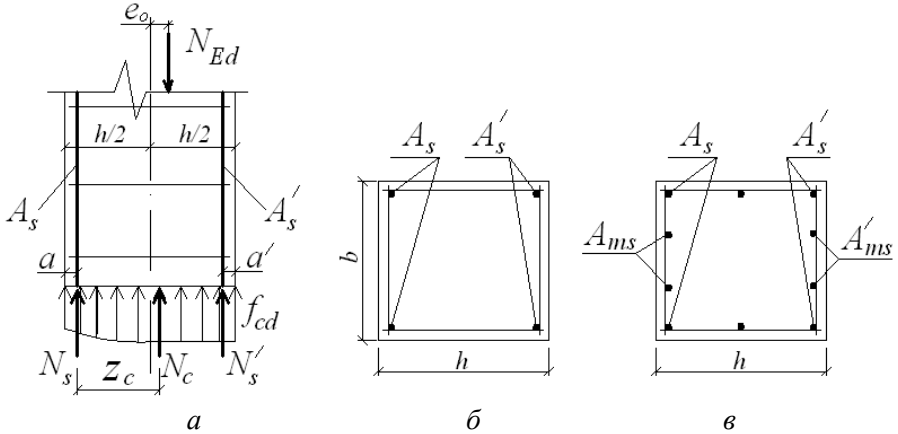


Рис. 2. Розрахункові схеми стиснутих елементів, що працюють з випадковими ексцентриситетами

Якщо характеристика гнучкості колони $\lambda = l_o / h > 4$, то потрібно враховувати поздовжній згин колони через введення коефіцієнта φ .

Випадковий ексцентриситет обчислюють як

$$e_a \geq \max \{ h/30; l/600 \}.$$

Тримка здатність (умова міцності) залізобетонного перерізу колони становить:

$$N_{Rd} = \varphi [f_{cd} \times b \times h + \Sigma(f_{yd} \times A_s)]. \quad (2)$$

Якщо $l < 20h$, то розрахунок поздовжньої арматури виконують за формулою:

$$A_s + A'_s = \frac{N_{Ed}}{\varphi \cdot f_{yd}} - bh \frac{f_{cd}}{f_{yd}}, \quad (3)$$

де коефіцієнт φ спочатку приймають у першому наближенні рівним 0,75 – 0,85, а потім уточнюють за формулою:

$$\varphi = \varphi_c + 2(\varphi_r - \varphi_c) \cdot \alpha \leq \varphi_r, \quad (4)$$

$$\text{де } \alpha = \frac{f_{yd}(A_s + A'_s)}{f_{cd}bh} = \rho_l \frac{f_{yd}}{f_{cd}},$$

тут $\rho_l = \Sigma A_s / bh$ – коефіцієнт поздовжнього армування.

Значення коефіцієнтів φ_c та φ_r визначають за табл. 2.15 [5], залежно від характеристики гнучкості λ та відношення довготривалого значення осьової сили N_{Ed} до повного значення N_{Ed} .

При наявності проміжних стержнів, площею A_{ms} , розташованих біля робочих граней перерізу (рис. 2,в), площу перерізу арматури $A_s + A'_s$ приймають рівною половині площі перерізу всієї арматури в поперечному перерізі елемента.

Якщо при розрахунках колони на міцність за формулою (3) отримують площу поздовжньої арматури $A_s + A'_s$ зі знаком "–", то варто зменшити розміри поперечного перерізу колони або передбачити застосування бетону нижчого класу і розрахунок повторити за новими вихідними даними.

Фактична несуча здатність уточненого перерізу встановлюється за формулою (2).

Мають виконуватися також і конструктивні умови:

$$A_s \geq A_{s,min}; \quad A_s \geq 0,002A_c; \quad A_s \leq A_{s,max}. \quad (5)$$

Мінімальна розрахункова площа поздовжньої арматури колони становить [3, п. 9.5.2]:

$$A_{s,min} = 0,1N_{Ed} / f_{yd}, \quad (6)$$

тут N_{Ed} – розрахункова осьова стискаюча сила; f_{yd} – межа текучості арматури.

Максимальне значення площі перерізу поздовжньої арматури за межами напусків (якщо тільки не показано, що цілісність бетону не порушується, і що повний опір досягається у граничному стані):

$$A_{s,max} = 0,04 A_c. \quad (7)$$

У напусках максимальне значення площі перерізу поздовжньої арматури становить

$$A_{s,max} = 0,08 A_c. \quad (8)$$

Мінімальний діаметр поздовжніх стрижнів становить 8 мм [2, п. 8.5.1.2]. Для колон полігонального поперечного перерізу у кожному куті має бути як мінімум один стержень. У колонах круглого перерізу повинно бути не менше чотирьох поздовжніх

стрижнів. Відстань між поздовжніми стержнями не може перевищувати 400 мм вздовж кожної грані колони. Поздовжню арматуру необхідно належним чином анкерувати. Мінімальна ділянка анкерування арматури стиснутої зони становить:

$$l_{b,min} \geq \max \{0,6 l_{b,rqd}; 10 \varnothing; 100 \text{ мм}\}, \quad (9)$$

де $l_{b,rqd}$ – необхідна базова довжина анкерування [2, п. 7.2].

Поперечна арматура повинна мати діаметр не менше **6 мм** і не менше від чверті максимального діаметра поздовжньої арматури. Діаметр дроту зварних сіток непрямого армування повинен бути не менше **5 мм**.

Крок поперечної арматури вздовж колони не повинен перевищувати $S_{cl,t max}$. Мають виконуватися умови:

$$S_{cl,t max} \leq 20\varnothing l_{max}; S_{cl,t max} \leq b; S_{cl,t max} \leq h; S_{cl,t max} \leq 400 \text{ мм}. \quad (10)$$

Максимальний крок $S_{cl,t max}$ необхідно зменшувати застосуванням коефіцієнта 0,6 на ділянках завдовжки h (h – більший розмір перерізу колони) вище і нижче балки або плити, а також біля з'єднань поздовжньої арматури напуском (якщо максимальний діаметр поздовжньої арматури більший за 14 мм, то встановлюють не менше трьох поперечних стержнів рівномірно по довжині напуску).

Якщо напрям поздовжніх стержнів змінюється (наприклад, у випадку монолітних багатоярусних колон зі змінними розмірами перерізу), то крок поперечної арматури необхідно визначати з урахуванням бокових зусиль (ці впливи можна не враховувати, якщо зміна напрямку не більша за 1/12).

Кожен поздовжній стержень, розташований у куті, повинен утримуватися поперечною арматурою.

Збірні колони стикують між собою (рис. 3) зварюванням торцевих сталевих листів, між якими знаходиться центрувальна прокладка завтовшки 3 – 5 мм. Розрахункове зусилля, яке виникає у стику від зовнішніх впливів, повинне бути меншим від міцності на місцевий стиск

$$N_{Ed} \leq F_{Rdu}, \quad (11)$$

де зосереджене зусилля опору F_{Rdu} визначають за формулою:

$$F_{Rdu} = A_{c0} f_{cd} \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} \leq 3,0 f_{cd} A_{c0}, \quad (12)$$

де A_{c0} – площа навантаження;

A_{c1} – максимальна розрахункова площа розподілу (рис. 4).

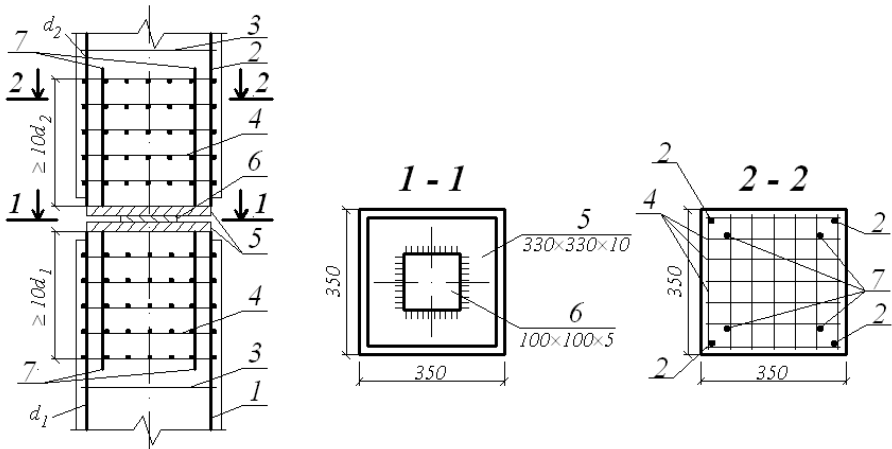
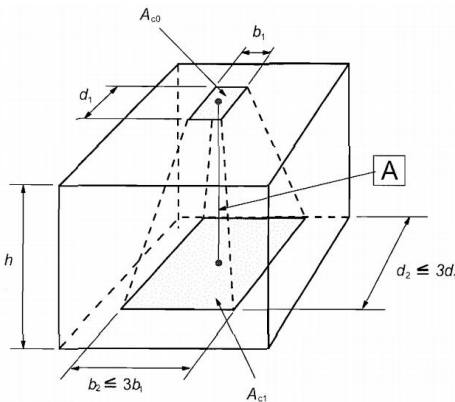


Рис. 3. Міжповерховий стик збірних колон: 1 – робоча поздовжня армування колони нижнього поверху; 2 – робоча поздовжня армування колони верхнього поверху; 3 – поперечна армування колон; 4 – сітки непрямого армування; 5 – закладна деталь, пластина з привареними анкерними стержнями 7, $\varnothing \geq 10$ мм; 6 – центруюча прокладка



A – лінія дії осьової сили;

$$h \geq (b_2 - b_1);$$

$$h \geq (d_2 - d_1)$$

Рис. 4. Розрахунковий розподіл при місцевому стиску [3, рис. 6.29]

Для сприйняття зусиль розтягу необхідно передбачати армування, яке залежить від впливу навантаження. У місцях з'єднання збірних колон (орієнтовно на висоті 0,6 м від рівня верху плити перекриття) застосовують непряме армування, що

перешкоджатиме поперечному розширенню бетону, внаслідок чого зросте міцність бетону при поздовжньому стиску. Найчастіше непряме армування створюють спіралями або пакетами поперечних зварних сіток (не менше 4 шт.). Сітки непрямого армування можуть бути зварними зі стержнів у взаємно перпендикулярних напрямках або у вигляді «зигзагу» [6, с. 325]. Крок сіток має становити від 60 до 150 мм і не перевищувати 1/3 меншої сторони перерізу колони. Розміри комірок сіток назначають від 45 до 100 мм і не більше 1/4 меншої сторони перерізу колони. Сітки розташовують на ділянці завдовжки $10d$ від торця колони у випадку армування поздовжніми стержнями періодичного профілю, а при армуванні гладкою арматурою – $20d$, де d – діаметр поздовжніх робочих стержнів (рис. 3), а також ця ділянка має бути не менша h за рис. 4.

Для забезпечення опирання ригелів (прогонів) у колонах передбачають консолі, які бувають односторонніми або двосторонніми. Габарити консолей перевіряють розрахунком і назначають такими: висота перерізу консолі в опорному перерізі ≥ 250 мм; кут нахилу стиснутої грані 45° (при висоті консолі до 100 мм і вильоті до 150 мм консоль проектують прямокутною); ширина консолі рівна ширині колони. Поперечна арматура консолей – горизонтальні хомути з кроком $s \leq 0,25h$, де h – висота консолі, а також $s \leq 150$ мм; відігнуті стержні діаметром не більше 1/15 довжини відгину і $d \leq 25$ мм.

Для розрахунку подібних колон зручно користуватися алгоритмом:

Вихідні дані: N_{Ed} , кН; N_{IEd} , кН; b , мм; h , мм; l_0 , мм; клас бетону C , f_{cd} , МПа; клас арматури, f_{yd} , МПа; випадковий ексцентриситет $e_a \geq \max \{h/30; l/600\}$	
1	$\lambda = l_0 / h$
2	Якщо $\lambda > 4$, то врахувати поздовжній згин колони введенням коефіцієнта φ : прийняти у першому наближенні $\varphi = 0,75 - 0,85$. Якщо $\lambda \leq 4$, то коефіцієнт $\varphi = 1$.
3	Виконати розрахунок поздовжньої арматури: $A_s + A'_s = \frac{N_{Ed}}{\varphi \cdot f_{yd}} - bh \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$ Якщо $A_s + A'_s$ отримано зі знаком "-", то варто зменшити розміри поперечного перерізу колони або передбачити застосування бетону нижчого класу і розрахунок повторити за новими даними.

4	За сортаментом підібрати симетричне армування (4 шт.). Визначити $A_{s,факт}$.
5	Визначити мінімальну розрахункову площу поздовжньої арматури колони: $A_{s,min} = 0,1N_{Ed} / f_{yd}$.
6	Визначити максимальну розрахункову площу поздовжньої арматури колони: $A_{s,max} = 0,04 A_c$.
7	Перевірити виконання умов: $A_{s, факт} \geq A_{s,min}$; $A_{s, факт} \geq 0,002A_c$; $A_{s, факт} \leq A_{s,max}$. Якщо умови виконуються, то перейти до п. 8. Якщо умови не виконуються, змінити переріз колони або передбачити застосування бетону іншого класу і розрахунок повторити за новими вихідними даними.
8	Обчислити коефіцієнт $\alpha = \frac{f_{yd}(A_s + A'_s)}{f_{cd}bh}$.
9	Обчислити відношення довготривалого значення осьової сили N_{IEd} до повного значення N_{Ed}
10	Залежно від гнучкості λ , відношення N_{IEd} / N_{Ed} , визначити коефіцієнти φ_c та φ_r за табл. 2.15 [5]
11	Уточнити коефіцієнт φ : $\varphi = \varphi_c + 2(\varphi_r - \varphi_c) \cdot \alpha \leq \varphi_r$.
12	Повторити розрахунки пп. 3 – 7. Законструювати переріз.

1. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення / Мінрегіонбуд України: ДБН В.2.6-98:2009. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
2. ДСТУ Б В.2.6.-156: 2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування / Мінрегіонбуд України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 123 с.
3. Eurocode-2: Design of concrete structures. – Part 1-1: General rules and rules for building: EN 1992-1-1. – [Final draft, december, 2004]. – Brussels: CEN, – 2004. – 225 p. – Європейський стандарт.
4. ДСТУ EN 10080-2009. Сталь для армування бетону. Зварювана арматурна сталь.-К.: Держспоживстандарт України, 2012. – 68 с.
5. Мандриков А.П. Примеры расчета железобетонных конструкций.- М.: Стройиздат, 1989.- 506 с.
6. Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие / Под ред. А.Б.Голышева.- К. : Будівельник, 1990.- 544 с.