

**ТЕОРЕТИЧНЕ ВИЗНАЧЕННЯ ХАРАКТЕРИСТИК НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ТА НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ КОМБІНОВАНО-АРМОВАНИХ ЗГИНАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТІВ**

**THEORETICAL CALCULATION OF STRESS-STRAIN STATE CHARACTERISTICS AND BEARING CAPACITY OF NORMAL CROSS-SECTIONS OF COMBINED-REINFORCED SFRC BENDING ELEMENTS**

**Андрійчук О.В., к.т.н., доц. (Луцький національний технічний університет), Нінічук М.В., технік I категорії (Луцький національний технічний університет)**

**Andriichuk O.V., Ph.D., associate professor, (Lutsk National Technical University), Ninichuk M.V., techn. of the I category (Lutsk National Technical University)**

*Запропоновано деформаційну методику розрахунку характеристик напружено-деформованого стану та несучої здатності комбіновано-армованих сталевібробетонних елементів із врахуванням повної роботи сталевібробетону на розтяг.*

*In recent years, the scope of application of reinforced concrete and combined-reinforced structures in load-bearing structures is expanding. Studies by many authors indicate the significant advantages of reinforced concrete and combined-reinforced bending elements over the classic reinforced concrete. Current state regulations do not take into account all the properties of reinforced concrete, and therefore the load-bearing capacity of structures can in many cases be underestimated. Therefore, it is advisable to take into account, when calculating, all the properties of this material.*

*The current state national standards for the calculation and design of fiber reinforced concrete structures are based on the fact that reinforced concrete is considered as one of the types of disperse-reinforced material. However, with this approach, many factors are taken into account, the value of which, in real conditions, can be in a wide range of values, so they are taken into account with a margin.*

*The article proposes an improved deformation method for calculating the stress-strain state characteristics and the bearing capacity of combined-reinforced concrete bending elements. Improved diagrams of deformation of reinforced concrete under compression and tensile obtained on the basis of experimental tests are taken into account. To evaluate the effectiveness of the method and study a number of other characteristics, two series of experimental studies of inseparable combined - reinforced concrete beams were performed. Research methods and the nature of the beams in the test process, described in [8-9]. For comparison with the obtained*

experimental data, the article presents the calculation of experimental beams, performed according to state standards and a simplified force method.

The proposed deformation method shows better convergence compared to the DSTU method. The average ratio of theoretical destructive bending moments to experimental is  $k_m = 0.98$  for the proposed deformation technique,  $k_m = 0.843$  for the method according to DSTU.

Ключові слова: бетон, сталеві фібра, СФБ, розрахунок, деформації, несуча здатність.

Keywords: concrete, steel fiber, SFRC, calculation, deformations, bearing capacity.

**Постановка проблеми.** Чинні норми проектування сталевібробетонних конструкцій розглядають фіброву арматуру як дисперсну, і міцність на розтяг знаходять як добуток міцності фібри і коефіцієнтів орієнтації, зчеплення та ймовірності перетину фіброю розрахункової площини [1]. Такий підхід вимагає експериментального вивчення проблем зчеплення фібри з бетоном і експериментально-теоретичного обґрунтування мінімального коефіцієнта фібрового армування. Також важливим є врахування діаграм деформування, які б максимально відповідали дійсній роботі перерізів сталевібробетонних елементів. На даний час у ДСТУ - Н Б В.2.6 - 218:2016 [1] при розрахунку нормальних перерізів сталевібробетонних згинальних елементів, епюру напружень при стиску пропонується приймати параболічною згідно ДСТУ Б В.2.6-156 [2], а епюру за розтягу – дволінійною. За критерій вичерпання несучої здатності нормального перерізу сталевібробетонного елемента приймається досягнення крайніми розтягнутими волокнами значення деформацій рівних  $\varepsilon_{fct,u} = 1,8 f_{ctd}/E_{cd}$ . Розрахунок за несучою здатністю сталевібробетонних елементів із комбінованим армуванням взагалі пропонується виконувати як для типових залізобетонних елементів згідно ДСТУ Б В.2.6-156 [2]. Однак чисельні дослідження роботи сталевібробетонних згинальних елементів вказують на значно більший діапазон роботи сталевібробетону за розтягу при згині [3, 4].

**Аналіз відомих досліджень і публікацій.** При дослідженні роботи згинальних сталевібробетонних елементів на фібрі із листа, вченим В.В. Білозіром для сталевібробетону на основі бетону-матриці, яка відповідає класу С25/30, були отримані значення деформацій розтягу  $\varepsilon_{ct,1} = 249...278 \cdot 10^{-5}$  при максимальних напруженнях  $f_{ct,u} = 2,95...3,06$  МПа. Коефіцієнт армування фіброю за об'ємом при цьому становив  $\mu_{fv} = 1,8$  % [5]. Автором пропонується для розрахунку комбіновано-армованих згинальних елементів використовувати діаграму деформування, в якій висхідна вітка за розтягу описується рівнянням параболи до рівня напружень, що відповідають тимчасовому опорі за розтягу  $f_{ct}$ , і лінійною функцією решта діаграми. Значення напружень при максимальних деформаціях  $\varepsilon_{ct,u} = 550 \cdot 10^{-5}$  приймаються рівними  $\sigma_{ct,u} = 0,37f_{ct}$ , а піковий точці діаграми відповідають деформації  $\varepsilon_{ct,1} = 250 \cdot 10^{-5}$ .

Асоціацією RILEM пропонується для європейських норм прийняти ідеалізовану діаграму при розтягу трилінійною [6]. Висхідна вітка цієї діаграми продовжується горизонтальною прямою до деформацій, що рівні  $\varepsilon_{ct,L} = 3,5 \cdot 10^{-3}$ , а низхідна вітка закінчується при деформаціях  $\varepsilon_{ct,u} = 25 \cdot 10^{-3}$ . Для комбіновано-армованих сталевібробетонних елементів граничні деформації сталевібробетону за розтягу прийняті рівними граничним деформаціям стержневої арматури.

Таким чином, існує низка пропозицій для опису ідеалізованих діаграм, прийнятність яких може бути оцінена лише експериментально.

**Мета статті** – удосконалити методику визначення параметрів напружено-деформованого стан нормальних перерізів комбіновано-армованих сталевібробетонних згинальних елементів, із врахуванням повної роботи сталевібробетону на стиск і на розтяг.

У результаті власних експериментальних досліджень роботи сталевібробетонних призм на короткочасний осьовий розтяг [7], були встановлені наступні характеристики сталевібробетону:  $f_{cm} = 2,35$  МПа,  $\varepsilon_{ct,L} = 25 \cdot 10^{-5}$ . Враховуючи ці дані, рекомендації RILEM та експериментальні дослідження роботи сталевібробетону на розтяг інших авторів, пропонується для розрахунку нормальних перерізів комбіновано-армованих елементів епюру за розтягу приймати двохвіткову. Висхідна вітка описується параболою до рівня напружень  $\sigma = f_{ct}$  при фіксованому значенні відносних деформацій  $\varepsilon_{ct,L} = 25 \cdot 10^{-5}$ . Низхідну вітку діаграми пропонується описувати лінійною функцією до значення напружень, що рівні  $\sigma_{ct,u} = 0,25f_{ct}$ , гранична величина деформацій сталевібробетону при цьому приймається рівною граничним деформаціям стержневої арматури  $\varepsilon_{ct,u} = 25 \cdot 10^{-3}$  (рис. 1).

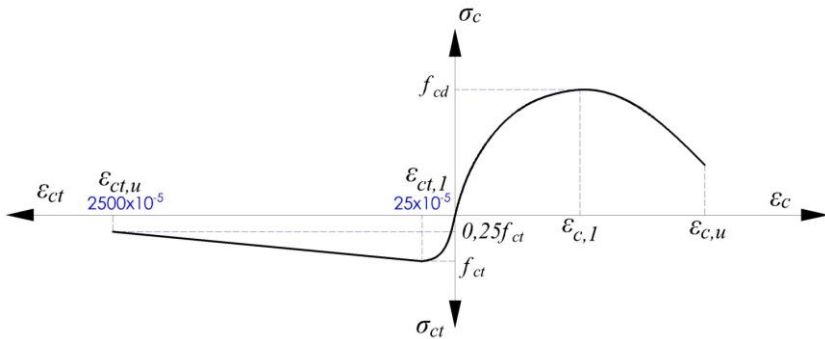


Рис. 1. Ідеалізована діаграма деформування сталевібробетону при розтягу, що пропонується в методиці

Визначення параметрів напружено-деформованого стану нормальних перерізів комбіновано-армованих залізобетонних згинальних елементів виконується із урахуванням наступних передумов:

- для перерізів вважається справедливою гіпотеза про лінійний розподіл деформацій по висоті;
- деформації арматури та фібробетону, що її оточує, однакові при стиску і при розтягу;
- зв'язок між напруженнями та деформаціями стиснутого та розтягнутого сталевібробетону приймається у вигляді діаграм, які наведені на рис. 1 і рис. 2.

За критерій вичерпання несучої здатності перерізу, що обумовлює втрату рівноваги внутрішніх і зовнішніх сил, приймається досягнення максимального значення згинального моменту на діаграмі «момент – кривизна» (екстремальний критерій).

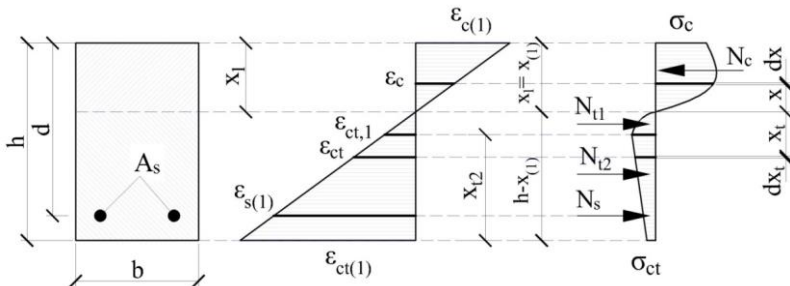


Рис. 2. Епюра деформацій і напружень поперечного перерізу згинальних елементів балкового типу

Залежність між напруженнями в сталевібробетні  $\sigma_c$  і деформаціями  $\varepsilon_c$  для короткотривалого осьового навантаження описується наступними рівняннями. Напруження при стискові:

$$\sigma_c = f_{cd} \sum_{k=1}^5 a_k \eta_c^k, \quad (1)$$

Напруження при розтягові на висхідній вітці:

$$\sigma_{ct1} = f_{ctd} \sum_{k=1}^5 a_k \eta_t^k, \quad (2)$$

Напруження при розтягові на низхідній вітці:

$$\sigma_{ct2} = f_{ctd} (1,525 - 210 \varepsilon_{ct}). \quad (3)$$

де  $\eta_c = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c,1}}$ ;  $\eta_t = \frac{\varepsilon_{ct}}{\varepsilon_{ct,1}}$ ;  $a_k$  – коефіцієнти полінома;

Значення коефіцієнтів поліному  $a_k$ , як для стиснутої так і для розтягнутої вітки сталевібробетону визначаються згідно методики НДІБК [8]. Схема розподілу напружень і деформацій по висоті у перерізі згинального комбіновано-армованого елемента, що приймається в методиці зображено на рис. 2.

Для такого перерізу умова рівноваги записується у вигляді:

$$M_{Ed} \leq M_{S(1)} = M_{c(1)} + M_{s(1)} + M_{t1(1)} + M_{t2(1)}. \quad (4)$$

Рівновага внутрішніх зусиль забезпечується виконанням умови:

$$N_{c(1)} = N_{t1(1)} + N_{t2(1)} + N_{s(1)}. \quad (5)$$

За гіпотезу плоских перерізів, при заданому значенні деформацій у стиснутій крайній фібрі бетону  $\varepsilon_c = \varepsilon_{c(1)}$ , деформації у арматурі  $\varepsilon_{s(1)}$  за фіксованого значення  $x = x_{(1)}$  визначаються за формулами:

$$\varepsilon_{s(1)} = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{x_{(1)}}(d - x_{(1)}); \quad (6)$$

$$\varepsilon_c = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{x_{(1)}}x. \quad (7)$$

За відомих деформацій в матеріалах внутрішні сили в стиснутому бетоні прямокутного перерізу знаходяться за формулою:

$$N_{c(1)} = b \int_0^{x_{(1)}} \sigma_c dx = b \frac{x_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \sigma_c d\varepsilon_c. \quad (8)$$

де  $dx$  – висота елементарної площадки поперечного перерізу, а  $x$  – віддаль від центра ваги елементарної площадки до нейтральної лінії. Враховуючи вираз (7), значення  $x$  і  $dx$  знаходяться за формулами:

$$x = \frac{x_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \varepsilon_c; \quad (9)$$

$$dx = \frac{x_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} d\varepsilon_c. \quad (10)$$

Відповідно момент внутрішніх зусиль стиснутого бетону відносно нейтральної лінії знаходиться за формулою:

$$M_{c(1)} = b \int_0^{x_{(1)}} \sigma_c x dx = b \left( \frac{x_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \right)^2 \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \sigma_c \varepsilon_c d\varepsilon_c. \quad (11)$$

Внутрішні зусилля в арматурі визначаються за формулами:

$$N_{s(1)} = A_s \sigma_s = A_s E_s \varepsilon_{s(1)} = A_s E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{x_{(1)}} (d - x_{(1)}); \quad (12)$$

$$M_{s(1)} = A_s E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{x_{(1)}} (d - x_{(1)})^2. \quad (13)$$

Тоді значення внутрішніх зусиль для розтягнутого бетону на вихідній вітці можна записати як:

$$N_{t1(1)} = b \int_0^{h-x_{(1)}} \sigma_{ct1} dx_t = b \frac{h-x_{(1)}}{\varepsilon_{ct(1)}} \int_0^{\varepsilon_{ct(1)}} \sigma_{ct1} d\varepsilon_{ct}; \quad (14)$$

$$M_{t1(1)} = b \int_0^{h-x_{(1)}} \sigma_{ct1} x_t dx_t = b \left( \frac{h-x_{(1)}}{\varepsilon_{ct(1)}} \right)^2 \int_0^{\varepsilon_{ct(1)}} \sigma_{ct1} \varepsilon_{ct} d\varepsilon_{ct}. \quad (15)$$

Для низхідної вітки розтягнутої зони перерізу, до моменту досягнення в крайніх розтягнутих волокнах деформацій, що рівні  $\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{ct,1} = 0,00025$ , зусилля  $N_{t2} = 0$ . При  $\varepsilon_{c(1)} > \varepsilon_{ct,1} = 0,00025$  внутрішні зусилля визначаються:

$$N_{t2(1)} = b \int_{h-x_{(1)}-x_{t2}}^{x_{t2}} \sigma_{ct2} dx_t = b \frac{x_{t2}}{\varepsilon_{ct(1)} - \varepsilon_{ct,1}} \int_{\varepsilon_{ct,1}}^{\varepsilon_{ct(1)}} \sigma_{ct2} d\varepsilon_{ct}, \quad (16)$$

$$M_{t2(1)} = b \int_{h-x_{(1)}-x_{t2}}^{x_{t2}} \sigma_{ct2} x_t dx_t = b \left( \frac{x_{t2}}{\varepsilon_{ct(1)} - \varepsilon_{ct,1}} \right)^2 \int_{\varepsilon_{ct,1}}^{\varepsilon_{ct(1)}} \sigma_{ct2} \varepsilon_{ct} d\varepsilon_{ct}, \quad (17)$$

де згідно гіпотези плоских перерізів:

$$dx_t = \frac{x_{t2}}{\varepsilon_{ct(1)} - \varepsilon_{ct,1}} d\varepsilon_{ct}, \quad (18)$$

де  $x_{t2}$  – висота розтягнутої зони в межах низхідної вітки.

У формулах (8), (11), (14-17) у підінтегральні вирази входять напруження в бетоні  $\sigma_c$ ,  $\sigma_{ct1}$ ,  $\sigma_{ct2}$ , що описуються залежностями (1-3). Значення  $N_c$  після підстановки (1) у вираз (8) із подальшим інтегрування набуває наступного вигляду:

$$N_{c(1)} = f_{cd} b x_{(1)} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k. \quad (19)$$

Момент для стиснутої зони бетону відповідно визначається:

$$M_{c(1)} = f_{cd} b x_{(1)}^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k. \quad (20)$$

Для розтягнутої зони на висхідній вітці, при  $\varepsilon_{c(1)} \leq \varepsilon_{c1} = 0,00025$ , у результаті підстановки виразу (2) та інтегрування, зусилля відповідатимуть:

$$N_{t1(1)} = f_{ctd} b (h - x_{(1)}) \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left( \frac{\varepsilon_{ct(1)}}{\varepsilon_{ct,1}} \right)^k; \quad (21)$$

$$M_{t1(1)} = f_{ctd} b (h - x_{(1)})^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left( \frac{\varepsilon_{ct(1)}}{\varepsilon_{ct,1}} \right)^k. \quad (22)$$

При досягненні в крайніх розтягнутих волокнах деформацій рівних  $\varepsilon_{c(1)} > \varepsilon_{c1} = 0,00025$ , зусилля в розтягнутій зоні в межах дії висхідної вітки визначаються за формулами:

$$N_{t1(1)} = f_{ctd} b (h - x_{(1)} - x_{t2}) \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1}; \quad (23)$$

$$M_{t1(1)} = f_{ctd} b (h - x_{(1)} - x_{t2})^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2}. \quad (24)$$

Для низхідної вітки розтягнутої зони перерізу, в результаті підстановки виразу (3) та інтегрування, зусилля визначатимуться:

$$N_{t2(1)} = f_{ctd} b \frac{x_{t2} (1,0075(\varepsilon_{ct(1)} - \varepsilon_{ct,1}) - 15,15(\varepsilon_{ct(1)}^2 - \varepsilon_{ct,1}^2))}{\varepsilon_{ct(1)} - \varepsilon_{ct,1}}; \quad (25)$$

$$M_{t2(1)} = f_{ctd} b \frac{x_{t2}^2 (0,50375(\varepsilon_{ct(1)}^2 - \varepsilon_{ct,1}^2) - 10,1(\varepsilon_{ct(1)}^3 - \varepsilon_{ct,1}^3))}{(\varepsilon_{ct(1)} - \varepsilon_{ct,1})^2}. \quad (26)$$

Значення висоти розтягнутої зони перерізу для низхідної вітки –  $x_{t2}$ , можна визначити використовуючи подібність трикутників, згідно епюри деформацій (рис. 2):

$$x_{t2} = \frac{h(\varepsilon_{ct(1)} - \varepsilon_{ct,1})}{\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{ct(1)}}. \quad (27)$$

Підставивши (27) у вирази (25) і (26) отримаємо:

$$N_{t2(1)} = f_{ctd} b \frac{h(1,0075(\varepsilon_{ct(1)} - \varepsilon_{ct,1}) - 15,15(\varepsilon_{ct(1)}^2 - \varepsilon_{ct,1}^2))}{\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{ct(1)}}; \quad (28)$$

$$M_{t2(1)} = f_{ctd} b \frac{h^2 (0.50375(\varepsilon_{ct(1)}^2 - \varepsilon_{ct,1}^2) - 10,1(\varepsilon_{ct(1)}^3 - \varepsilon_{ct,1}^3))}{(\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{ct(1)})^2}. \quad (29)$$

Формули (12), (13), (19-29) можна використовувати для визначення напружено-деформованого стану нормальних перерізів комбіновано-армованих згинальних елементів на будь-якій стадії навантаження та їх несучої здатності. При визначенні несучої здатності, за критерії її вичерпання приймаються значення максимальних і граничних деформацій сталевібробетону та арматури. Задачі вирішуються методом послідовних наближень, підбираючи значення  $\varepsilon_{c(1)}$  і значення  $\chi_{(1)}$  таким чином, щоб задовольнялися рівняння рівноваги (4) і (5).

Для оцінки ефективності методики було виконано експериментальні дослідження нерозрізних комбіновано-армованих сталевібробетонних балок. Методика дослідження та характер роботи балок у процесі випробувань описані в роботах [7, 9]. Також виконаємо для порівняння розрахунки за методикою, що наведена в ДСТУ -Н Б В.2.6 - 218:2016 [1].

Для застосування наведених методик використовуємо експериментально встановлені механічні характеристики матеріалів для балок другої серії (2Б1-1 і 2Б1-2): міцність сталевібробетону на стиск  $f_{ck} = 24,5$  МПа; міцність на розтяг  $f_{ct} = 2,35$  МПа  $\varepsilon_{c1} = 180,6 \times 10^{-5}$ . Значення  $a_i$  визначалися згідно методики НДІБК і відповідно становили:  $a_1 = 2,534$ ;  $a_2 = -2,226$ ;  $a_3 = 0,865$ ;  $a_4 = -0,189$ ;  $a_5 = 0,016$ . Розміри перерізу  $b \times h = 10 \times 16$  см. Армування для балок 2Б1-1,2 приймаємо двома стержнями Ø10A500С, для балок 2Б1-3 – двома стержнями Ø12A500С. Характеристики арматури:  $E_s = 195000$  МПа;  $\sigma_y = 508$  МПа;  $\varepsilon_{s0} = 0,00314$ .

За результатами розрахунку побудовано графік залежності «згинальний момент – кривизна», піковій точці якого відповідає величина руйнуючого згинального моменту – представлено на рис. 3.

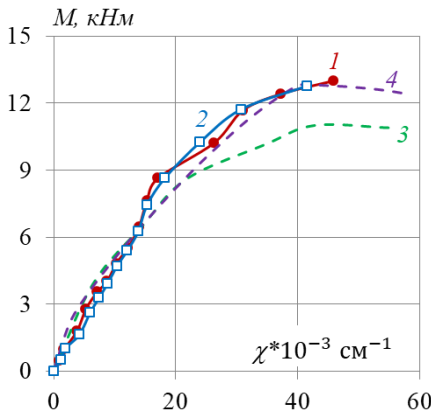


Рис. 3. Діаграма «момент-кривизна» для балок 2Б1:

1 – експериментальні дані для балки 2Б1-1;

2 – експериментальні дані для балки 2Б1-2;

3 – теоретичні дані отримані за допомогою ДСТУ –Н Б В.2.6 - 218: 2016;

4 – теоретичні дані за запропонованою деформаційною методикою



Таблиця 1

Порівняння результатів розрахунку несучої здатності балок

Марка зразка	$M_u^{exp}$ , кН*м	$M_u^1$ , кН*м	$M_u^2$ , кН*м	$M_u^{1./}$ , $M_u^{exp}$	$M_u^{2./}$ , $M_u^{exp}$
2Б1-1	13,0	10,9	12,83	0,84	0,98
2Б1-2	12,77			0,85	1,004

$M_u^{exp}$  – експериментальні дані;  
 $M_u^1$  – руйнівне значення моменту за ДСТУ -Н Б В.2.6 - 218:2016;  
 $M_u^2$  – руйнівне значення моменту за запропонованою методикою.

Характерною особливістю методики розрахунку сталевібробетонних елементів, згідно з ДСТУ-Н Б В.2.6 - 218:2016 [1] є те, що розрахунковий опір фібробетону на стиск приймається рівним розрахунковому опору бетону матриці, який використовується для його отримання. Для дрібнозернистого бетону, міцність матриці на стиск зазвичай значно менша, ніж сталевібробетону, що суттєво впливає на несучу здатність перерізу

#### Висновки.

На основі отриманих результатів при визначенні характеристик напружено-деформованого стану, запропонована деформаційна методика із врахуванням повних діаграм деформування бетону при стиску і розтягу показує кращу збіжність порівняно із методикою ДСТУ. Середнє відношення теоретичних руйнівних згинальних моментів до експериментальних згідно методики за ДСТУ [1] становить  $k_m = 0,843$ , а згідно запропонованої деформаційної методики – становить  $k_m = 0,98$ .

#### References

1. DSTU-N B B.2.6-218: 2016. Nastanova z proektuvannia ta vyhotovlennia konstruktssii iz dyspersno-armovanoho betonu. [Chynnyi vid 2017-04-01]. Kyiv, 2017. 32 s. (Derzhavnyi standart Ukrainy).
2. DSTU B B.2.6.-156: 2010. Betonni ta zalizobetonni konstruktssii z vazhkoho betonu. Pravyla proektuvannia. [Chynnyi vid 2011-06-01]. Kyiv, 2011. 123 s. (Derzhavnyi standart Ukrainy).
3. M.C. Nataraja, N. Dhang, A.P. Gupta. Stress-strain curves for steel-fiber reinforced concrete under compression. *Cement and Concrete Composites*. 1999. Vol. 21. Issues 5-6, pp. 383-390.
4. Kinash R., Bilozir M. Deformational calculation method of bearing capability of fiber-concrete steel bending elements. *Technical Transactions: Architecture*. 2014. I. 8-A (15), № 111. P. 49–58.
5. Bilozir V. V. Vplyv nyzkhidnoi vitky diahramy deformuvannia stalefibrobetonu za roztyahu na nesuchu zdadnist balok. *Visnyk Lvivskoho natsionalnoho ahrarnoho universytetu: arkhitektura i silskohospodarske budivnytstvo*. 2015. № 16. S. 60-64.

6. RILEM TC 162-TDF. "Design of steel fibre reinforced concrete using the  $\sigma$ -w method – principles and applications (Chairlady L. Vandewalle)." *Materials and Structures*, Vol. 35, 2002, pp. 262-278.

7. Ninichuk M. V. Vplyv sposobu armuvannya stalevymy fibramy nerozriznykh zalizobetonykh balok na yikh napruzhenno deformovanyi stan. *Resursoekonomni materialy, konstruktsii, budivli ta sporudy*. 2015. Vyp. 31. S. 460-467.

8. Bambura A. M. Analitychne opysannya diahramy mekhanichnoho stanu armatury dlia zalizobetonykh konstruktsii. *Budivelni konstruktsii: Mizhvidomchyi naukovotekhnichniy zbirnyk*. Kyiv : NDIBK, 2003. Vyp 59. Knyha 1. S. 131-136.

9. Babych Y. M., Andriichuk O. V. , Kysliuk D. Y., Savitskiy V. V., Ninichuk M.V. Results of experimental research of deformability and crack-resistance of two span continuous reinforced concrete beams with combined reinforcement. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2019. Vol. 708. 012043. DOI: 10.1088/1757-899X/708/1/012043.

### Список використаної літератури

1. ДСТУ-Н Б В.2.6-218:2016. Настанова з проектування та виготовлення конструкцій із дисперсно-армованого бетону. [Чинний від 2017-04-01]. Київ, 2017. 32 с. (Державний стандарт України).

2. ДСТУ Б В.2.6.-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. [Чинний від 2011-06-01]. Київ, 2011. – с. 123. (Державний стандарт України).

3. M.C. Nataraja, N. Dhang, A.P. Gupta. Stress-strain curves for steel-fiber reinforced concrete under compression. *Cement and Concrete Composites*. 1999. Vol. 21. Issues 5-6, pp. 383-390.

4. Kinash R., Bilozir M. Deformational calculation method of bearing capability of fiber-concrete steel bending elements. *Technical Transactions: Architecture*. 2014. I. 8-A (15), № 111. P. 49-58.

5. Білозір В. В. Вплив низхідної вітки діаграми деформування сталевібробетону за розтягу на несучу здатність балок. *Вісник Львівського національного аграрного університету: архітектура і сільськогосподарське будівництво*. 2015. № 16. С. 60-64.

6. RILEM TC 162-TDF. "Design of steel fibre reinforced concrete using the  $\sigma$ -w method – principles and applications (Chairlady L. Vandewalle)." *Materials and Structures*, Vol. 35, 2002, pp. 262-278.

7. Нінічук М. В. Вплив способу армування сталевими фібрами нерозрізних залізобетонних балок на їх напружено деформований стан. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. 2015. Вип. 31. С. 460-467.

8. Бамбура А. М. Аналітичне описання діаграми механічного стану арматури для залізобетонних конструкцій. *Будівельні конструкції: Міжвідомчий науковотехнічний збірник*. Київ : НДІБК, 2003. Вип 59. Книга 1. С. 131-136.

9. Babych Y. M., Andriichuk O. V. , Kysliuk D. Y., Savitskiy V. V., Ninichuk M.V. Results of experimental research of deformability and crack-resistance of two span continuous reinforced concrete beams with combined reinforcement. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2019. Vol. 708. 012043. DOI: 10.1088/1757-899X/708/1/012043.