

Я. З. Бліхарський, Р. Є. Хміль\*, П. Ф. Холод\*  
Національний університет "Львівська політехніка",  
кафедра автомобільних доріг та мостів,  
\*кафедра будівельних конструкцій та мостів

## РОЗРАХУНОК ЗА ДЕФОРМАЦІЙНОЮ МОДЕЛЛЮ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОЛОН, ПІДСИЛЕНИХ ВУГЛЕЦЕВОЮ СТРИЧКОЮ

© Бліхарський Я. З., Хміль Р. Є., Холод П. Ф., 2016

Для розрахунку підсиленних карбоновими стрічками позацентрово стиснутих залізобетонних колон розроблено пропозиції, які ґрунтуються на методиці розрахунку згідно з рекомендаціями НДІБК та Sika [7] на базі деформаційної моделі розрахунку згідно з нормами [34]. Для визначення додаткового ексцентриситету за рахунок вигину вводиться коефіцієнт гнучкості, який виведено з використанням залежностей Eurocode 2 [84]. Запропоновано алгоритм розрахунку для підсиленних при початковому рівні навантаження колон. У розробленій методиці розрахунку на основі [34, 84] запропоновано методологію врахування включення в роботу карбонової стрічки підсилення.

За несучою здатністю підсиленних колон при досягненні деформацій текучості основної арматури розбіжність теоретичних результатів з експериментальними становить 5.65–7.5 % у бік заниження розрахункових величин. Розбіжність розрахункової несучої здатності колон з експериментальною за критерієм досягнення граничних деформацій стиску бетону становить 8.35–9 % у бік заниження теоретичних величин порівняно з експериментальними. Розрахунок несучої здатності позацентрово стиснутих колон за цією методикою дає задовільні результати, при цьому теоретичні величини міцності є меншими від експериментальних, отже, можна рекомендувати запропоновану методику розрахунку до використання.

**Ключові слова:** позацентрово стиснуті залізобетонні елементи, композитні матеріали, підсилення під навантаженням, CFRP, несуча здатність, методика розрахунку.

In this paper for calculation of reinforced concrete columns strengthened with carbon laminate with suggestions based on the method of calculation according to the recommendations NIISK and Sika on the basis of deformation model calculation according to regulations. To determine the additional eccentricity introduced by bending flexibility factor, which is derived using in Eurocode 2. The algorithm for calculating strengthened at the primary level loading columns. In the developed method of calculation based on proposed a methodology to take account of the inclusion of work carbon laminate reinforcement.

For Strengthening effect by main reinforcement's yield state different of theoretical results with experimental is 5.65–7.5 % towards lowering the theoretical values. The discrepancy between the theoretical bearing capacity of columns with experimental for limit compressive strain of concrete is 8.35–9 % towards underestimation of experimental theoretical values. Calculation of load capacity noncentral compressed columns by method gives satisfactory results with theoretical values of strength is less than the experimental, allowing you to recommend the proposed method of calculation to use.

**Key words:** noncentral compressed reinforced concrete elements, composite, strengthening under load, CFRP, bearing capacity, methodology of calculation.

**Вступ.** Сьогодні згідно з чинними нормами [1–3] всі залізобетонні елементи в Україні потрібно розраховувати на основі деформаційної моделі [2]. Вона ґрунтується на тому, що:

- використовують рівняння рівноваги зовнішніх і внутрішніх зусиль у нормальному перерізі;
- розподіл деформацій за висотою перерізу приймають за лінійним законом (справедливість гіпотези плоских перерізів);
- зв'язок між осьовими напруженнями і відносними деформаціями бетону і арматури приймають у вигляді повних діаграм стану (деформування) бетону і арматури;
- розрахункового опору бетону розтягнутої зони не враховують;
- епюру напружень у стиснутій зоні приймають спрощеною прямокутною або ближчою до дійсної криволінійною.

На основі цих положень приймають вихідні дані для розрахунку згинальних, стиснутих чи позациентрово стиснутих залізобетонних елементів – як невідсилених, так і відсилених накладеними стрічками.

Для ширшого використання в Україні вуглепластикових стрічок і полотен як додаткового зовнішнього армування для підсилення залізобетонних конструкцій необхідна достатня кількість експериментально-теоретичних досліджень та створення на основі чинних нормативних документів оптимальної методики розрахунку.

**Мета досліджень.** Метою роботи є розроблення та апробування методики розрахунку параметрів напружено-деформованого стану для позациентрово стиснутих залізобетонних колон, відсилених карбоновою стрічкою, згідно з чинними нормами проектування.

**Експериментальні дослідження позациентрово-стиснутих колон.** Для реалізації поставленої мети було виготовлено дослідні залізобетонні колони розмірами 2200×180×140 мм. По обидва боки колони влаштовано консольні виступи для передачі навантаження. Армування симетричне арматурою класу А400С Ø12мм.

Відсилені зразки зміцнювали стрічкою Sika Carbodur S512 завширшки 25 мм. Стрічку наклеювали на верхню розтягнуту грань колони (див. рис. 2). Для анкерування стрічки по консолях колони використано тканину SikaWrap завширшки 15 см.

Для визначення характеристик міцності та деформативності залізобетонних колон було проведено їхнє випробування на позациентровий стиск до руйнування. Маркування колон прийнято КЗ-1.1 та КЗ-1.2, КПС-1.3 та КПС-1.4, де КЗ – колона звичайна, КПС – колона відсилена стрічкою. Перша цифра вказує на номер серії, а друга – на номер зразка.

Навантаження колон прикладали зосередженою силою, прикладеною з ексцентриситетом  $e=150$  мм. Крок навантаження 10 кН, витримка 10 хв, зняття показів тривало 5 хв. Прикладення навантаження створювали за допомогою гідравлічного домкрата через плунжерну пару на спеціально підготовленому стенді.

Детальніше про матеріали, методику виконання відсилення та експериментальні випробування дослідних зразків у [4, 5].

**Методика визначення несучої здатності дослідних колон за деформаційною моделлю.** Розраховували несучу здатність позациентрово стиснутих залізобетонних колон за чинними нормами [2, 3], в основу розрахунку яких покладено нелінійну деформаційну модель, яка використовує нелінійну діаграму руйнування бетону  $S - e$  та дволінійну діаграму арматури  $S - e$  і побудована за ітераційним методом.

Розрахунок виконують, приймаючи такі передумови:

- приймається гіпотеза плоских перерізів – деформації за висотою перерізу розподіляються за лінійним законом;
- розрахунковим приймається усереднений переріз, у якому найбільший приріст деформацій;
- у розрахунках приймають зв'язок між напруженням і відносними деформаціями бетону і арматури у вигляді діаграм  $S - e$ , при цьому для бетону ця залежність є нелінійною, а для арматури дволінійною;
- опір розтягнутої зони бетону не враховується.

При розрахунку позациентрово стиснутих залізобетонних елементів з великими ексцентриситетами прямокутної форми, до яких належать позациентрово стиснуті залізобетонні колони, які досліджуються в даній роботі, згідно з нормами приймали такі рівняння рівноваги зовнішніх сил та внутрішніх зусиль у нормальному перерізі (як для перерізу, в якому є зона розтягу) для непідсилених зразків:

$$\frac{b \cdot f_{cd}}{\bar{c}} \cdot \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \cdot g^{k+1} + \sum_{i=1}^n s_{si} \cdot A_{si} - N = 0, \quad (1)$$

$$\frac{b \cdot f_{cd}}{\bar{c}^2} \cdot \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \cdot g^{k+2} + \sum_{i=1}^n s_{si} \cdot A_{si} \cdot (x_1 - z_{si}) - M = 0. \quad (2)$$

Для підсилених вуглецевою стрічкою:

$$\frac{b \cdot f_{cd}}{\bar{c}} \cdot \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \cdot g^{k+1} + \sum_{i=1}^n s_{si} \cdot A_{si} + \sum_{i=1}^n s_{fi} \cdot A_{fi} - N = 0, \quad (3)$$

$$\frac{b \cdot f_{cd}}{\bar{c}^2} \cdot \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \cdot g^{k+2} + \sum_{i=1}^n s_{si} \cdot A_{si} \cdot (x_1 - z_{si}) + \sum_{i=1}^n s_{fi} \cdot A_{fi} \cdot (x_1 - z_{fi}) - M = 0, \quad (4)$$

де  $b$  – ширина поперечного перерізу розрахункового елемента;  $f_{cd}$  – розрахункова міцність бетону на стиск;  $\bar{c}$  – кривизна вигнутої осі в перерізі;  $\bar{c}$  – відносна кривизна;  $a_k$  – коефіцієнти полінома;  $g$  – відношення деформацій бетону стиснутої зони до граничних деформацій бетону стиснутої зони;  $s_{si}$  – напруження в  $i$ -й арматурі;  $A_{si}$  – площа поперечного перерізу  $i$ -ї арматури;  $s_{fi}$  – напруження в  $i$ -му шарі додаткової арматури (карбонової стрічки);  $A_{fi}$  – площа поперечного перерізу  $i$ -го шару додаткової арматури (карбонової стрічки);  $x_1$  – висота стиснутої зони бетону;  $z_{si}$  – відстань  $i$ -го стрижня арматури до найбільш стиснутої грані перерізу;  $z_{fi}$  – відстань  $i$ -го шару додаткової арматури (карбонової стрічки) до найбільш стиснутої грані перерізу.

Розрахункові перерізи позациентрово стиснутих колон з підсиленням наведено на рис. 1

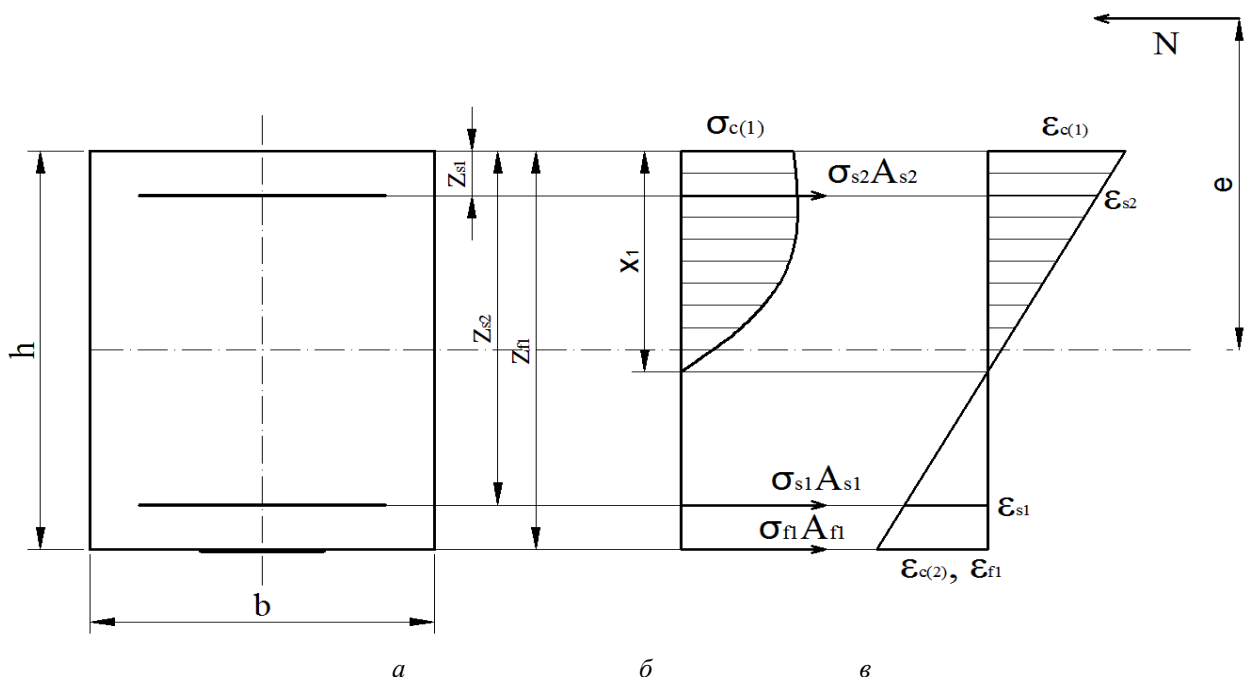


Рис. 1. Розрахунковий переріз позациентрово стиснутого елемента прямокутного перерізу з підсиленням: а – поперечний переріз елемента; б – еюра напружень; в – еюра деформацій

Приймаємо, що деформації додаткової арматури (карбонової стрічки)  $e_{fi}$  дорівнюють усередненим деформаціям розтягнутої фібри бетону  $e_{c(2)}$ , оскільки вони знаходяться на одному рівні, як показано на рис. 1.

Кривизна вигнутої осі в перерізі:

$$c = \frac{1}{r} = \frac{(e_{c(1)} - e_{c(2)})}{h}. \quad (5)$$

Відношення деформацій бетону стиснутої зони до граничних деформацій бетону стиснутої зони:

$$g = \frac{e_{c(1)}}{e_{c1}}. \quad (6)$$

Висота стиснутої зони бетону:

$$x_1 = \frac{e_{c(1)}}{c}. \quad (7)$$

Відносна кривизна:

$$\bar{c} = \frac{c}{e_{c1}}, \quad (8)$$

де  $e_{c(1)}$  – деформації бетону стиснутої фібри;  $e_{c(2)}$  – осереднені деформації розтягнутої фібри бетону. Напруження в  $i$ -му шарі арматури при пружній роботі визначали за формулою:

$$s_{si} = e_{si} \cdot E_{si}, \quad (9)$$

а при досягненні межі текучості:

$$s_{si} = f_{yd}. \quad (10)$$

Деформації, згідно з гіпотезою плоских перерізів, визначали за формулою:

$$e_{si} = c \cdot (x_1 - z_{si}). \quad (11)$$

Згідно з [6] напруження в  $i$ -му шарі додаткової арматури (карбонової стрічки) на всьому діапазоні деформації її  $0 < e_f < e_{fu}$  визначали за формулою:

$$s_{fi} = e_{fi} \cdot E_{fi}, \quad (12)$$

а деформації визначали відповідно:

$$e_{fi} = c \cdot (x_1 - z_{fi}). \quad (13)$$

У рівняннях 2 та 4, згідно з [3], для визначення розрахункового моменту використовували формулу:

$$M = N \cdot (x_1 - y + e_0), \quad (14)$$

де  $y$  – відстань від найбільш стиснутої фібри до центра ваги перерізу;  $e_0$  – початковий ексцентриситет;  $x_1$  – висота стиснутої зони бетону;  $y$  – від найбільш стиснутої фібри до центра ваги перерізу.

У [3, додаток А] є уточнена формула для визначення діючого моменту:

$$M = N \cdot h \cdot (x_1 - y + e_0), \quad (15)$$

де  $h$  – коефіцієнт, який враховує гнучкість стиснутого елемента.

Проте в чинних нормах [30] не вказано, як обчислювати коефіцієнт, який враховує гнучкість елемента  $h$ . Для його обчислення можна скористатись формулою, яку наведено у попередніх нормах [7]:

$$h = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}, \quad (16)$$

де  $N$  – розрахункове значення повздовжньої сили;  $N_{cr}$  – умовна критична сила, яку обчислюють за формулою:

$$N_{cr} = \frac{6.4E_b I}{j l_0^2} \left( \frac{0.11}{0.1 + d_e} + 0.1 \right). \quad (17)$$

Деталі розрахунку критичної сили описано в [7].

У європейських нормах [8] розрахунковий момент дорівнює сумі моментів першого порядку і номінального моменту другого порядку, який виникає внаслідок вигину елемента (за деформованою схемою). Сумарний момент розраховують за формулою:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2, \quad (18)$$

де  $M_{0Ed}$  – момент першого порядку;  $M_2$  – номінальний момент другого порядку, який обчислюють за формулою:

$$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2, \quad (19)$$

де  $N_{Ed}$  – розрахункове значення повздовжньої сили;  $e_2$  – додатковий ексцентриситет внаслідок вигину, який дорівнює:

$$e_2 = \frac{1}{r} \cdot \frac{l_0^2}{c}, \quad (20)$$

де  $\frac{1}{r}$  – кривизна;  $l_0$  – розрахункова довжина;  $c$  – коефіцієнт, що залежить від розподілу кривизни.

Рекомендується приймати  $c = p^2 \approx 10$ .

Використовуючи викладені в Eurocode 2 [8] пропозиції, можна вивести формулу для обчислення коефіцієнта гнучкості елемента  $h$ , використовуючи формули, подані у нормах [8]:

$$h = \frac{e_2}{e_0} + 1 = \frac{1}{r} \cdot \frac{l_0^2}{c \cdot e_0} + 1 = \frac{c \cdot l_0^2}{c \cdot e_0} + 1, \quad (21)$$

де  $e_0$  – початковий ексцентриситет.

Блок-схеми розрахунку за деформаційною моделлю напружено-деформованого стану позацентрово стиснутих залізобетонних елементів, підсилених без початкового рівня навантаження, наведено на рис. 2.

Послідовність розрахунку параметрів напружено-деформованого стану нормального перерізу виконували згідно з [3, додаток А]. Він полягає у тому, що на кожному етапі ітераційного розрахунку визначали величини відносних усереднених деформацій розтягнутої фібри бетону  $e_{c(2)}$  за попередньо заданою величиною деформацій стиснутої фібри бетону  $e_{c(1)}$ . У рівняннях (1) та (3) підбирали значення повздовжньої сили таке, щоб виконувались умови рівноваги (2) та (4). У разі досягнення заданої точності розрахунку при заданій величині деформацій розрахунок припиняли, визначали відповідне значення повздовжньої сили за рівняннями (1) та (3). Потім при заданій величині деформацій стиснутої фібри  $e_{c(1)}$  їх збільшували на величину  $\Delta e_{c(1)}$  та повторювали розрахунок до виконання умови  $e_{c(1)} \geq e_{cu1}$ , яку було прийнято як критерій вичерпання несучої здатності залізобетонних колон внаслідок досягнення найбільш стиснутої фібри бетону граничних значень. Після завершення розрахунку одержували деформації стиснутої та розтягнутої фібри бетону, основної арматури, у підсилених зразках додаткової арматури (карбонової стрічки), кривизну вигнутої осі в нормальному перерізу, величину додаткового ексцентриситету внаслідок вигину залізобетонної колони при відповідному значенню повздовжньої осьової сили.

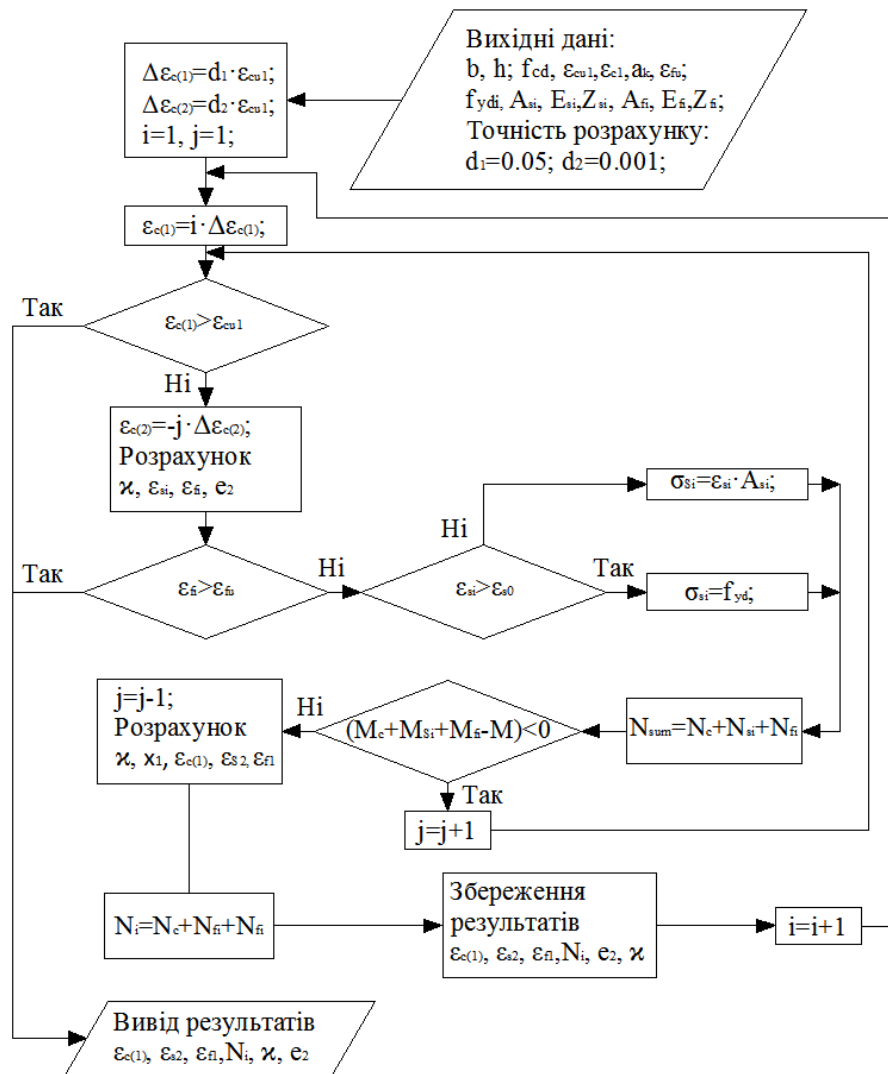


Рис. 2. Блок-схема розрахунку напружено-деформованого стану нормального перерізу залізобетонного позациентрово стиснутого підсиленого елемента

У разі перевищення деформацій  $e_{c(1)}$  граничних значень  $e_{cu1}$  ітерацією уточнювали величину навантаження, при якому  $e_{c(1)} = e_{cu1}$ . Це значення приймають за навантаження, за якого вичерпується несуча здатність залізобетонних колон для порівняння з визначеними під час виконання експериментальних досліджень.

При розрахунку позациентрово стиснутих колон використовували такі вихідні дані для розрахунку, прийняті у цій роботі під час виконання експериментально-теоретичних досліджень:

- параметри перерізу (ширина і висота):  $b = 140$  мм.,  $h = 180$  мм;
- початковий ексцентриситет прикладання поздовжньої сили від центру ваги перерізу  $e_0 = 150$  мм;
- параметри бетону С30/35:  $f_{cd} = 25.5$  МПа;  $e_{cu,1} = 0,0031$ ;  $e_{cu,3} = 0,00293$ ;  $e_{c1} = 0,00172$ ;
- для даного класу бетону згідно з [3, додаток Д] коефіцієнти полінома:
- $a_1 = 2.6219$ ,  $a_2 = -2.425$ ,  $a_3 = 0.98327$ ,  $a_4 = -0.17908$ ,  $a_5 = -0.00107$ ;
- параметри арматури 2Ø12 А500С:  $f_{yd} = 570$  МПа;  $E_s = 200000$  МПа;  $A_s = 226$  мм<sup>2</sup>,  
 $z_{s1} = 26...36$  мм,  $z_{s2} = 138...154$  мм;

– параметри додаткової композитної арматури (карбонової стрічки) для зразків 1-ї серії (підсилені стрічкою завширшки 25 мм): товщина  $t = 1.2$  мм,  $f_{fd} = 2080$  МПа;  $E_S = 160000$  МПа;  $A_S = 25 \cdot 1.2 = 30$  мм<sup>2</sup>,  $z_{s1} = 180.6$  мм;

За цими параметрами виконували теоретичні розрахунки залізобетонних колон для порівняння їх результатів з експериментально встановленими у цій роботі.

**Аналіз результатів розрахунку.** Порівняльний аналіз розрахункових і експериментальних величин деформації та несучої здатності колон показує, що використовуючи формулу (14) згідно з [3] для визначення згинального моменту, результати розрахунку дали завищені порівняно з експериментальними значення несучої здатності колон, при цьому основна арматура не досягала межі текучості. При використанні формули (15) та підставивши значення коефіцієнта гнучкості з (16) у результаті отримали більш наближені значення, проте так само дещо вищі від експериментальних. Задовільну збіжність дали результати, які використовують формули (15) та значення коефіцієнта гнучкості (21), виведеного з використанням залежностей Eurocode 2 [8], тобто:

$$M = N \cdot h \cdot (x_1 - y + e_0) = N \cdot \left( \frac{c \cdot l_0^2}{c \cdot e_0} + 1 \right) \cdot (x_1 - y + e_0). \quad (23)$$

Результати розрахунку подано нижче в графіках та таблицях.

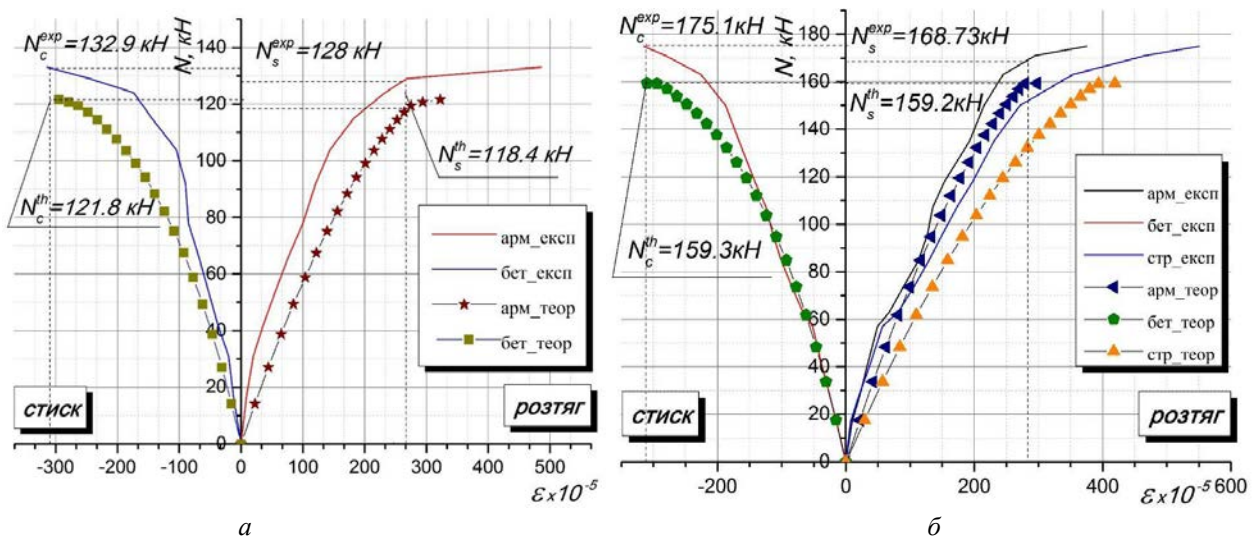


Рис. 3. Графіки розрахункових величин деформацій розтягнутої основної арматури (арм\_теор), додаткової арматури (стр\_теор) та стиснутого бетону (бет\_теор) порівняно з експериментально визначеними усередненими деформаціями розтягнутої основної арматури (арм\_експ), додаткової арматури (стр\_експ) та стиснутого бетону (бет\_експ) колон КЗ-0.1 та КЗ-0.2 (а), КПС-1.3 та КПС-1.4 (б)

У колонах КЗ-0.1 та КЗ-0.2 згідно з теоретичним розрахунком (рис. 3, а) після досягнення деформацій межі текучості ( $\epsilon_s = 280 \cdot 10^{-5}$ ) основної арматури відбулось при  $N_s^{th} = 118.4$  кН (рис. 3) подальше навантаження супроводжувалось значним приростом деформацій арматури і бетону. Навантаження, при якому стиснутий бетон досяг граничних деформацій ( $\epsilon_{cu1} = 310 \cdot 10^{-5}$ ), становило  $N_c^{th} = 121.8$  кН, що нижче ніж експериментальні значення на 8.35 %.

У колонах КПС-1.3 та КПС-1.4, згідно з теоретичним розрахунком (рис. 3, б), навантаження, за якого деформації основної арматури досягли межі текучості ( $\epsilon_y = 280 \cdot 10^{-5}$ ), становило  $N_s^{th} = 159.2$  кН, що менше на 9.7 кН від експериментальних величин (5.65 %). Навантаження, при

якому стиснутий бетон досяг граничних деформацій ( $e_{cul} = 310 \cdot 10^{-5}$ ), становило  $N_c^{th} = 159.3$  кН, що менше на 15.8 кН (9.02 %) від експериментальних значень. Деформації додаткової арматури (карбованої стрічки) при  $N_c^{th} = 159.3$  кН у теоретичному розрахунку досягли значення  $e_f = 419 \cdot 10^{-5}$ , що становить 83.8 % від граничних деформацій за [90] ( $500 \cdot 10^{-5}$ ) та 32.2 % ( $1300 \cdot 10^{-5}$ ) за [6]. Експериментальні деформації додаткової арматури при  $N_c^{exp} = 175.1$  кН дорівнюють  $e_f = 542 \cdot 10^{-5}$ , або 108.4 % від граничних деформацій за [9] та 41.7 % за [6].

Теоретичні графіки деформацій розтягнутої основної арматури, додаткової арматури (у підсилених зразках) та стиснутого бетону задовільно узгоджуються з графіками експериментальних значень деформацій. При цьому теоретичні деформації є меншими від експериментальних величин за однакового навантаження. Розрахункові та експериментальні значення несучої здатності колон подано в табл. 1–3.

Таблиця 1

**Міцність колон за критерієм досягнення граничних деформацій текучості основної арматури**

Шифр зразка	Навантаження, що відповідає граничним деформаціям основної арматури, кН		Відхилення експериментального значення від теоретичного, %
	Експериментальне середнє, $N_s^{exp}$	Теоретичне, $N_s^{th}$	
КЗ-0.1 та КЗ-0.2	128	118.4	7.50
КПС-1.3 та КПС-1.4	168.73	159.2	5.65

За несучою здатністю колон при досягненні деформацій текучості основної арматури розбіжність теоретичних результатів з експериментальними становить 5.65–7.5 % у бік зниження розрахункових значень, що забезпечує надійність запропонованої методики розрахунку підсилених позацентрово-стиснутих колон.

Розбіжність експериментальної несучої здатності колон з експериментальною по критерію досягнення граничних деформацій стиску бетону (табл. 2) становить 8.35–9.02 % у бік зниження теоретичних величин відносно експериментальних.

Таблиця 2

**Міцність колон по критерію досягнення граничних деформацій стиску бетону**

Шифр зразка	Навантаження, що відповідає граничним деформаціям бетону, кН		Відхилення експериментального значення від теоретичного, %
	Експериментальне середнє, $N_c^{exp}$	Теоретичне, $N_c^{th}$	
КЗ-0.1 та КЗ-0.2	132.9	121.8	8.35
КПС-1.3 та КПС-1.4	175.1	159.3	9.02

Отже, розрахунок міцності позацентрово стиснутих колон за чинними нормами [3] та з використанням запропонованого коефіцієнта гнучкості  $h$  за формулою (21), виведеною з використанням залежностей згідно з Eurocode 2 [8], дає задовільну збіжність результатів з експериментальними даними, при цьому теоретичні величини міцності є меншими від експериментальних, що забезпечує надійність запропонованої методики розрахунку.



**Деформації додаткової арматури (карбонової стрічки) при навантаженні,  
що відповідає граничним деформаціям стиску бетону**

Шифр зразка	Деформації додаткової арматури (карбонової стрічки)		Відсоток використання стрічки відносно $e_{fu}$ згідно з рекомендаціями, %			
	експеримент $e_f^{\text{exp}}$ , $\times 10^{-5}$	теоретичні $e_f^{\text{th}}$ , $\times 10^{-5}$	FIB [9]		НДІБК та Sika [6]	
			експ	теор	експ	теор
КПС-1.3 та КПС-1.4	542	419	108.4	83.8	41.7	32.2
КПС-1.5-0.3 та КПС-1.6-0.3	479	357	95.8	71.4	36.8	27.5

Згідно з рекомендаціями FIB [9] граничні деформації стрічки приймають  $e_{fu} = 500 \cdot 10^{-5}$ , а згідно з рекомендаціями Sika [6]  $e_{fu} = 1300 \cdot 10^{-5}$ . Ці величини деформацій використовували для визначення ефективності використання стрічки у табл. 3.

Відхилення експериментальних величин деформацій додаткової арматури (карбонової стрічки)  $e_f^{\text{exp}}$  від теоретичних  $e_f^{\text{th}}$ , зафіксованих при навантаженнях  $N_c^{\text{exp}}$  і  $N_c^{\text{th}}$ , у межах 15–25 %, у бік заниження теоретичних. Якщо брати граничні деформації відносно рекомендацій FIB [9], то повністю використані експериментальні деформативні характеристики карбонової стрічки у зразках КПС-1.3 та КПС-1, якщо взяти результати теоретичного розрахунку, то у таких зразків ефективність використання характеристик карбонової стрічки становила в середньому 70–80 %. Якщо взяти рекомендації Sika [6], то згідно з експериментальними даними ефективність становить 35–40 %, а теоретичний відсоток використання характеристик карбонової стрічки в таких зразках 25–30 %.

**Висновки.** 1. Для розрахунку підсилених карбоновими стрічками позacentрово стиснутих залізобетонних колон розроблено пропозиції, які ґрунтуються на методиці розрахунку згідно з рекомендаціями НДІБК та Sika [6] на базі деформаційної моделі розрахунку згідно з нормами [2, 3]. Для визначення додаткового ексцентриситету внаслідок вигину вводиться коефіцієнт гнучкості, який виведено з використанням залежностей Eurocode 2 [8]. Запропоновано алгоритм розрахунку для підсилених колон.

2. За несучою здатністю підсилених при дії навантаження колон при досягненні деформацій текучості основної арматури розбіжність теоретичних результатів з експериментальними становить 5.65–7.5 % у бік заниження розрахункових величин. Розбіжність розрахункової несучої здатності колон з експериментальною за критерієм досягнення граничних деформацій стиску бетону становить 8.35–9 % у бік заниження теоретичних величин від експериментальних. Розрахунок несучої здатності позacentрово стиснутих колон за запропонованою методикою дає задовільні результати, при цьому теоретичні величини міцності є меншими від експериментальних, що дає змогу рекомендувати запроповану методику розрахунку до використання.

3. Відхилення експериментальних величин деформацій додаткової арматури (карбонової стрічки)  $e_f^{\text{exp}}$  від теоретичних  $e_f^{\text{th}}$ , зафіксованих при навантаженнях  $N_c^{\text{exp}}$  і  $N_c^{\text{th}}$ , відповідно в межах 15–25 % у бік заниження теоретичних. Ефективність використання характеристик карбонової стрічки у середньому 70–80 %. Якщо взяти рекомендації Sika [6], то згідно з

експериментальними даними ефективність становить 35–40 %, а теоретичний відсоток використання характеристик карбонової стрічки у таких зразках складає 25–30 %.

1. Бамбура А. М. Основні положення розрахунку бетонних та залізобетонних конструкцій по національному нормативному документу (ДБН), що розробляється / А. М. Бамбура, А. Я. Барашиков, О. Б. Гурківський / Будівельні конструкції. – К.: НДІБК, 2005 – Вип. 62: У 2-ох т. – Т. 1 – С. 131–136. 2. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 72 с. 3. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с. 4. Бліхарський Я.З. Використання вуглецевої стрічки при підсиленні позацентрово стиснутих колон / Я. З. Бліхарський, Р. Є. Хміль, Ю. М. Собко // Зб. наук. праць: Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2014. – Вип. 29. – С. 575–581. 5. Бліхарський Я. З. Експериментальні дослідження залізобетонних колон, підсилені вуглецевою стрічкою при дії навантаження низького рівня / Я. З. Бліхарський, Р. Є. Хміль, Ю. М. Собко // Зб. наук. праць: Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2013. – №ип. 27. – С. 440–447. 6. Бамбура А. М. Рекомендації щодо застосування композитних матеріалів фірми Sika для підсилення залізобетонних конструкцій ЗНТ-219-2167.13-001 / А. Бамбура, О. Гурківський, О. Дорогова, І. Сазанова, Т. Мірошник, О. Панченко, Ю. Собко. – К. : ДП “Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій”, 2014. – 45 с. 7. СНиП 2.03.01-84\*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: Госстрой СССР, 1989. – 80 с. 8. Eurocode 2: Design of Concrete Structures. EN 1992 -1.1 : General Rules and Rules for buildings [Text]. Brussels : CEN, 2004. – 226 p. 9. FIB Bulletin 14 (2001). “Design and use of externally bonded fibre reinforced polymer reinforcement (FRP EBR) for reinforced concrete structures, by 'EBR' working party of FIB TG 9.3, July 2001, 138 p.