

УДК 624.012

ПОРІВНЯННЯ РОЗРАХУНКІВ ПЛОЩІ ПЕРЕРІЗУ ПОЗДОВЖНЬОЇ АРМАТУРИ У СТИСНУТИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТАХ ПРЯМОКУТНОГО ПЕРЕРІЗУ ЗА ЧИННИМИ ТА ПОПЕРЕДНІМИ НОРМАМИ ПРОЕКТУВАННЯ

СРАВНЕНИЕ РАСЧЕТОВ ПЛОЩАДИ СЕЧЕНИЯ ПРОДОЛЬНОЙ АРМАТУРЫ В СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТАХ ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ ПО НЫНЕ ДЕЙСТВУЮЩИМ И ПРЕДЫДУЩИМ НОРМАМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

THE COMPARISON CALCULATION SECTION AREA OF LONGITUDINAL REINFORCEMENT IN COMPRESSED CONCRETE ELEMENTS OF RECTANGULAR SECTION ON THE NOW CURRENT AND THE PREVIOUS DESIGN STANDARTS

Савицький В.В., к.т.н., доц. (Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне)

Савицкий В.В., к.т.н., доц. (Национальный университет водного хозяйства и природопользования, г. Ровно)

Savitskiy V.V., candidate of technical sciences, associate professor (National university of water management and nature resources use, Rivne)

Наведені результати розрахунку площі поперечного перерізу поздовжньої робочої арматури у стиснутих коротких залізобетонних елементах прямокутного перерізу згідно чинних нормативних документів за розташування всього поперечного перерізу в стиснутій зоні, а також виконані порівняльні розрахунки за попередніми нормами проектування.

Приведены результаты расчета площади поперечного сечения продольной рабочей арматуры в сжатых железобетонных элементах прямоугольного сечения согласно ныне действующих норм проектирования при положении всего сечения в сжатой зоне, а также сделаны сравнительные расчеты по предыдущим нормам проектирования.

The results of the calculation of the cross sectional area of the longitudinal work reinforcement in compressed concrete elements of rectangular section according to the existing design standards at the position of all sections in the

compressed zone, as well as comparative calculations made by the previous design standards

Ключові слова:

Бетон, арматура, прямокутний переріз, деформація, стиск, зусилля.
Бетон, арматура, прямоугольное сечение, деформация, сжатие, усилие.
Concrete, reinforcement, rectangular section, deformation, compression, effort.

Вступ. Залізобетонні стиснуті елементи прямокутного перерізу широко використовуються в будівлях і спорудах. У зв'язку з введенням в дію нових будівельних норм постала необхідність розробити сучасні методики розрахунку таких елементів на основі деформаційної моделі, враховуючи різні випадки можливого розташування нейтральної лінії стосовно поперечного перерізу, і визначити ефективність прийнятих методик на основі порівняння з результатами розрахунку за попередніми нормативними документами.

Аналіз останніх досліджень. Розробниками нині діючих нормативних документів [1, 2] запропоновано розраховувати стиснуті елементи на основі деформаційної моделі з використанням повної або спрощеної діаграми деформування бетону, зокрема для елементів прямокутного перерізу розглядаються два випадки розташування нейтральної лінії стосовно поперечного перерізу елемента. Авторами [3, 4] запропоновано практичний метод розрахунку згинальних елементів прямокутного профілю, при цьому розрахунок виконується методом послідовних наближень відносно висоти стиснутої зони перерізу, задаючись деформацією крайнього стиснутого волокна бетону, яка відповідає максимальній несучій здатності елемента. Такі розрахункові передумови дають можливість легко визначити необхідну площу перерізу арматури, особливо при застосуванні комп'ютерної техніки.

Постановка мети і задач досліджень. Поставлено задачу розрахувати площу поперечного перерізу поздовжньої робочої арматури в стиснутому короткому залізобетонному елементі прямокутного перерізу згідно чинних норм та порівняти результати розрахунку з отриманими за попереднім нормативним документом. Вихідні дані: граничне значення розрахункового моменту від зовнішнього навантаження $M_{Ed} = 150 \text{ кН}\cdot\text{м}$, граничне значення розрахункового поздовжнього зусилля від зовнішнього навантаження $N_{ed} = 2000 \text{ кН}$, початковий ексцентриситет прикладання поздовжнього зусилля $e_0 = M_{Ed} / N_{ed} = 0,075 \text{ м} = 7,5 \text{ см}$ (лінія дії поздовжнього зусилля лежить в межах поперечного перерізу елемента, що відповідає першій формі рівноваги перерізу за [2]), розміри поперечного перерізу елемента $b = 20 \text{ см}$, $h = 50 \text{ см}$, клас бетону С16/20, клас арматури А500С, товщина захисного шару бетону $a_{s2} = a_{s1} = 4 \text{ см}$ (рис. 1).

Методика і результати досліджень. Розрахунковий опір бетону $f_{cd} = 11,5 \text{ МПа}$, деформація, яка відповідає розрахунковому опору бетону $\epsilon_{cl,cd} =$

$= 162 \cdot 10^{-5}$, розрахункове значення граничної деформації стиснутого бетону $\varepsilon_{cu1} = 359 \cdot 10^{-5}$ (табл. 3.1 [1]); характеристичне значення межі текучості арматури $f_{yk} = 500$ МПа (табл. 3.4 [2]), коефіцієнт надійності за матеріалом арматури $\gamma_s = 1,15$ (табл. 2.1 [1]); за формулою 3.15 [2] розрахункове значення межі текучості арматури

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s,$$

$f_{yd} = 434,8$ МПа. Модуль пружності арматури $E_s = 2,0 \cdot 10^5$ МПа (табл. 3.4 [2]), за формулою 3.16 [2] деформації, які відповідають розрахунковому значенню межі текучості арматури

$$\varepsilon_{s0} = f_{yd} / E_s,$$

$\varepsilon_{s0} = 217,4 \cdot 10^{-5}$. Деформації, які відповідають розрахунковому значенню межі міцності арматури $\varepsilon_{ud} = 0,02$ (табл. 3.4 [2]).

$$d = h - a_{s2},$$

$d = 46$ см. За методикою Бабича В.Є. – Савицького В.В. приймаємо максимальне значення коефіцієнта повноти епюри напружень в стиснутому бетоні $\omega_{max} = 0,8265$ для даного класу бетону (табл. Б.2 [4]); тут величина ω визначена за формулою 20 [4]:

$$\omega = \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^k. \quad (1)$$

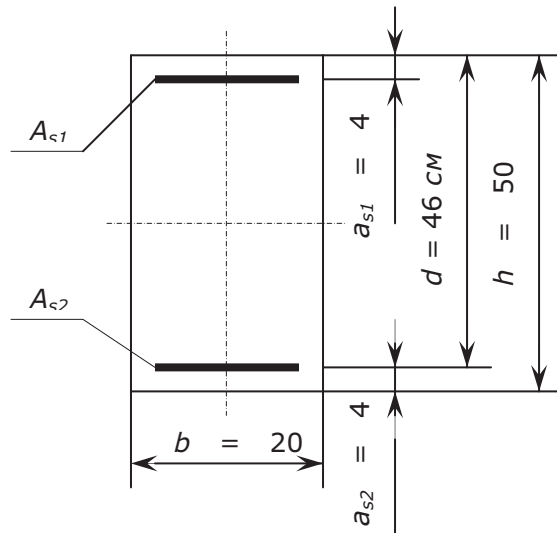


Рис.1. Схема поперечного перерізу елемента

Коефіцієнт відношення відносної деформації бетону, яка відповідає ω_{max} , до відносної деформації бетону при максимальному навантаженні $\gamma = \varepsilon_{c1} / \varepsilon_{c1,cd} = 1,76$ (табл. Б.2 [4]); звідси

$$\varepsilon_{c1} = \gamma \cdot \varepsilon_{c1,cd}, \quad (2)$$

$\varepsilon_{c1} = 285,1 \cdot 10^{-5}$. Коефіцієнт відносної несучої здатності нормального перерізу за стиснутою зоною бетону, який відповідає ω_{max} , $\beta = 0,459$ залежно від γ (табл. Б.1 [4]); тут величина β визначена за формулою 21 [4]:

$$\beta = \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^k. \quad (3)$$

Методом послідовних наближень знаходимо величину висоти стиснутої зони бетону, при якій відношення моменту від внутрішніх зусиль у поперечному перерізі до згинального моменту від зовнішнього розрахункового навантаження буде максимально близьким до одиниці. Таку задачу зручно виконувати в програмному середовищі *Excell*, попередньо прийнявши величину висоти стиснутої зони бетону на рівні

$$z = 0,5 \cdot d.$$

Таким чином, в нашому випадку значення $z = 54,50$ см; згідно гіпотези плоских перерізів деформації бетону і арматури (рис. 2):

$$\varepsilon_{c2} = \varepsilon_{c1} \cdot (z - h) / z = 23,5 \cdot 10^{-5}; \quad (4)$$

$$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{c1} \cdot (z - a_{s1}) / z = 264,2 \cdot 10^{-5}; \quad (5)$$

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{c1} \cdot (z - d) / z = 44,4 \cdot 10^{-5}. \quad (6)$$

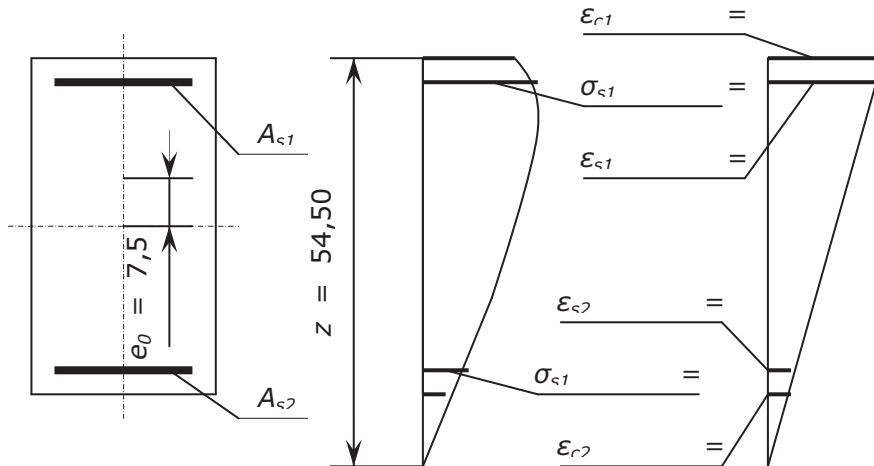


Рис. 2. Епюри деформацій і напружень в поперечному перерізі елемента

$\varepsilon_{s1} = 264,2 \cdot 10^{-5} < \varepsilon_{ud} = 0,02$, але більше, ніж $\varepsilon_{s0} = 217,4 \cdot 10^{-5}$. Тому за дволінійною діаграмою деформування арматурної сталі $\sigma_{s1} = f_{yd} = 434,8$ МПа. $\varepsilon_{s2} = 44,4 \cdot 10^{-5} < \varepsilon_{s0} = 217,4 \cdot 10^{-5}$. Тому за дволінійною діаграмою деформування арматурної сталі $\sigma_{s2} = \varepsilon_{s2} \cdot E_s = 88,9$ МПа. Зусилля в стиснутому бетоні в межах від нейтральної лінії до найбільш стиснутого волокна в межах поперечного перерізу

$$S_{c1} = \omega_{\max} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z = 1035,9 \text{ кН}. \quad (7)$$

Зусилля в стиснутому бетоні в межах від нейтральної лінії до крайнього найменш напруженого волокна поперечного перерізу

$$S_{c2} = f_{cd} \cdot b \cdot (z - h) \cdot \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{c1,cd}} \right)^k = 20,6 \text{ кН}, \quad (8)$$

де $a_1 = 3,0798$; $a_2 = -3,7184$; $a_3 = 2,2946$; $a_4 = -0,7533$; $a_5 = 0,09727$ – коефіцієнти для розрахунків за граничними станами першої групи для бетону класу С16/20 згідно [1].

Тоді з умови рівноваги внутрішніх зусиль у стиснутому бетоні і арматурі площа поперечного перерізу арматури за умови симетричного армування

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{N - S_{c1} + S_{c2}}{\sigma_{s1} + \sigma_{s2}} = 18,8 \text{ см}^2. \quad (9)$$

Момент від внутрішнього зусилля в стиснутому бетоні в межах від нейтральної лінії до найбільш стиснутого волокна поперечного перерізу відносно нейтральної лінії

$$M_{c1} = \beta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z^2 = 313,5 \text{ кН}\cdot\text{м}. \quad (10)$$

Момент від внутрішнього зусилля в стиснутому бетоні в межах від нейтральної лінії до крайнього найменш напруженого волокна поперечного перерізу відносно нейтральної лінії

$$M_{c2} = f_{cd} \cdot b \cdot (z - h)^2 \cdot \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \cdot \left(\frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{c1,cd}} \right)^k = 0,6 \text{ кН}\cdot\text{м}. \quad (11)$$

Момент від зусилля в більш напружених арматурних стержнях відносно нейтральної лінії

$$M_{s1} = \sigma_{s1} \cdot A_{s1} \cdot (z - a_{s1}) = 412,8 \text{ кН}\cdot\text{м}. \quad (12)$$

Момент від зусилля в менш напружених арматурних стержнях відносно нейтральної лінії

$$M_{s2} = \sigma_{s2} \cdot A_{s2} \cdot (z - d) = 14,2 \text{ кН}\cdot\text{м}. \quad (13)$$

Тоді з умови рівноваги моментів внутрішніх зусиль в поперечному перерізі відносно нейтральної лінії знаходимо розходження

$$\Delta = M_{c1} - M_{c2} + M_{s1} + M_{s2} - N_{ed} \cdot (z - h/2 + e_0) = 0,0 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Тобто, арматуру підібрано правильно.

Порівняємо отримані результати розрахунку з результатами за попередніми нормами проектування. Вихідні дані для розрахунку приймемо такими ж: $M = 150 \text{ кН}\cdot\text{м}$, $N = 2000 \text{ кН}$, $e_0 = M / N = 0,075 \text{ м} = 7,5 \text{ см}$, $b = 20 \text{ см}$, $h = 50 \text{ см}$, клас бетону В20, клас арматури АШв, $a_{s1} = a_{s2} = 4 \text{ см}$. $R_b = 11,5 \text{ МПа}$ (дод. 3 [5]), розрахунковий опір арматури на розтяг приймемо для чистоти дослідження таким самим, як і в попередньому прикладі – $R_s = 434,8 \text{ МПа} = R_{sc}$ (рис.3);

$$h_0 = h - a,$$

$$h_0 = 46 \text{ см}.$$

$$\omega = 0,85 - 0,008R_b,$$

$$\omega = 0,758; \sigma_{sR} = R_s = 434,8 \text{ МПа}; \sigma_{sc,u} = 400 \text{ МПа (при } \gamma_{b2} = 1); \text{ тоді}$$

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)},$$

$\xi_R = 0,567$; $\alpha_R = \xi_R \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi_R) = 0,406$; ексцентриситет прикладання поздовжнього зусилля відносно центру ваги менш напруженої арматури

$e = (e_0 + h/2 - a_{s1}) = 28,5 \text{ см}$. Тоді для випадку симетричного армування знаходимо величини:

$$\delta = \frac{a_{s1}}{h_0} = 0,087; \alpha_n = \frac{N}{R_b \cdot b \cdot h_0} = 1,890; \alpha_{m1} = \frac{N \cdot e}{R_b \cdot b \cdot h_0} = 1,171;$$

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n \cdot (1 - \alpha_n)}{1 - \delta} = 1,169; \xi = \frac{\alpha_n \cdot (1 - \xi_R) + 2 \cdot \alpha_s \cdot \xi_R}{1 - \xi_R + 2 \cdot \alpha_s} = 0,774.$$

Тоді площа поперечного перерізу стиснутої арматури

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{R_b \cdot b \cdot h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \xi \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi)}{1 - \delta} = 18,6 \text{ см}^2, \text{ що практично}$$

дорівнює раніше знайденій площі поперечного перерізу, знайденій з використанням деформаційної моделі (за діючими нормами проектування).

Висновки. Отримані результати розрахунків і величина розходження з результатами за відміненими нормами свідчать про прийнятність обох методик, перевага відміненої методики – більша простота, особливо при застосуванні ручних розрахунків, перевага нової методики – універсальність з огляду усунення емпірики, що є перевагою при розрахунку більш складних конструкцій, та можливість широкого застосування комп'ютерної техніки, при цьому варто зазначити, що для довгих стиснутих елементів необхідно розробити прийнятну методику врахування впливу гнучкості на несучу здатність елемента.

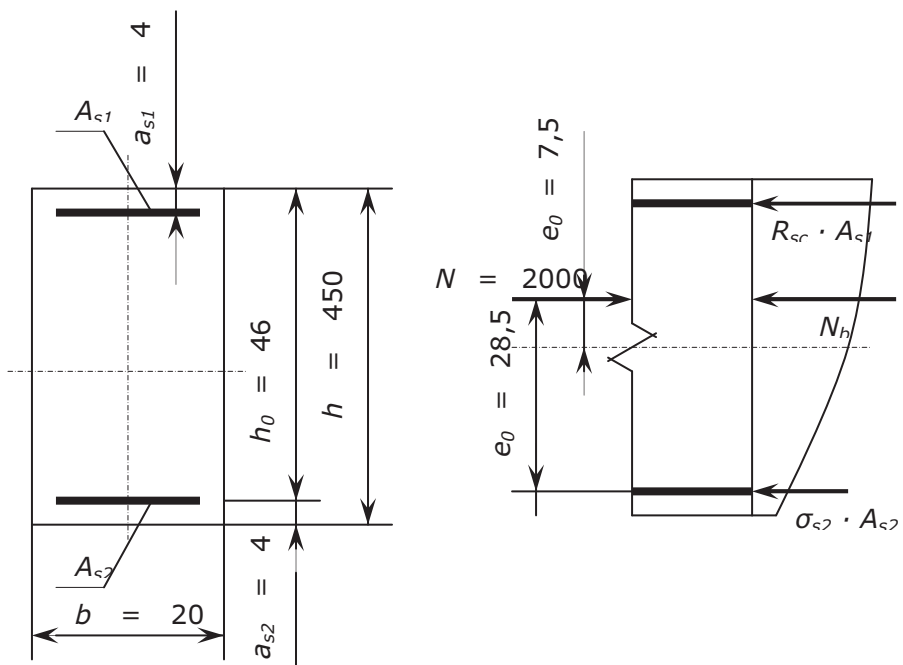


Рис. 3. Розрахункових переріз стиснутого елемента згідно розрахунку за старими нормами

1. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71с.
2. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2010. – 166 с.
3. Бабич Є.М. Розрахунок нерозрізних залізобетонних балок із використанням деформаційної моделі: Рекомендації / Бабич Є.М., Бабич В.Є., Савицький В.В. – Рівне: НУВГП, 2005. – 38 с.
4. Бабич В.Є., Савицький В.В. Методичні рекомендації до розрахунку несучої здатності нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів. – Рівне: НУВГП, 2012. – 28 с.
5. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс: Учеб. для вузов. – М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.