

## ДЕФОРМАЦІЙНИЙ МЕТОД РОЗРАХУНКУ ЗГИНАЛЬНИХ СТАЛЕФІБРОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ

© Білозір В.В., 2013

**Запропоновані основні засади методики розрахунку сталевібробетонних елементів з використанням діаграм деформування сталевібробетону та сталі.**

**Ключові слова:** сталевібробетон, діаграма, розрахунок, деформації.

**General provisions of design method of steel fiber concrete elements with use of stress strain relationships diagrams of steel fiber concrete and reinforcing bar are resulted.**

**Key words:** Steel fibre concrete, diagram, design, deformations.

**Вступ.** За останні роки в Україні налагоджено випуск фібрової арматури, яку найчастіше використовують у конструкціях підлог. Однак вона може знайти широке використання як арматура несучих конструкцій. Цьому мала б сприяти поява національного стандарту [1], основні положення якого добре узгоджуються з аналогічними зарубіжними документами [2, 3]. За даними досліджень, 80 % конструкцій, які серійно виготовляються на заводах збірного залізобетону, можна успішно модифікувати з повною або частковою заміною стрижневої арматури фібровою. Це дасть змогу скоротити трудовитрати до 20 % за рахунок тонкостінності та зменшених товщини захисного шару бетону, до 10 % знизити витрати бетону та арматури. Тому інтенсифікація експериментально-теоретичних досліджень роботи несучих сталевібробетонних конструкцій є важливою складовою успішності впровадження таких конструкцій у практику будівництва.

**Постановка проблеми.** Методи розрахунку несучої здатності сталевібробетонних елементів, прийняті в нашій країні та за рубежом [1, 3], розроблені за аналогією з армоцементними конструкціями [4], тому для стадії граничної рівноваги прийняті прямокутні епюри напружень сталевібробетону як у стисненій, так і в розтягненій зонах. Дослідження, проведені останнім часом, показали, що такий підхід недостатньо обґрунтований і може призвести до того, що конструкції, розраховані за нормами [1], можуть не відповідати вимогам надійності.

**Мета роботи** – вдосконалити методику розрахунку сталевібробетонних згинальних елементів на основі використання діаграм деформування сталевібробетону та арматури.

**Аналіз останніх досліджень та публікацій.** У [5] пропонується використовувати параболічно-лінійну діаграму деформування сталевібробетону за стиску. Рівнянням параболи описується висхідна вітка до рівня напружень, що дорівнюють тимчасовому опоріві  $f_{fcc}$ , і лінійним рівнянням  $\sigma_{fc} = f_{fcc}$  – решта діаграми. Діаграма за розтягу запропонована у вигляді параболи на висхідній вітці і гіперболи, або білінійної функції – на додільній. При цьому на рівні напружень  $\sigma_{fet} = 0,4f_{fet}$  додільна вітка діаграми стає фактично паралельною до осі  $\varepsilon_{fet}$ . Піковий точці діаграми, згідно з [5], за розтягу відповідають деформації:

$$\varepsilon_{fet} = \frac{1,25f_{fet}}{E_{fc}}, \quad (1)$$

де  $E_{fc}$  – модуль пружності сталевібробетону.

Так, наприклад, за процесу армування за об'ємом фіброю з листа  $\mu_{fv} = 1,8\%$  ми для сталевібробетону на основі бетону-матриці, яка відповідає класу C25/30, експериментально отримали:  $\varepsilon_{fct} = 249...278 \cdot 10^{-5}$ ,  $f_{fct} = 2,95...3,06$  МПа,  $E_{fc} = 33,01...33,10 \cdot 10^3$  МПа [6]. Розрахунок за формулою (12) за підстановки в неї експериментально отриманих значень  $f_{fcc}$  та  $E_{fc}$  свідчить, що  $\varepsilon_{fct} = 11,17...11,56 \cdot 10^{-5}$ , і ці значення не узгоджуються з результатами наших експериментів. Вони приблизно рівні, а то й менші, ніж середня гранична розтягуваність бетону. Очевидно, коефіцієнт 1,25 мав би бути іншим. З іншого боку, у [5] кінцева точка діаграми деформування за розтягу має координати:  $\varepsilon_{fctu} = 25 \cdot 10^{-3}$ ,  $\sigma_{fct} = 0,4 f_{fctu}$ . Тут граничні деформації прийняті рівними граничним деформаціям стрижневої арматури для комбіновано армованих сталевібробетонних елементів. Ми ж експериментально отримали на додільній вітці діаграми горизонтальну ділянку на рівні напружень  $\sigma_{fct} = 0,11...0,21 f_{fctu}$  залежно від класу бетону і вмісту фібрової арматури [6]. Експериментально отриманих результатів щодо діаграм у [5] не подано.

Учені з Мюнхенського технічного університету [7] пропонують ідеалізовану діаграму за розтягу прийняти трилінійною. Висхідна вітка цієї діаграми продовжується горизонтальною прямою до деформацій, рівних  $\varepsilon_{fct} = 3,5 \cdot 10^{-3}$ , додільна вітка закінчується за деформацій  $\varepsilon_{fctu} = 25 \cdot 10^{-3}$ .

У [5–8] діаграми деформування пропонуються виключно для стадії руйнування, тому критеріями руйнування є досягнення на рівні крайніх розтягнених волокон згинальних елементів деформацій, що дорівнюють граничним для стрижневої арматури, або граничних деформацій на рівні крайніх стиснених волокон. Тут не розглядається такий критерій, як максимальне значення несучої здатності на діаграмі ”згинальний момент – кривизна”.

Отже, існує низка пропозицій для описання ідеалізованих діаграм, прийнятність яких може бути оцінена лише експериментально. Крім того, самі діаграми можуть бути отримані лише за умови використання спеціального лабораторного обладнання. За будь-яких обставин потрібно обережно підходити до описання ідеалізованих діаграм за розтягу для додільної вітки, особливо для її кінцевої ділянки.

**Мета та завдання досліджень.** Мета роботи – розробити деформаційну методику розрахунку сталевібробетонних елементів на фібрі з листа. Завдання досліджень – аналітично описати повні діаграми деформування сталевібробетону, отримані у [6], розробити математичний апарат для розрахунку несучої здатності сталевібробетонних згинальних елементів, порівняти результати розрахунків та експериментально отриманих даних.

**Виклад основного матеріалу.** Параметри ідеалізованих діаграм за розтягу і стиску (рис. 1), які пропонуються, добре узгоджуються з результатами експериментальних досліджень, отриманих у [6]. Тут напруження за стиску:

$$\sigma_{fcc} = f_{fcc} \sum_{k=1}^5 a_k \eta_c^k, \quad (2)$$

$$\text{де } \eta_c = \frac{\varepsilon_{fcc}}{\varepsilon_{fccu,1}};$$

за розтягу на висхідній вітці:

$$\sigma_{fct} = f_{fct} \sum_{k=1}^5 a_k \eta_t^k, \quad (3)$$

$$\text{де } \eta_t = \frac{\varepsilon_{fct}}{2,5 \cdot 10^{-3}};$$

на додільній вітці:

$$\sigma_{fcc} = f_{fcc}(1,525 - 210\varepsilon_{fct}). \quad (4)$$

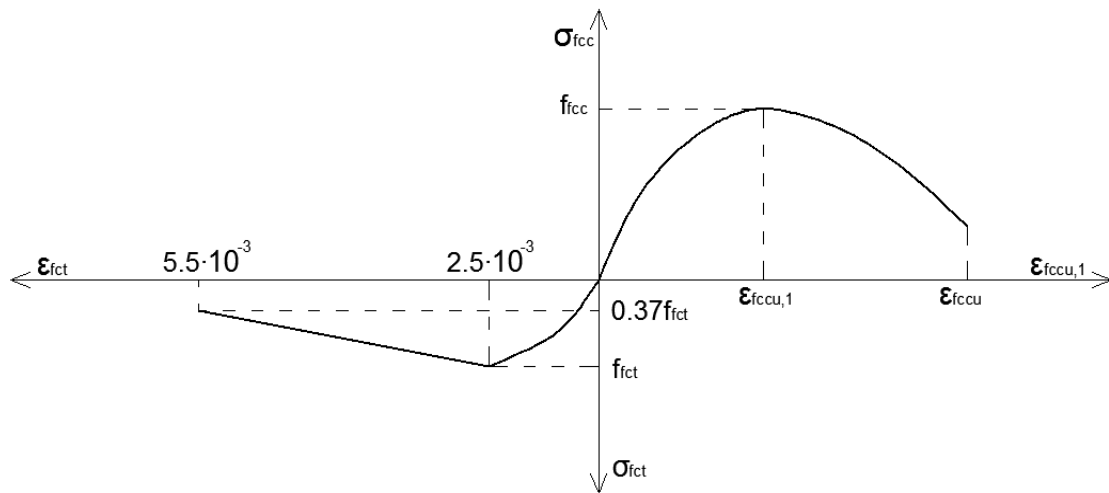


Рис. 1. Ідеалізовані діаграми деформування сталевібробетону за стиску та розтягу для сталевібробетону на фібрі з листа

У формулах (2), (3) коефіцієнти  $a_k$  є коефіцієнтами полінома, розрахованими за методикою НДІБК. Формули (2)–(4) доволі точно описують діаграми стиску та розтягу сталевібробетону до рівня відносних деформацій, які становлять  $3 \cdot 10^{-3} \dots 4 \cdot 10^{-3}$  за розтягу та стиску. Теоретично отримані значення відповідних напружень тільки в окремих точках перевищують експериментальні на 0,3..3,5 %, здебільшого вони менші, а тому рівняння (2)–(4) у першому наближенні можуть бути використані для оцінки несучої здатності згинальних елементів.

На рис. 2 показано епюри деформацій та напружень балки, армованої фіброю та стрижнями.

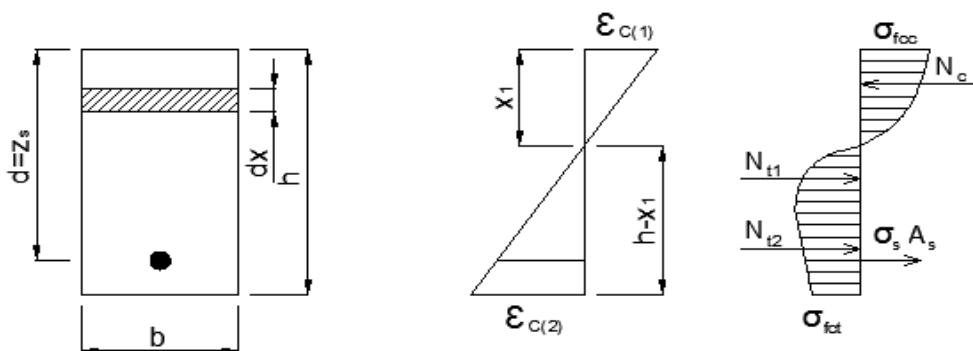


Рис. 2. Епюра деформацій та напружень поперечного перерізу елементів балкового типу

Згинальний момент, який може сприйняти балка, дорівнює:

$$M = M_c + M_{t1} + M_{t2} + M_s, \quad (5)$$

де  $M_c, M_{t1}, M_{t2}, M_s$  – моменти, які сприймаються стисненою і розтягнутою зонами (на висхідній та додільній вітках, якщо такі існують на стадії, близькій до граничної рівноваги), розтягнутою арматурою стосовно нейтральної осі.

Рівновага внутрішніх зусиль забезпечується виконанням умови:

$$N_c = N_{t1} + N_{t2} + N_s, \quad (6)$$

де  $N_s = \sigma_s A_s$ . За  $\varepsilon_{c(2)} \leq 0,0025$   $N_{t2} = 0$ . За відсутності стрижневої арматури (за виключно фібрового армування)  $N_s = 0$ .

Використовуючи подібність трикутників з епюри деформацій (рис. 2) та відомі залежності опору матеріалів, можна записати для стисненої зони:

$$N_c = \int \sigma_{fc} dF = \int_0^{x_1} f_{fcc} \sum_{k=1}^5 a_k \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{fc,1}} \right)^k b dx =$$

$$= \int_0^{x_1} f_{fcc} \sum_{k=1}^5 a_k \left( \frac{(\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{c(2)})x}{h \varepsilon_{fc,1}} \right)^k b dx = f_{fcc} b \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{c(2)}}{h \varepsilon_{fc,1}} \right)^k \left( \frac{\varepsilon_{c(1)} h}{\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{c(2)}} \right)^{k+1}, \quad (7)$$

$$\text{де } x_1 = \frac{\varepsilon_{c(1)} h}{\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{c(2)}};$$

$$M_c = \int \sigma_{fc} x dF =$$

$$= \int_0^{x_1} f_{fcc} \sum_{k=1}^5 a_k \left( \frac{(\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{c(2)})x}{h \varepsilon_{fc,1}} \right)^k x b dx = f_{fcc} b \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{c(2)}}{h \varepsilon_{fc,1}} \right)^k \left( \frac{\varepsilon_{c(1)} h}{\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{c(2)}} \right)^{k+2} \quad (8)$$

На прикладі зрізів серії ВБ-1.2 покажемо, як виглядають результати розрахунків, та подамо діаграму “ $M - \frac{1}{r}$ ” (табл. 2 та рис. 3).

Таблиця 1

**Несуча здатність нормальних перерізів сталевібробетонних елементів балкового типу**

Марка зразка	$\mu_{fv}, \%$	$f_{fcc},$ МПа	$f_{ft},$ МПа	$M_u^{досл},$ Н*М	$M_{um}^{досл},$ Н*М	$M_{um}^{ДСТУ}$ Н*М	$M_u^{def},$ Н*М	$\frac{M_u^{def}}{M_u^{досл}}$
ВБ-1.1.1	0,7	25,40	2,05	380	373,33	569,07	376,40	1,01
ВБ-1.1.2				365				
ВБ-1.1.3				375				
ВБ-1.2.1	1,25	26,35	2,33	486	490,00	642,21	451,83	0,92
ВБ-1.2.2				495				
ВБ-1.2.3				490				
ВБ-1.3.1	1,8	28,00	2,62	560	573,33	718,75	530,81	0,93
ВБ-1.3.2				570				
ВБ-1.3.3				590				
ВБ -2.1.1	0,7	36,33	2,36	435	433,33	664,81	441,42	1,02
ВБ -2.1.2				430				
ВБ -2.1.3				435				
ВБ -2.2.1	1,25	37,54	2,68	555	560,00	750,43	549,68	0,98
ВБ -2.2.2				565				
ВБ -2.2.3				560				
ВБ -2.3.1	1,8	38,51	3,02	665	660,00	840,12	611,43	0,93
ВБ -2.3.2				655				
ВБ -2.3.3				660				

Аналогічно інтегруючи для розтягнутої зони, отримуємо:

$$N_{t1} = f_{fct} b \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{c(2)}}{h \cdot 2,5 \cdot 10^{-3}} \right)^k \left( \frac{2,5 \cdot 10^{-3} h}{\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{c(2)}} \right)^{k+1}; \quad (9)$$

$$M_{t1} = f_{fct} b \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{c(2)}}{h \cdot 2,5 \cdot 10^{-3}} \right)^k \left( \frac{2,5 \cdot 10^{-3} h}{\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{c(2)}} \right)^{k+2}; \quad (10)$$

$$N_{t2} = f_{fct} b h (1,525 \frac{(\varepsilon_{c(2)} - 0,0025) h}{\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{c(2)}} - 105 \frac{\varepsilon_{c(2)}^2 - 0,0025^2}{\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{c(2)}}); \quad (11)$$

$$M_{t2} = \frac{f_{fct} b h^2 (0,7625 (\varepsilon_{c(2)}^2 - 0,0025^2) - 70 (\varepsilon_{c(2)}^3 - 0,0025^3))}{(\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{c(2)})^2}. \quad (12)$$

До досягнення  $\varepsilon_{c(2)} = 0,0025$  зусилля  $N_{t2} = 0$ . Зусилля у розтягненій зоні при цьому дорівнюють:

$$N_{t1} = \int \sigma_{fc} dF = \int_0^{x_1} f_{fcc} \sum_{k=1}^5 a_k \left( \frac{\varepsilon_c}{0,0025} \right)^k b dx =$$

$$= \int_0^{x_1} f_{fcc} \sum_{k=1}^5 a_k \left( \frac{(\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{c(2)}) x}{h \cdot 0,0025} \right)^k b dx = f_{fcc} b \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{c(2)}}{h \cdot 0,0025} \right)^k \left( \frac{\varepsilon_{c(1)} h}{\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{c(2)}} \right)^{k+1}; \quad (13)$$

$$M_{t1} = \int \sigma_{fc} x dF =$$

$$= \int_0^{x_1} f_{fcc} \sum_{k=1}^5 a_k \left( \frac{(\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{c(2)}) x}{h \cdot 0,0025} \right)^k x b dx = f_{fcc} b \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{c(2)}}{h \cdot 0,0025} \right)^k \left( \frac{\varepsilon_{c(1)} h}{\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{c(2)}} \right)^{k+2}. \quad (14)$$

Отже, необхідний математичний апарат, поданий вище, можна використати для оцінки несучої здатності сталефібробетонних елементів балкового типу. Результати аналізу подано у табл. 1. Теоретично оцінена несуча здатність дещо менша від дослідної. При цьому необхідно зауважити, що запропонована методика порівняно з ДСТУ [1] дає змогу краще оцінити несучу здатність балок. Розрахунки проводили з використанням персонального комп'ютера (Excel).

Таблиця 2

**Результати розрахунку за деформаційним методом взірців серії ВБ-1.2**

$\varepsilon_{c(1)}$	$\varepsilon_{c(2)}$	$N = \frac{1}{r}$	$\Sigma X = 0$	М, Н·м
0.0001	0.00028019	0.000038019	2.31666E-05	23.70947
0.00015	0.00040935	0.000055935	9.6168E-06	41.06158
0.0002	0.0005382	0.00007382	9.62392E-05	61.39901
0.0008225	0.0025	0.00033225	-6.05188E-05	414.0312
0.00081799	0.003	0.000381799	8.83269E-05	436.7597
0.00090993	0.0035	0.000440993	-7.99243E-05	451.8286
0.00098146	0.004	0.000498146	3.95431E-06	451.5381
0.00103792	0.0045	0.000553792	-2.15018E-05	441.0826

Як бачимо з табл. 2 та рис. 3, несуча здатність взірців серії ВБ-1.2-451,8286 Н·м. Деформації крайніх волокон при цьому не досягають граничних значень.

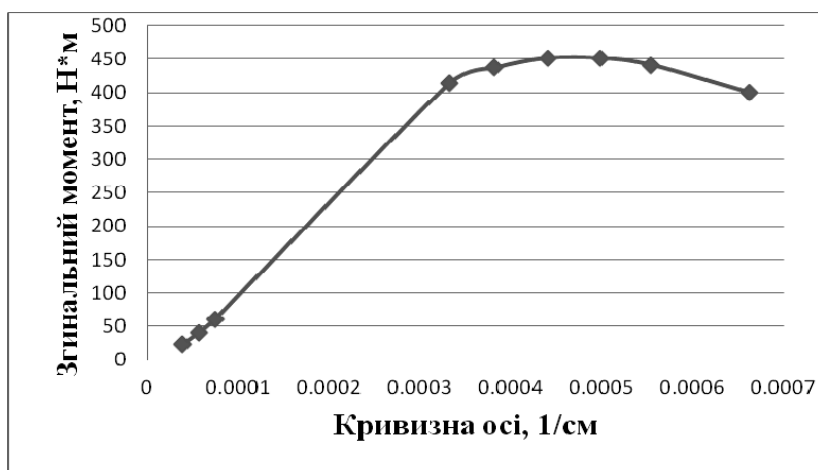


Рис. 3. Діаграма “ $M - \frac{1}{r}$ ” для взірців серії ВБ-1.2

З використанням вищеподаного аналітичного апарата ми провели числовий експеримент. Визначили несучу здатність комбіновано армованої балки перерізом 6x20 см, для якої були прийняті такі дані:  $f_{yk} = 575$  МПа,  $A_s = 0,785$  см<sup>2</sup>,  $E_s = 2,1 \cdot 10^5$  МПа,  $z_s = 17,5$  см,  $f_c = 25$  МПа,  $f_{ct} = 2,05$  МПа. У результаті розрахунків була побудована діаграма ”згинальний момент–кривизна”, при цьому несуча здатність становила 8,283 кН·м, деформації –  $\varepsilon_{c(1)} = 0,005$ ,  $\varepsilon_{c(2)} = 0,002086$ ,  $\varepsilon_s = 0,004114$ . Отже, в арматурі напруження досягли межі плинності, однак ні в арматурі, ні на рівні крайніх волокон не досягнуті граничні значення відповідних деформацій. Розрахунок за методикою [1] (епюри напружень сталевібробетону – прямокутні) засвідчив, що несуча здатність становить 8,861 кН·м, що на 7 % більше, ніж під час розрахунків за деформаційним методом.

Отже, подальші дослідження доцільно скерувати на вдосконалення методики випробувань сталевібробетону на розтяг та стиск. Це дасть змогу отримати точніші параметри діаграм деформування, особливо на додільних вітках. У цьому випадку можна взагалі відмовитись від визначення через формули розрахункових опорів сталевібробетону [1], які регулярно корегуються [1–3] і є доволі приблизними.

**Висновки:** 1. Запропоновано деформаційну методику розрахунку сталевібробетонних елементів і розроблено відповідний математичний апарат.

2. Експериментальні значення несучої здатності сталевібробетонних згинальних елементів на фібрі з листа і теоретичні значення, обчислені за запропонованою методикою, показали їх добру збіжність (табл. 1).

3. Несуча здатність сталевібробетонних згинальних елементів, обчислена за методикою [1], при підстановці у формули якої експериментальних значень міцності сталевібробетону на розтяг та стиск, до 53 % вища за експериментально отриману. Під час внесення змін до стандарту [1] доцільно за основний метод розрахунку прийняти деформаційний.

1. ДСТУ-Н Б В.2.6-78:200955. Конструкції будинків і споруд. Настанова з проектування та виготовлення сталевібробетонних конструкцій. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 46 с. 2. Рекомендації по проектуванню и изготовлению сталефибробетонных конструкций. – М.: НИИЖБ, 1987. – 148 с. 3. СП 52-104-2006. Сталефибробетонные конструкции. – М.: НИИЖБ. – 2007. – 73 с. 4. СНиП 2.03.03-85. Армощементные конструкции. Нормы проектирования. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 24 с. 5. Рак Н.А. Методика расчета сталефибробетонных

конструкцій с использованием диаграмм деформирования сталефибробетона и стержневой арматуры: матер. 3-го Междунар. симпозиума "Проблемы современного бетона и железобетона" – Минск: 9-11.11.2011.-www.belniis.by. – 6 с. 6. Билозир В.В. Образование и раскрытие трещин в нормальных сечениях изгибаемых сталефибробетонных элементов на фибре из листа: автореф. дис... канд. техн. наук. – М., 1991. – 24 с. 7. Zilch K., Lingemann J. Die DafStb-Richtlinie Stahlfaserbeton. – Concrete Solutions 54. Betontage. – 09–11 Februar 2011, Neu-Ulm. – www.mb.bv.tum.de. 8. Дробищинець С.Я. Вплив повторних малоциклових навантажень на механічні характеристики сталефібробетону та роботу згинальних елементів на його основі: автореф. дис... канд. техн. наук. – Львів, 2006. – 24 с.

УДК 624.014.2

М. Більський, М. Котів, Р. Котів

Національний університет "Львівська політехніка",  
кафедра будівельного виробництва

## РОБОТА СТАЛЕВИХ СТІЙОК, ПІДСИЛЮВАНИХ ПІД НАВАНТАЖЕННЯМ

© Більський М., Котів М., Котів Р., 2012

**Викладено результати досліджень роботи сталевих колон у процесі їх підсилення під навантаженням. Визначено напружено-деформований стан підсилюваного стрижня з врахуванням дії на нього бокового тиску у результаті вигинання елемента підсилення.**

**Ключові слова:** підсилення під навантаження, напружено-деформований стан.

**Investigation results are presented for colon strengthening and loading. Stress – deformation state of investigated bar is define tanind info accont side loading , that is result of strengthening element curve.**

**Key words:** strengthening, under loading, stress – deformation state.

**Актуальність проблеми.** Підсилення конструкцій широко використовують у процесі реконструкції та ремонтну будівель і споруд. Здебільшого воно спрямоване на збільшення несучої здатності, штивності усієї конструкції або окремих її елементів. Одним з основних недоліків традиційних способів підсилення конструкцій під навантаженням є необхідність значного їх розвантаження для безпечного ведення робіт та перевитрата металу [1]. Тому таке підсилення неефективне з економічного погляду і припустиме тільки в обмежених випадках. Підсилення традиційними способами вимагає також додаткових витрат праці для ретельного припасування підсилювальних елементів до підсилюваного стрижня, що часто має значні початкові прогини.

За попереднього напруження елементів у процесі підсилення ці прогини можна значно зменшити без розвантаження конструкцій, яке необхідне перед їхнім підсиленням традиційними способами. Крім того, велика деформативність елементів, підсиленних під навантаженням, знижує їхню тривкість [2], що вимагає підвищеної витрати матеріалу підсилення. Експлуатація сталевих конструкцій будинків і споруд хімічної промисловості показала, що традиційні способи підсилення мають також інші недоліки. Так, колони, підсилені приварюванням листів, згодом одержували серйозні ушкодження – під дією корозії руйнувалися зварні шви підсилення. Збільшення обсягу продуктів корозії у місці контакту основного і доданого металу призводить до відривання підсилювальних елементів від самих колон.

На роботу підсиленних стиснених стрижнів негативно також впливає зварювання, у результаті якого підсилюваний елемент набуває додаткових деформацій (прогинів), що додаються з прогинами від зовнішніх навантажень [3]. Тому проблема уникнення перерахованих недоліків є актуальною.