

НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ ПОШКОДЖЕНИХ ГНУЧКИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОЛОН

Клименко Є.В., д.т.н., професор,
klimenkoew57@gmail.com, ORCID: 0000-0002-4502-8504

Кос Ж., аспірант,
mailboxkos@gmail.com, ORCID: 0000-0002-4953-907X
Одеська державна академія будівництва та архітектури

Анотація. Проведені дослідження роботи стиснутих залізобетонних колон прямокутного перерізу та різної гнучкості, які отримали пошкодження в процесі експлуатації. На підставі результатів виконаного планування експерименту, проведених натурних лабораторних досліджень розроблена розрахункова модель указаних елементів.

Метод розрахунку базується на основних положеннях чинних норм та розширює їх дію на випадок, коли має місце складне навантаження, а саме: косий позацентровий стиск, що виник в результаті пошкодження бетону. При цьому враховується робота оголених арматурних стрижнів та вплив гнучкості на залишкову несучу здатність.

Ключові слова: натурні випробування, косий позацентровий стиск, пошкодження, експлуатація, розрахунок, залишкова несуча здатність.

Вступ. Залізобетон займає лідируючі позиції, як матеріал, що найчастіше використовується у будівельній галузі. Залізобетон, як будівельний матеріал, є одним з найбільш довговічних. Залежно від очікуваного експлуатаційного терміну і виду споруди він може експлуатуватися 100...150 і навіть більше років.

Проте, неправильна експлуатація і різні типи ушкоджень, що виникли в результаті впливу комбінації певних чинників: старіння конструкцій і перевищення нормативних термінів експлуатації, збільшення експлуатаційних навантажень, механічних, хімічних та інших впливів, може призвести до зниження рівня несучої здатності конструкції значно раніше проектного терміну. До основних причин зниження терміну експлуатації можна віднести збільшення навантажень на конструкцію в результаті реконструкції або технічного переоснащення підприємств, експлуатацію в умовах впливу агресивних середовищ, початкові помилки в проектуванні несучих елементів, механічні пошкодження, які найчастіше носять локальний характер, природний знос конструкцій.

Основною проблемою визначення технічного стану пошкоджених структурних елементів будівель є достовірне визначення їх залишкової несучої здатності.

У чинних нормативних документах відсутні конкретні рекомендації щодо розрахунку ушкоджених елементів. У зв'язку з цим виникає ряд проблем, які потребують вирішення. Однією з них є удосконалення і створення нових методів розрахунку та оцінювання несучої здатності пошкоджених залізобетонних елементів, тобто розрахунку їх залишкової міцності, на основі якої приймається та чи інша схема посилення.

Відомо, що існуюча методика розрахунку залізобетонних конструкцій за першою групою граничних станів має досить високу надійність і базується на експериментально-теоретичних дослідженнях, проведених для центрально- і позацентрово стиснутих елементів. Рекомендації щодо розрахунку несучої здатності позацентрово косостиснутих гнучких бетонних елементів в чинних нормах відсутні. Робота бетонних і залізобетонних конструкцій, у яких позацентрове стиснення реалізується в результаті пошкодження (несиметричного щодо головних осей поперечного перерізу), на даний час залишається невивченою.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Проведені протягом останніх років в Одеській державній академії будівництва та архітектури дослідження [1-8] роботи стиснутих і зігнутих пошкоджених в процесі експлуатації бетонних і залізобетонних конструкцій

дозволили описати їх напружено-деформований стан і розробити методику розрахунку залишкової несучої здатності

Однак, для стиснутих елементів розглядалися лише жорсткі елементи, вплив гнучкості на несучу здатність стиснутих елементів не враховувалося, що не дозволяє використовувати запропоновані методики визначення залишкової міцності для реального спектру конструкцій.

Мета дослідження. Розробити розрахункову модель визначення залишкової несучої здатності стиснутих пошкоджених залізобетонних елементів різної гнучкості прямокутного поперечного перерізу на підставі фактичного напружено-деформованого стану (НДС) конструкції.

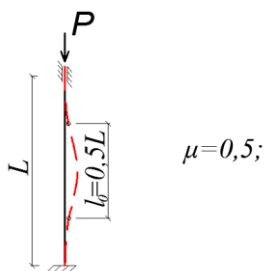
Основний матеріал. Для досягнення поставленої мети було виготовлено і випробувано 23 дослідних зразка із заздалегідь змодельованими ушкодженнями та 1 – без ушкодження [8]. В ході проведення експерименту було зроблено ряд важливих висновків. Так, із вибраних факторів варіювання найбільш вагомими виявилися саме параметри пошкодження елементів, а їх довжина впливає другорядно. Колона висотою 1,0 м, котра передбачена для аналізу, має гнучкість меншу, ніж при граничних умовах, тому таку колону можна вважати короткою. Зразки ж довжиною 1,75 м та 2,5 м мають гнучкість більше, за граничну, тому цю особливість необхідно обов'язково врахувати при їх розрахунку.

Лабораторний експеримент [8] проілюстрував схеми руйнування елементів і підтвердив, що найбільші деформації та напруження виникають саме у середньому по висоті пошкодженому перерізі, який ми і розглядаємо при розрахунку.

Важливим фактором, що впливає на несучу здатність є те, що у більшості випадків розглянутих пошкоджень наявні оголені арматурні стрижні. Випробування показали, що робота оголеної арматури дуже важлива, оскільки після втрати несучої здатності бетонної частини саме оголені стрижні, що згинаються, приймають на себе більшу частину навантаження на елемент. У більш пошкоджених елементах руйнування відбувається в середині елемента після максимального згину оголених стрижнів.

У 14 із 24 зразків виготовлених колон наявні оголені арматурні стрижні, у 3 зразків є стрижні, які знаходяться в зоні пошкодження без захисного шару. У 9 колонах оголений лише один з стиснутих стрижнів, а у 4 – оголені два стиснуті стрижні. Частина зразків має лінію руйнування розташовану близько до стрижнів, що також потребує врахування роботи такої арматури, оскільки відсутній достатній захисний шар бетону.

Оголена частина арматури представляє собою стрижень з жорстким закріпленням кінців, розрахункова схема представлена на рис. 1.



Виходячи із випадку закріплення кінців стрижня, коефіцієнт приведення довжини стрижня буде дорівнювати $\mu=0,5$. Чисельною характеристикою стійкості стрижня є значення Ейлерової сили:

$$P_e = \frac{\pi^2 EI_{\min}}{(\mu l)^2}; \quad (1)$$

де: E – модуль пружності матеріалу (сталі); $I_{\min}$ – мінімальний момент інерції поперечного перерізу стрижня відносно головних осей інерції; l – довжина стрижня.

Граничні напруження, що виникають у поперечному перерізі оголеного стрижня при дії Ейлерової сили визначимо скориставшись формулою (2):

$$\sigma_e = \frac{P_{\text{доп}}}{A_s}; \quad (2)$$

$$P_{\text{доп}} = \frac{P_e}{[n_y]}; \quad (3)$$

Рис. 1. Розрахункова схема оголеного стрижня

де: $[n_y]$ – нормативний коефіцієнт запасу стійкості. Для сталі він коливається у межах від 1,8 до 3;

A_s – площа перерізу арматурного стрижня.

На основі отриманих даних була створена розрахункова модель визначення залишкової несучої здатності пошкоджених конструкцій різної гнучкості. В своїй основі модель базується на основних передумовах чинних норм [9].

Основні передумови для розрахунку:

1. При розрахунку розглядається середній переріз елемента як той, в якому виникають найбільші напруження.
2. Приймається гіпотеза плоских перерізів, тобто після деформування переріз залишається плоским, а деформації змінюються лінійно по всій висоті перерізу.
3. Зразки висотою 1,0 м вважаємо короткими, гнучкість не враховується; в зразках з довжиною 1,75 м та 2,5 м вплив прогину пропонується врахувати шляхом множення моменту на коефіцієнт η , який знаходимо за методикою, що враховує зміну жорсткості у пошкодженій зоні.
4. Враховується робота оголених арматурних стрижнів шляхом введення коефіцієнтів, що враховують її гнучкість.
5. Напруження в стиснутій зоні бетону розподілені рівномірно і приймаємо рівними f_{cd} .
6. Зусилля у розтягнутій зоні повністю сприймаються арматурою, робота розтягнутого бетону у сприйнятті зовнішніх зусиль не враховується.
7. Напруження на розтяг в арматурі приймаємо не більше розрахункового опору на розтяг f_t , на стиск – не більше f_{yd} . Напруження в арматурі визначаються виходячи з положення нейтральної лінії та висоти стиснутої зони бетону.
8. Силкові площини зовнішньої і внутрішньої пари сил співпадають, або паралельні.

Пошкодження позацентрово стиснутих колон у загальному випадку призводить до необхідності врахування впливів другого порядку, для точного оцінювання несучої здатності таких елементів. Окремі пошкодження позацентрово стиснутих елементів призводить до повороту нейтральної лінії в перерізі та зміни жорсткості перерізу по довжині елемента. Це потребує додаткового врахування зусиль з площини дії моменту та урахування зміни жорсткості по довжині елемента. Розглянемо окремо визначення впливу цих факторів.

Розглянемо визначення критичної сили з урахуванням зміни жорсткості внаслідок пошкодження колони. На рис. 2 показано розрахункову схему залізобетонної колони із пошкодженням у середині, яке не призводить до повороту нейтральної лінії. Нехай, жорсткість колони непошкодженої частини D_1 , пошкодженої D_2 , при цьому $D_1 > D_2$. Така задача доволі просто вирішується за допомогою загально відомої теорії стійкості класичного опору матеріалів. Приведемо, її розв'язок.

Запишемо диференціальні рівняння зігнутої осі для кожної із частин колони:

$$\begin{cases} \frac{\partial^2 f_1(x_1)}{\partial x_1^2} + k_1^2 \cdot f_1(x_1) = 0; \\ \frac{\partial^2 f_2(x_2)}{\partial x_2^2} + k_2^2 \cdot f_2(x_2) = 0. \end{cases} \quad (4)$$

В системі (4):

$$k_1^2 = \frac{P}{D_1}; \quad k_2^2 = \frac{P}{D_2}; \quad D_1, D_2 - \text{жорсткість непошкодженої та пошкодженої частини колон,}$$

відповідно; P – стискаюча сила; $f_1(x_1)$, $f_2(x_2)$ – функція прогинів для відповідної ділянки; x_1 , x_2 – відповідні координати точок.

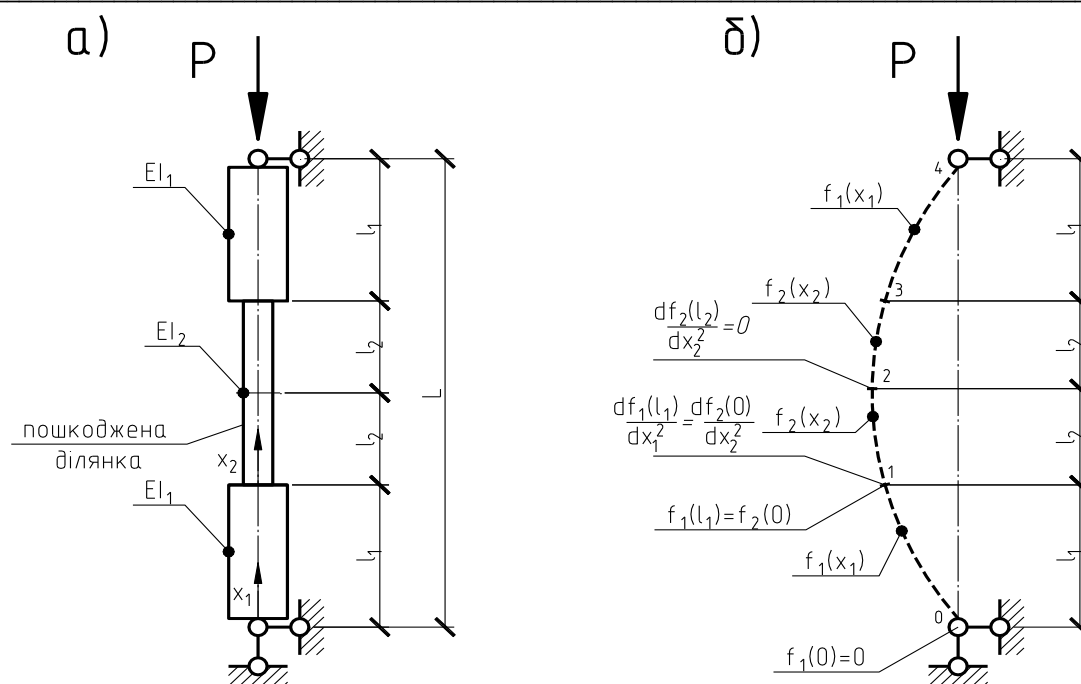


Рис. 2. До визначення критичної сили: а – розрахункова схема; б – граничні умови

Розв'язок системи (4) прийнято шукати у наступному вигляді:

$$\begin{cases} f_1(x_1) = A \cdot \sin(k_1 \cdot x_1) + B \cdot \cos(k_1 \cdot x_1); \\ f_2(x_2) = C \cdot \sin(k_2 \cdot x_2) + D \cdot \cos(k_2 \cdot x_2). \end{cases} \quad (5)$$

Запишемо крайові умови для стержня (рис. 2):

$$f_1(0) = 0; \quad (6)$$

$$f_1(l_1) = f_2(0); \quad (7)$$

$$\frac{\partial f_1(l_1)}{\partial x_1} = \frac{\partial f_2(0)}{\partial x_2}; \quad (8)$$

$$\frac{\partial f_2(l_2)}{\partial x_2} = 0. \quad (9)$$

Після нескладних перетворень (5), з урахуванням (8)-(9), одержимо систему однорідних лінійних рівнянь:

$$\begin{cases} B = 0; \\ A \cdot k_1 \cdot \cos(k_1 \cdot l_1) = C \cdot k_2; \\ A \cdot \sin(k_1 \cdot l_1) = D; \\ C \cdot \cos(k_2 \cdot l_2) - D \cdot \sin(k_2 \cdot l_2) = 0. \end{cases} \quad (10)$$

Після перетворень одержимо наступну матрицю:

$$\begin{vmatrix} k_1 \cdot \cos(k_1 \cdot l_1) - k_2 \\ \sin(k_1 \cdot l_1) \cdot \sin(k_2 \cdot l_2) + \cos(k_2 \cdot l_2) \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} A \\ C \end{vmatrix} = 0. \quad (11)$$

Оскільки \$A \neq 0\$ та \$C \neq 0\$, можна записати:

$$\begin{vmatrix} k_1 \cdot \cos(k_1 \cdot l_1) - k_2 \\ \sin(k_1 \cdot l_1) \cdot \sin(k_2 \cdot l_2) + \cos(k_2 \cdot l_2) \end{vmatrix} = 0. \quad (12)$$

Розв'язком (12) є трансцендентне рівняння, яке має наступний вигляд:

$$\frac{k_1}{\operatorname{tg}(k_1 \cdot l_1)} = k_2 \cdot \operatorname{tg}(k_2 \cdot l_2). \quad (13)$$

Введемо наступні позначення:

$$k_D = \frac{D_2}{D_1}, \quad k_l = \frac{2 \cdot l_2}{l}. \quad (14)$$

Тоді вираз (13) можна звести до наступного рівняння:

$$\sqrt{k_D} = \operatorname{tg} \left(\sqrt{\beta} \cdot \left(\frac{1 - k_l}{2} \right) \right) \cdot \operatorname{tg} \left(\sqrt{\beta} \cdot \frac{k_l}{2 \cdot \sqrt{k_D}} \right). \quad (15)$$

В такому випадку значення критичної сили можна знаходити за виразом:

$$P_{cr} = \beta \frac{D_1}{l^2}. \quad (16)$$

У виразі (14) значення коефіцієнта β , який враховує вплив пошкодження, визначається залежністю:

$$\beta = f(D_2 / D_1, 2l_2 / l). \quad (17)$$

Вираз (15) отримати у явному вигляді доволі складно. Для певних значень відповідних параметрів можна виконати табулювання. У таблиці 1 приведені значення коефіцієнта β за певних параметрів, ці значення отримані шляхом розв'язку рівняння (5).

Таблиця 1 – Значення коефіцієнта β

$k_D = \frac{D_2}{D_1}$	$k_l = \frac{2 \cdot l_2}{l}$					
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6
1	9.871	9.871	9.871	9.871	9.871	9.871
0.9	9.656	9.464	9.293	9.153	9.046	8.969
0.8	9.399	8.991	8.653	8.390	8.190	8.051
0.7	9.084	8.449	7.946	7.569	7.301	7.114
0.6	8.696	7.807	7.159	6.694	6.370	6.158
0.5	8.195	7.052	6.282	5.758	5.407	5.178

Користуватися таблицею не завжди зручно, а тому була виконана апроксимація даних в межах $k_D = \frac{D_2}{D_1} = 1 - 0.5$ та $k_l = \frac{2 \cdot l_2}{l} = 0.1 - 0.6$. Апроксимаційний вираз для знаходження β має наступний вигляд:

$$\beta = 0.423 + (11.82 \cdot k_D - 12) \cdot k_L + 10.380 \cdot k_D + -4.950 \cdot k_D^2. \quad (18)$$

Таким чином вплив прогину пропонується знаходити множенням відповідних моментів на коефіцієнти η_x , η_y , які визначаються за виразом:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{P}{P_{cr}}}, \quad (19)$$

де P_{cr} – умовна критична сила, що визначається за формулою (16).

Жорсткість перерізу без пошкоджень D_1 у відповідній площині визначається за виразом:

$$D_1 = K_c \cdot E_c \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s. \quad (20)$$

В даному випадку моменти інерції бетону і арматури I_c і I_s визначають окремо у кожній з площин елемента.

Коефіцієнти у формулі (19) визначають за виразами:

$$K_s = 0,7; \quad (21)$$

$$K_c = \frac{0,15}{\varphi_1(0,3 - \delta_e)}; \quad (22)$$

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} \geq 0,15; \quad (23)$$

$$e_0 = \frac{M}{N}. \quad (24)$$

У формулі (22) φ_1 – коефіцієнт, що враховує тривалість дії навантаження, для короточасних навантажень приймається рівним $\varphi_1=1$.

Порядок розрахунку наступний:

1. Визначаються параметри пошкодження $k_l = \frac{2 \cdot l_2}{l}$, $k_D = \frac{D_2}{D_1}$, у кожній з площин.
2. Визначається коефіцієнт розрахункової схеми елемента із пошкодженням β за таблицею 1, або виразом (18), також у кожній з площин.
3. Визначається значення критичної сили у кожній з площин $P_{cr} = \beta \frac{D_1}{l^2}$.
4. Вплив додаткового прогину встановлюється множенням відповідних моментів на коефіцієнти η_x , η_y .

Тут обрано підхід врахування прогину окремо в кожній з площин, для інженерної методики. Оскільки в колонах реальних будівельних конструкцій розрахункова довжина колон в площині та з площини, як правило, має різні значення. Тому визначення критичної сили повернутого перерізу не дозволить точно встановити розрахункову довжину колони.

Можна виділити два загальні випадки за типом обрису пошкодження: перший – коли кут нахилу пошкодження дорівнює нулю ($\gamma = 0^\circ$), пошкодження в цьому випадку будемо називати прямим (рис. 3, а) та другий – коли кут нахилу пошкодження не дорівнює нулю ($\gamma = 30^\circ; 60^\circ$), таке пошкодження будемо називати косими (рис. 3, б).

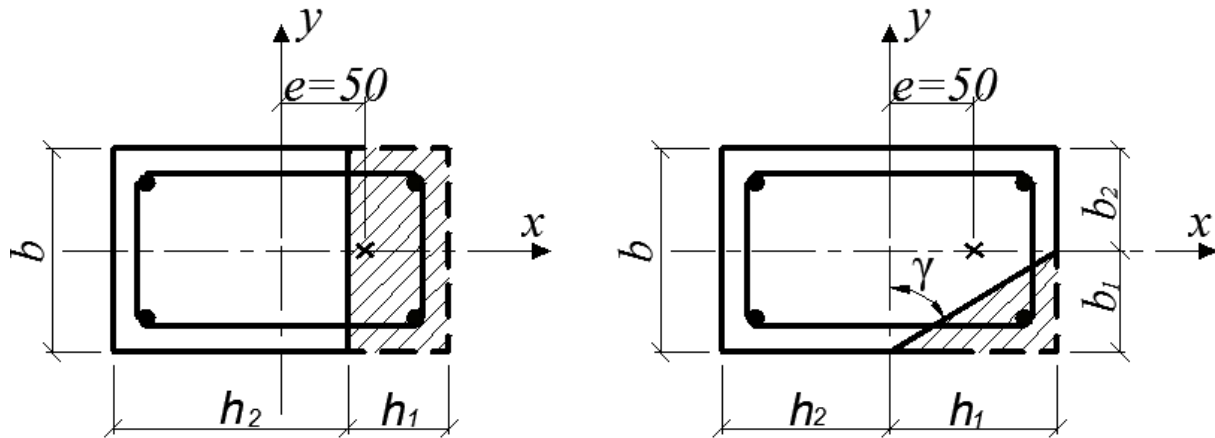


Рис. 3. Розрахункова схема: а – пряме пошкодження; б – косо пошкодження

При прямому пошкодженні (рис. 3, а) нейтральна лінія буде проходити паралельно лінії фронту пошкодження.

Рівняння рівноваги:

$$N - f_{cd} \cdot A_c - \sum_{i=1}^n \sigma_{s1-s4} \cdot A_{s1-s4} = 0; \quad (25)$$

$$N \cdot e - f_{cd} \cdot A_c \cdot x_c - \sigma_{s1-s2} \cdot A_{s1-s2} \cdot h_{01-02} + \sigma_{s3-s4} \cdot A_{s3-s4} \cdot a' = 0. \quad (26)$$

Та додаткове рівняння для визначення напружень в окремих стрижнях арматури:

$$\sigma_{si} = \frac{\sigma_{scu}}{1 - (\omega/1.1)} \cdot \left(\frac{w}{\xi_i} - 1 \right). \quad (27)$$

У результаті розрахунку отримуємо значення невідомих величин.

При косому пошкодженні під кутом γ відносно вісі y в непошкодженному перерізі (рис. 3, б) сила прикладається по осі x , але головні осі пошкодженого перерізу не співпадають ні з однією віссю не пошкодженого перерізу, а тому, нейтральна лінія не паралельна фронту пошкодження, а проходить під деяким кутом ϕ (рис. 4).

Першим рівнянням, як і у випадку прямого пошкодження, є рівняння рівноваги відносно осі x (28):

$$N - f_{cd} \cdot A_c - \sum_{i=1}^n \sigma_{s1-s4} \cdot A_{s1-s4} = 0; \quad (28)$$

Друге та третє рівняння – суми моментів відносно осей x та y (29), (30).

Інші невідомі знаходимо із умови паралельності площин дії моментів зовнішніх і внутрішніх сил – A точка прикладання зовнішньої сили (рис. 5), точка B – рівнодіюча стискаючих зусиль в бетоні і арматурі та точка C – рівнодіюча зусиль в розтягнутій арматурі повинні лежати на одній прямій. Четверте та п'яте рівняння є рівняння статичних моментів стиснутої зони бетону (31)-(32), їх складання можливе внаслідок прийняття гіпотези, що напруження рівномірні по площі (рис. 6).

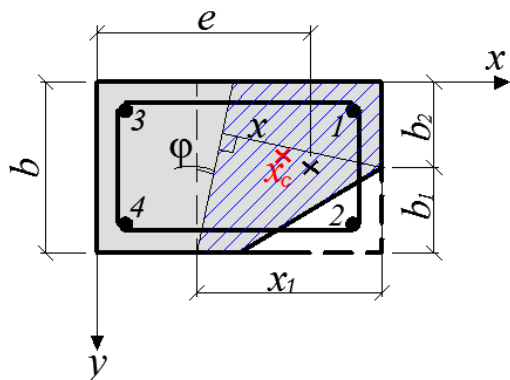


Рис. 4. Розрахунковий переріз колони з косим пошкодженням

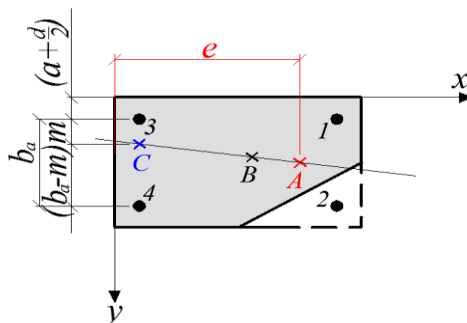


Рис. 5. Умова паралельності силових площин

$$N \cdot e - f_{cd} \cdot A_c \cdot x_c - \sigma_{s1-s2} \cdot A_{s1-s2} \cdot h_{01-02} + \sigma_{s3-s4} \cdot A_{s3-s4} \cdot a' = 0. \quad (29)$$

$$N \cdot \frac{b}{2} - \sigma_1 \cdot A_1 \cdot (a' + \frac{d}{2}) - \sigma_2 \cdot A_2 \cdot (b - a' - \frac{a}{2}) + \sigma_3 \cdot A_3 \cdot a + \sigma_4 \cdot A_4 \cdot (b - a' - \frac{d}{2}) - f_{cd} \cdot y_c = 0. \quad (30)$$

$$S_{x1} = A_1 y_1 - A_2 y_2; \quad (31)$$

$$S_{y1} = A_3 x_3 - A_4 x_4; \quad (32)$$

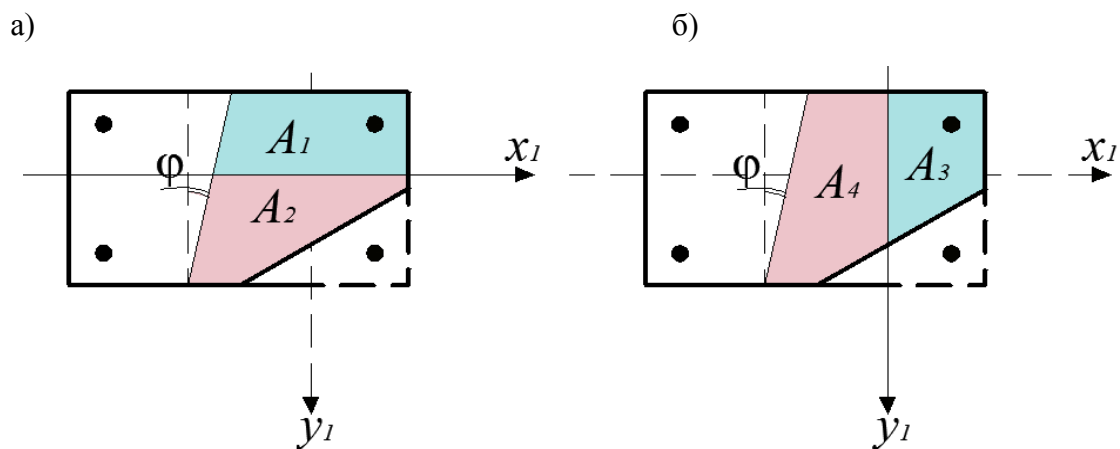


Рис. 6. Визначення статичних моментів стиснутої зони бетону:

а – відносно головної осі x_1 ; б – відносно головної осі y_1

Система рівнянь (28...32) розв'язувалася методом Ньютона, застосовувався пакет прикладних програм MATLAB та був створений алгоритм в Microsoft Office Excel.

В результаті розрахунку отримуємо значення залишкової несучої здатності пошкодженого в процесі експлуатації залізобетонного стиснутого елемента (з врахуванням його фактичної гнучкості).

Висновки:

1. В статті сформульовано основні передумови розрахунку пошкоджених стиснутих елементів різної гнучкості.
2. Наведено пропозиції врахування гнучкості пошкоджених елементів, що дозволить наблизити розрахунок до істинної роботи конструкції. Необхідно також враховувати роботу оголених арматурних стержнів.
4. Виділено основні розрахункові випадки і описані їх відмінності.
5. Розроблено метод розрахунку, який враховує умову паралельності силових площин.
6. Створена розрахункова модель визначення залишкової несучої здатності пошкоджених стиснутих елементів.
7. В подальшому необхідно розв'язати задачу визначення залишкової несучої здатності з врахуванням нелінійної роботи бетону.

Література

1. Клименко Е.В. Поврежденные бетонные сжатые конструкции: работа, расчет. / Е.В. Клименко, Г.М. Мустафа // Одесса: Одесский нац. ун-т им. И.И. Мечникова, 2014. – 169 с.
2. Клименко Е.В. Работа поврежденных железобетонных колонн / Е.В. Клименко, Т.А. Крутько // Одеса: Одеська державна академія будівництва та архітектури, 2014. – 137 с.
3. Klymenko Y.V. Approach to calculation of structural reliability and procedures for the evaluation of current state of construction / Y.V. Klymenko, M. Oreschkovitsch, Z. Kos // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса: ОДАБА, 2015. – Вип. 61. – С. 176-185.
4. Клименко Е.В. Исследование проблемы остаточного ресурса прочности поврежденных кирпичных внецентренно сжатых столбов / Е.В. Клименко, Е.С. Чернева, И.И. Гринева // Новые материалы, оборудование и технологии в промышленность: материалы меж. науч.-техн. конф. молод. ученых. – Могилев: Белорус.-Рос. ун-т, 2016. – С. 139.
5. Клименко Є.В. Технічні проблеми керування залишковим ресурсом об'єктів культурної спадщини / Є.В. Клименко // Збереження історичної забудови центра Одеси шляхом включення до основного списку всесвітньої спадщини ЮНЕСКО: Матеріали III і IV конференцій. – Одеса: ОДАБА, 2016. – С. 68-74.
6. Клименко Е.В. Общий метод определения остаточной несущей способности поврежденных железобетонных конструкций / Е.В. Клименко, Т.А. Крутько, А.М. Исмаель // Строительство, материаловедение, машиностроение // Сб. научн. трудов. – Дн-вск, ГВУЗ «ПГАСА», 2014. – Вып. 77. – С. 85-89.
7. Klymenko I. Damaged circular columns: research and calculation / I. Klymenko, M. Orešković // University Nord, Korpivnica/Varaždin and Odessa state academy of civil engineering and architecture. – P. 169.
8. Клименко Е.В. Экспериментальные исследования работы сжатых железобетонных поврежденных колонн различной гибкости / Е.В. Клименко, Ж. Кос, А.В. Павловський // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса: ОДАБА, 2017. – Вип. 66. – С. 35-40.
9. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування / Мінрегіонбуд України. – К., 2009. – 97 с.

References

1. Klymenko E.V., Mustafa G.M. Povrezhdennyye betonnyye szhatye konstrukcii: rabota, raschet. Odessa: Odesskij nac. un-t im. I.I. Mechnikova, 2014.
2. Klymenko E.V., Krutko T.A. Rabota povrezhdennykh zhelezobetonnykh kolonn. Odesa: Odeska derzhavna akademiya budivnictva ta arxitekturi, 2014.
3. Klymenko Y.V., Oreschkovitsch M., Kos Z. Approach to calculation of structural reliability and procedures for the evaluation of current state of construction. Visnik Odeskoї derzhavnoї akademii budivnictva ta arxitekturi. Odesa: ODABA, Vol. 61, pp. 176-185, 2015.
4. Klymenko E.V., Cherneva E.S., Grineva I.I. Issledovanie problemy ostatochnogo resursa prochnosti povrezhdennykh kirpichnykh vnecentrenno szhatykh stolbov. Novye materialy, oborudovanie i tekhnologii v promyshlennost: materialy mezh. Nauch.-texn. konf. molod. uchenykh. Mogilev: Belorus.-Ros. un-t, p. 139, 2016.
5. Klymenko Ye.V. Texnichni problemi keruvannya zalishkovim resursom ob'ektiv kulturnoї spadshhini. Zberezheniya istorichnoї zabudovi centra Odesi shlyaxom vklyuchennya do osnovnogo spisku vsesvitnoї spadshhini YUNESKO: Materiali III i IV konferencij. Odesa: ODABA, pp. 68-74, 2016.
6. Klymenko E.V., Krutko T.A., Ismael A.M. Obshhiy metod opredeleniya ostatochnoj nesushhej sposobnosti povrezhdennykh zhelezobetonnykh konstrukcij. Stroitelstvo, materialovedenie, mashinostroenie. Sb. nauchn. trudov. Dn-vsk, GVUZ «PGASA», Vol. 77, pp. 85-89, 2014.
7. Klymenko I., Orešković M. Damaged circular columns: research and calculation. University Nord, Korpivnica/Varaždin and Odessa state academy of civil engineering and architecture. P. 169.
8. Klymenko E.V., Kos Z., Pavlovskij A.V. Eksperimentalnye issledovaniya raboty szhatykh zhelezobetonnykh povrezhdennykh kolonn razlichnoj gibkosti. Visnik Odeskoї derzhavnoї akademii budivnictva ta arxitekturi. Odesa: ODABA, Vol. 66, pp. 35-40, 2017.
9. DBN V.2.6-98:2009. Konstrukciyi budynkiv i sporud. Betonni ta zalizobetonni konstrukciyi. Osnovni polozhennya proektuvannya. Minregionbud Ukrayiny. K., 2009.

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ПОВРЕЖДЁННЫХ ГИБКИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН

Клименко Е.В., д.т.н., профессор,
klimenkoew57@gmail.com, ORCID: 0000-0002-4502-8504

Кос Ж., аспирант,
mailboxkos@gmail.com, ORCID: 0000-0002-4953-907X
Одесская государственная академия строительства и архитектуры

Аннотация. Цель исследования – разработка расчетной модели определения остаточной несущей способности сжатых поврежденных железобетонных элементов различной гибкости прямоугольного поперечного сечения. В лаборатории было изготовлено и испытано 23 опытных образца с заранее смоделированными повреждениями и 1 – без повреждения. Из выбранных факторов варьирования, наиболее влияющими на несущую способность оказались параметры характеризующие повреждение элемента, длина элемента влияет второстепенно. Колонну высотой в 1,0 м можно считать короткой. Образцы же с длиной 1,75 м и 2,5 м имеют гибкость больше предельной, и эту особенность необходимо учесть в расчете.

Результаты лабораторного эксперимента показали схемы разрушения элементов и подтвердили, что наибольшие деформации и напряжения возникают именно в среднем поврежденном сечении.

Важным фактором, влияющим на несущую способность, является наличие обнаженных арматурных стержней в рассмотренных повреждениях. В образцах с большим уровнем повреждения происходило разрушение в середине высоты элемента после максимального сгиба обнаженных стержней. Числовой характеристикой устойчивости стержня есть Эйлера сила. Предложены выражения для определения предельных напряжений в обнаженных стержнях.

Создана расчетная модель определения остаточной несущей способности поврежденных конструкций различной гибкости. В своей основе модель базируется на основных предпосылках действующих норм.

Влияние повреждений учитывается коэффициентом β . В поврежденных внецентренно сжатых колоннах в общем случае необходимо учитывать влияния второго порядка. Повреждения внецентренно сжатых элементов приводит к повороту нейтральной линии в сечении и изменения жесткости сечения по длине элемента, это требует учета влияния повреждения и даёт возможность найти η (коэффициент учитывающий влияние гибкости на остаточную несущую способность). Для определения коэффициента η получена система однородных линейных уравнений.

В статье представлено два обобщенных вида повреждения по типу очертания: прямой – когда угол наклона фронта повреждений равен нулю и косой – когда угол наклона фронта повреждений не равен нулю.

В прямом типе повреждения нейтральная линия проходит параллельно линии фронта повреждения. Полученные два уравнения равновесия и дополнительная зависимость дают возможность получить значения неизвестных величин для определения напряжений в отдельных стержнях арматуры.

В косом типе повреждения (с углом γ) главные оси поврежденного сечения не совпадают ни с одной осью неповрежденного сечения, а потому, нейтральная линия не параллельна фронту повреждения, а проходит под некоторым углом ϕ . Первым уравнение равновесия относительно оси x , второе и третье уравнения – суммы моментов относительно осей x и y . Другие неизвестные вычисляются из условия параллельности плоскостей и действия моментов внешних и внутренних сил. Четвертое и пятое уравнения являются уравнениями статических моментов сжатой зоны бетона, их составление возможно вследствие принятой гипотезы, о том что напряжения равномерны по площади сжатой зоны.

Система уравнений решалась методом Ньютона. В результате расчета получено значение остаточной несущей способности поврежденного в процессе эксплуатации железобетонного сжатого элемента (с учетом его фактической гибкости).

Ключевые слова: лабораторные испытания, косое внецентренное сжатие, повреждения, эксплуатация, расчет, остаточная несущая способность.

BEARING CAPACITY OF DAMAGED FLEXIBLE REINFORCED CONCRETE COLUMNS

Klymenko I., Doctor of Engineering Science, Professor,
klimenkoew57@gmail.com, ORCID: 0000-0002-4502-8504

Kos Ž., graduate student,
mailboxkos@gmail.com, ORCID: 0000-0002-4953-907X
Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture

Abstract. The aim of the study is to develop a calculation model for determining the residual bearing capacity of compressed damaged reinforced concrete elements pre-modeled simulated damage and 1 without damage were manufactured and tested. From the selected factors of variation, the parameters characterizing the damage to the element turned out to be the most influencing on

the bearing capacity, the element length is secondary. The column with a height of 1.0 m can be considered short. Samples with a length of 1.75 m and 2.5 m have more flexibility than the limit, and this feature must be taken into account in the calculation.

The results of a laboratory experiment showed a scheme of damage to elements and confirmed that the maximum strain and stress occur in the middle of a damaged section.

An important factor affecting the carrying capacity is the presence of exposed reinforcing bars in the considered damage. In samples with a high level of damage, destruction occurred in the middle of the element height after maximum bending of the exposed rods. The numerical characteristic of the stability of a rod is the Euler force. Expressions for determining the limiting stresses in exposed rods are proposed.

To determine the residual bearing capacity of damaged structures of various flexibility, the calculation model was created. At its core, the model based on the basic premises of the existing building codes.

The effect of damage is taken into account by a factor of β . In damaged eccentrically compressed columns, it is generally necessary to take into account second-order effects. Damage in the eccentrically compressed elements leads to the rotation of the neutral line and to a change in the stiffness of the cross section along the length of the element, this requires taking into account the effect of damage and makes it possible to find a coefficient η that takes into account the effect of flexibility on the residual load capacity. To determine the coefficient η , a system of homogeneous linear equations is obtained.

The article presents two generalized types of damage according to the type of shape: direct damage – when the angle of inclination of damage is zero, and oblique damage – when the angle of inclination of damage is not zero.

In the direct damage type, the neutral line runs parallel to the damage front line. The obtained two equilibrium equations and an additional dependence make it possible to obtain values of unknown quantities for determining stresses in individual bars of the reinforcement.

In an oblique type of damage (with angle γ), the main axes of the damaged section do not coincide with any axis of the intact section, and therefore, the neutral line is not parallel to the damage front, but passes at an angle φ . The first equation of equilibrium in reference to the x axis, the second and third equations are the sums of moments in reference to the x and y axes. Other unknowns are calculated from the condition of parallelism of the planes and the action of the moments of external and internal forces. The fourth and fifth equations are the equations of the static moments of the compressed zone of concrete, their preparation is possible due to the accepted hypothesis that the stresses are uniform over the area of the compressed zone.

The system of equations was solved by the Newton method. As a result of the calculation, the value of the residual bearing capacity of the reinforced concrete compressed element damaged during operation (taking into account its actual flexibility) was obtained.

Keywords: laboratory tests, oblique eccentric compression, damages, operation, calculation, residual bearing capacity.

Стаття надійшла 3.09.2018