МЕЛЬНИК І.В., МУРИН А.Я.

Національний університет "Львівська політехніка"
м. Львів, Україна

УДК 624.012

ПРОПОЗИЦІЇ ЩОДО РОЗРАХУНКУ ТА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНА ПЕРЕВІРКА МІЦНОСТІ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК, ПІДСИЛЕНИХ ВУГЛЕПЛАСТИКАМИ

Ключові слова: залізобетонна балка, підсилення, міцність, зовнішня композитна арматура.

Подано методику розрахунку міцності нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених вуглепластиками, з використанням параметрів деформаційної моделі та її експериментальну перевірку.

Приведено методику расчета прочности нормальных сечений железобетонных балок, усиленных углепластиками, с использованием параметров деформационной модели и её экспериментальную проверку.

Calculation method for determination of strength of normal sections of reinforced-concrete beams, strengthened by carbon fiber reinforced plastics, with the use of parameters of deformation model and him experimental verification is given.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Одним з найбільш ефективних методів відновлення і покращання експлуатаційних властивостей будівель, споруд чи окремих конструктивних елементів є їх підсилення. У багатьох країнах світу, у т.ч. Україні, проводяться дослідження та застосування неметалевої арматури як альтернативи традиційним підсиленням за допомогою металевих елементів. Основні переваги неметалевої арматури: висока міцність, корозійна стійкість, легкість і простота використання, відсутність необхідності стикування по довжині, висока втомна міцність, зручний та простий спосіб застосування.

Проведені раніше експериментальні та теоретичні дослідження не дають однозначних рекомендацій з розрахунку та підсилення залізобетонних конструкцій композитними матеріалами за граничними станами. Тому подальше дослідження залізобетонних елементів, підсилених зовнішньою композитною арматурою, має важливе теоретичне і практичне значення, як альтернатива традиційним способам підсилення конструкцій. Насамперед це стосується міцності, як основного критерію підсилення згинаних елементів.

АНАЛІЗ ОСТАННІХ ПУБЛІКАЦІЙ І ДОСЛІДЖЕНЬ

Серед останніх пропозицій щодо розрахунку міцності нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених композитами, слід виділити рекомендації fib [1] та "Руководство…" [2]. Основні передумови прийнятої в них розрахункової моделі, як і в більшості попередніх пропозицій, є практично однаковими:

- розподіл деформацій по висоті робочого перерізу приймають за лінійним законом;
- використовують рівновагу зусиль в перерізі;
- нехтують роботою бетону у розтягнутій зоні.

Епюру напружень у стиснутій зоні приймають різною: від фактичної параболічної до спрощеної прямокутної.

Важливою умовою у розрахункових залежностях, що пропонуються, є обмеження деформацій (напружень), які входять в розрахункові залежності. Це пов'язано з тим, що високоміцні композити мають в декілька разів більшу розривну міцність порівняно з арматурними сталями. Проте при підсиленні бетонних конструкцій ця міцність використовується далеко не повністю, що пояснюється особливістю роботи залізобетонних згинальних елементів, розтягнута зона яких підсилена приклеєною зовнішньою композитною арматурою.

Численні експериментальні дослідження показали, що на відміну від звичайних залізобетонних конструкцій, така нова конструктивна система має додаткові можливі види руйнування, зокрема: відшарування композитів (у т.ч. внаслідок незначної деформації пластиків, нерівної поверхні бетону, зрізаючо-відриваючого зусилля в стрічці), зсуву або порушення анкерування тощо.

У зв'язку з цим у технічному звіті fib [1] було рекомендовано обмежити розрахунковий опір вуглепластикових композитів деформаціями ε_f=5‰. Криволінійна

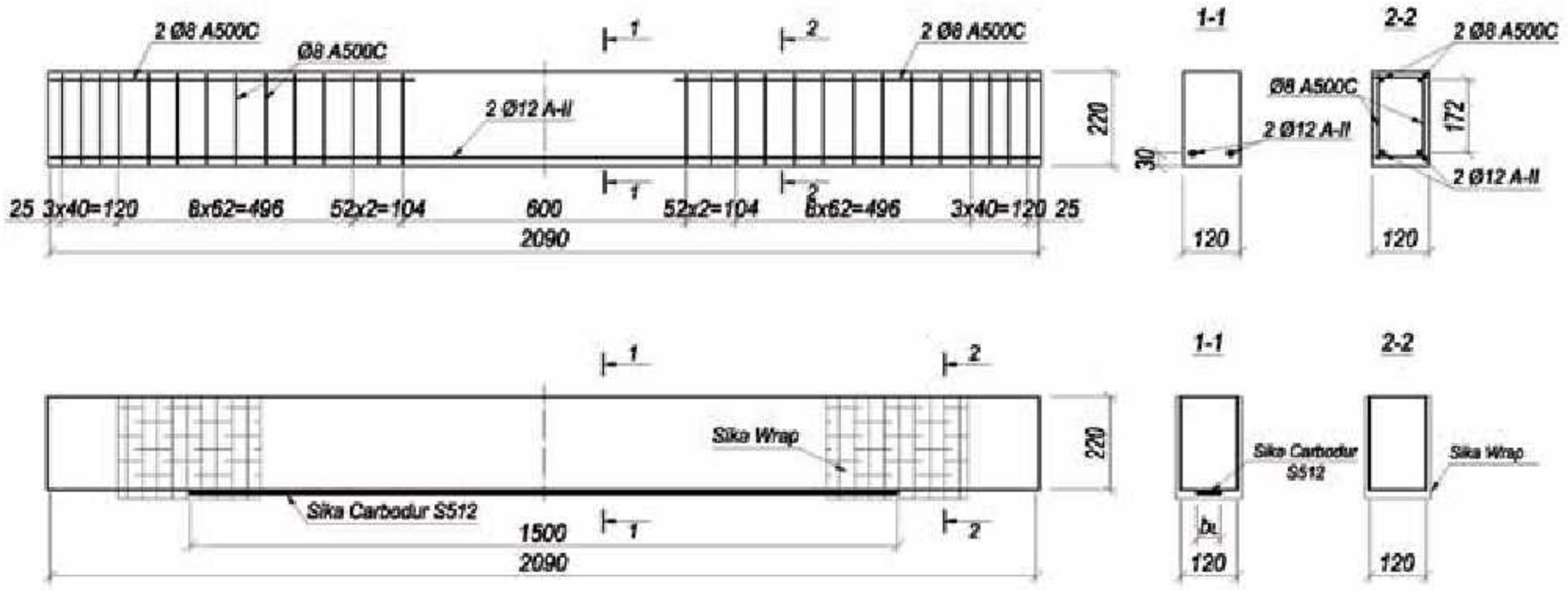

Рис. 1. Вихідна конструкція (а) і схема підсилення (б) експериментальних балок Вихідна конструкція (а) і схема підсилення (б) експериментальних балок

епюра напружень в розрахунковій схемі fib враховується коефіцієнтом ψ, який залежить від величини деформацій в бетоні, що потребує попередніх обчислень і загалом ускладнює розрахунковий апарат.

Розробники "Руководства…" [2] обмеження деформацій в композиті пов'язують безпосередньо з його відшаруванням від підсиленої конструкції. Коефіцієнт, що обмежує деформації, не є постійним, а обчислюється за емпіричними формулами в залежності від жорсткості елемента підсилення.

У звіті fib рекомендується розглядати два стани: експлуатаційний граничний стан (SLS) і максимальний граничний стан (ULS), який відповідає повному руйнуванню підсиленої конструкції. Обмеження деформацій у стрічці є одним з критеріїв стану SLS.

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ

Для перевірки теоретичних критеріїв міцності були виготовлені залізобетонні балки двох серій довжиною 2100 мм, шириною 120 мм і висотою 220 мм. Зразки серій 1 та 2 відрізнялись міцністю бетону. Балки були запроектовані таким чином, щоб вони руйнувалися за нормальними перерізами при випробуванні за схемою чистого згину. Схеми армування і підсилення експериментальних зразків подано на рис. 1.

В усіх балках поздовжньою робочою внутрішньою арматурою була стержнева арматура класу А-II з межею текучості 370 МПа, а конструктивна і поперечна – класу А500С (Ø8мм).

Для експериментальних зразків серії 1 був використаний важкий бетон з такими показниками: середня кубова міцність R=33,1МПа, середній початковий модуль пружності E_b=34,2×10^3 МПа. Для зразків серії 2 відповідно R=38,8МПа, E_b=38,0×10^{3}МПа.

Для підсилення використана композитна стрічка CFRP S512 фірми Sika, границя міцності якої за результатами лабораторних випробувань на розтяг становить R_f = 3246 МПа, модуль пружності E_f = 1,82·105 МПа.

Ширина стрічки у стані постачання – b_f = 50 мм. Для дослідження оптимального відсотка армування, крім повної базової ширини, використовували частини стрічки по ширині (розділеної вздовж) для отримання потрібної площі поперечного перерізу: 1 – шириною b_f = 50 мм; 1/2 – номінальною шириною b_f/2 = 25 мм; 1/3 – номінальною шириною b_f/3 = 16,7 мм; 1/4 – номінальною шириною b_f/4 = 12,5 мм.

З кожної серії один зразок (1Б-1 та 2Б-1) був випробуваний без підсилення (як контрольний). У інших зразках змінним параметром був відсоток армування зовнішньою композитною арматурою – стрічкою S512 різної ширини.

Згинальний момент, при якому досягалися деформації зовнішньої композитної стрічки ε_f = 0,005, згідно з рекомендаціями fib приймали за момент

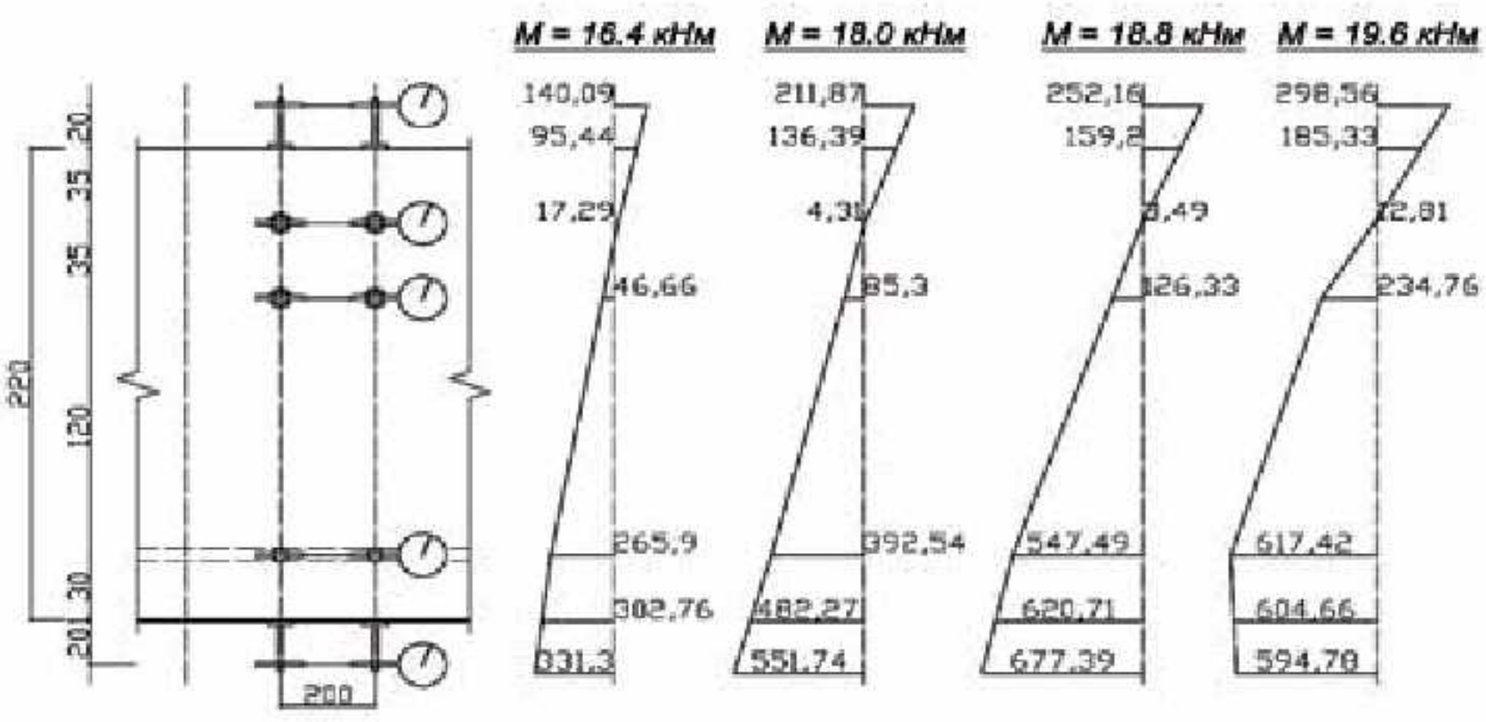

Рис. 2. Відносні деформації (ε×10^{-5}) експериментальних балок по висоті перерізу (на прикладі балки 2БП-2-2)

вичерпання несучої здатності експлуатаційного стану M_{SLS}^{exp}. Експериментальні дослідження підтвердили справедливість такого підходу. При перевищенні граничних значень деформацій зовнішньої композитної стрічки ε_f = 0,005 система "розпадається", тобто порушується гіпотеза плоских перерізів (рис. 2).

У табл. 1 подано отриманий в експериментальних дослідженнях ефект підсилення балок за показниками міцності у кожній серії, який обчислювався як за максимальним значенням (остаточне руйнування) згинального моменту M_{SLS}^{exp}, так і за значенням граничного моменту експлуатаційного стану M_{ULS}^{exp}.

Як бачимо, ефект підсилення залежав від ширини стрічки підсилення і був для балок 1 серії у межах 50,3…83,7 % за значеннями M_{ULS}^{exp}. Значно меншим порівняно з серією 1 виявився ефект підсилення для балок серії 2 – від 36,4 до 41,4 %.

Таблиця 1

Ефект підсилення експериментальних балок за показниками міцності

Шифр балок	Геометричні розміри стрічки підсилення	Площа поперечного перерізу стрічки підсилення	Відсоток армування зовнішньою арматурою	Згинальний момент, кН·м		Ефект підсилення, %	
				експеримент			
	b×h, мм	A_f, см^2	μ_f, %	M_{ULS}^{exp}	M_{SLS}^{exp}	δ_{ULS}^{exp}	δ_{SLS}^{exp}
1Б-1	–	–	–	14,7	14,7	–	–
1БП-2-1	50×1,2	0,6	0,263	27,0	24,0	83,7	63,3
1БП-3-1	50×1,2	0,6	0,263	27,0	24,0	83,7	63,3
1БП-4-1	50×1,2	0,6	0,263	26,9	24,0	83,0	63,3
1БП-5-2	25×1,2	0,3	0,132	23,2	18,4	57,8	25,2
1БП-6-2	25×1,2	0,3	0,132	23,4	18,4	59,2	25,2
1БП-7-3	16,6×1,2	0,2	0,088	22,7	17,3	54,4	17,7
1БП-8-4	12,5×1,2	0,15	0,066	22,1	17,1	50,3	16,3
2Б-1	–	–	–	16,2	16,2	–	–
2БП-2-2	25×1,2	0,3	0,132	22,9	18,3	41,4	13,0
2БП-3-3	16,6×1,2	0,2	0,088	22,7	17,8	40,1	9,9
2БП-4-4	12,5×1,2	0,15	0,066	22,1	17,5	36,4	8,0

Згідно з отриманими результатами, для балок двох серій міцність нормальних перерізів зростає зі збільшенням площі поперечного перерізу стрічки підсилення, що необхідно враховувати у розрахункових залежностях. Графік залежності міцності підсилених експериментальних балок від відсотка зовнішнього армування подано на рис. 3.

Ця залежність є стійкою як за показниками остаточного руйнування (стан ULS), так і за критеріями стану SLS, обчисленими за пропозиціями, поданими нижче.

ПРОПОЗИЦІЇ ЩОДО РОЗРАХУНКУ МІЦНОСТІ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ

За основу прийняті розрахункові залежності чинних норм проектування залізобетонних конструкцій, що базуються на рівновазі зусиль у поперечному перерізі балкових елементів; при цьому зовнішня композитна арматура приводиться до відповідної кількості внутрішньої сталевої арматури (рис. 4).

Приведена площа поперечного перерізу арматури визначається за формулою:

$$A_{s,red} = A_s + A_f \frac{R_{fy}}{R_s}, \qquad (1)$$

де: A_S - площа поперечного перерізу внутрішньої сталевої арматури;

R_S - розрахунковий опір на розтяг внутрішньої сталевої арматури;

A_f - площа поперечного перерізу зовнішньої композитної арматури;

R_{fy} - умовний розрахунковий опір на розтяг зовнішньої композитної арматури.

Згідно з рекомендаціями fib [1] :

$$R_{fy} = \varepsilon_{fy} \cdot E_f \le k_f R_f, \qquad (2)$$

де: ε_{fy}=0,005 - граничне відносне видовження зовнішньої композитної арматури;

E_f - модуль пружності зовнішньої композитної арматури;

k_f - коефіцієнт надійності за матеріалом; для вуглецевих стрічок $k_f = 0,85$;

R_f - межа міцності зовнішньої композитної арматури на розтяг.

Розрахункова міцність нормального перерізу:

$$M_{SLS} = R_b b x \left(h_0 - 0.5x\right), \qquad (3)$$

де x визначається з рівноваги внутрішніх зусиль у перерізі (рис. 4) :

$$x = \frac{R_s A_s + R_{fy} A_f}{R_b b} = \frac{R_s A_{s,red}}{R_b b}. \qquad (4)$$

Для перевірки запропонованого розрахункового апарату експериментальні залізобетонні балки були розраховані згідно з

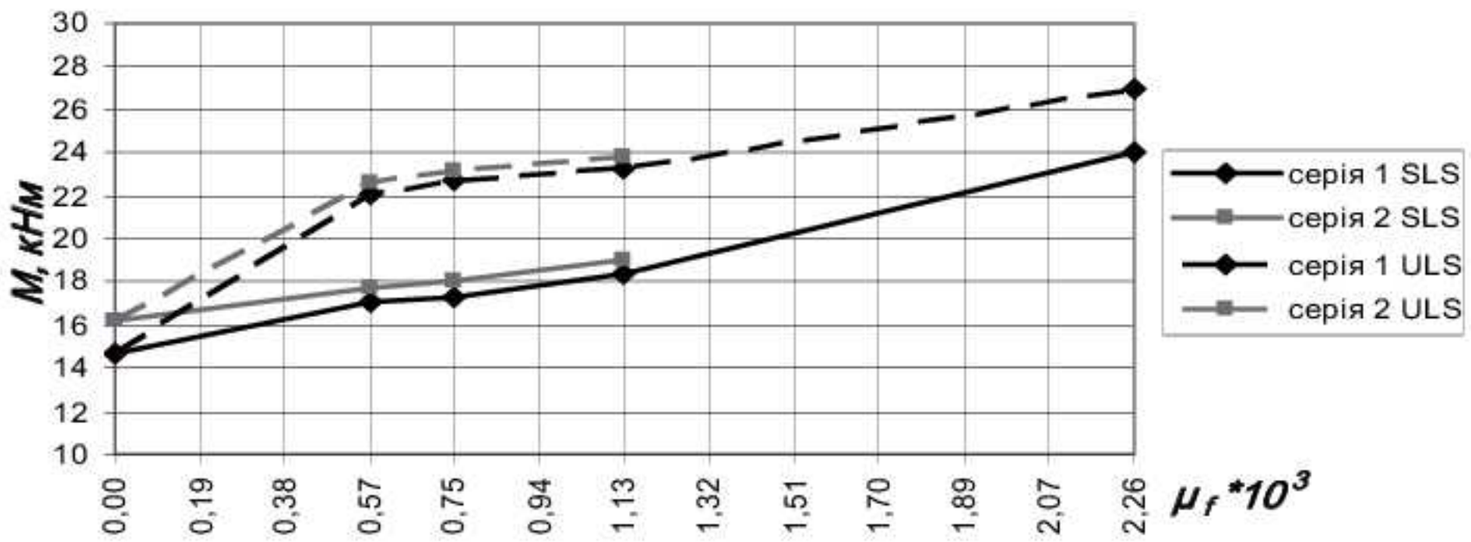

Рис. 3. Залежність міцності експериментальних балок серій 1 та 2 від відсотка зовнішнього армування)

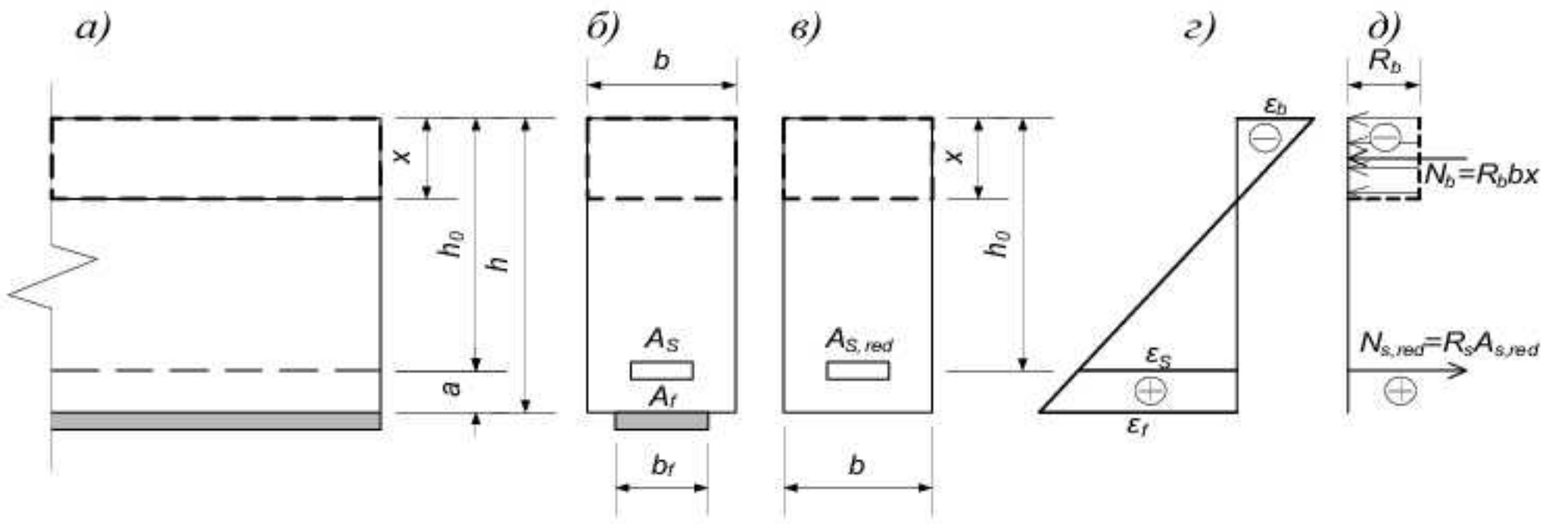

Рис. 4. Розрахункова схема нормального перерізу залізобетонної балки, підсиленої зовнішньою композитною арматурою

Таблица 2

Порівняння теоретичних та експериментальних значень міцності залізобетонних балок, підсилених зовнішньою композитною арматурою

Серія	Індекс балок	Розміри перерізу			Відсоток армування зовнішньою композитною арматурою, μ_f,%	Згинальні моменти, кН·м		$\delta=\frac{M_{SLS}^{exp}-M_{SLS}^{th}}{M_{SLS}^{exp}}\cdot 100\%$
		бетону $b\times h$, см	внутрішньої сталевої арматури, мм	зовнішньої композитної арматури $b\times t$, мм		Експеримент M_{SLS}^{exp}	Запропонований розрахунковий апарат M_{SLS}^{th}	
1	1	12×22	2 ∅ 12	50×1,2	0,24	24,0	23,45	-2,3
	2	12×22	2 ∅ 12	25×1,2	0,12	18,4	19,26	4,7
	3	12×22	2 ∅ 12	16,7×1,2	0,08	17,3	17,82	3,0
	4	12×22	2 ∅ 12	12,5×1,2	0,06	17,1	17,09	-0,1
2	2	12×22	2 ∅ 12	25×1,2	0,12	18,3	19,57	6,9
	3	12×22	2 ∅ 12	16,7×1,2	0,08	17,8	18,08	1,6
	4	12×22	2 ∅ 12	12,5×1,2	0,06	17,5	17,32	-1,0

наведеними залежностями, які порівнювали з експериментальними даними (табл. 2). Для балок–"близнюків" приведені усереднені значення показників.

Виконані розрахунки показують, що теоретичні величини міцності нормальних перерізів балок, обчислених згідно із запропонованими підходами, добре узгоджуються з експериментальними даними. Відносна похибка обчислень знаходиться у межах -2,3…+6,9 % . При цьому найбільша похибка зафіксована для балок з індексами 2 і 3, у яких не було застосовано систему додаткового анкерування композитної стрічки. При забезпеченні надійного анкерування похибка обчислень не перевищує +3 %.

Порівняно з несучою здатністю за граничним станом ULS , міцність за станом SLS є меншою (табл. 2). Виходячи зі стану SLS, є також меншим ефект підсилення балок порівняно з непідсиленими: від 16,3 до 63,3 % для балок серії 1 та від 8 до 13 % для балок серії 2 у залежності від ширини стрічки підсилення.

Окрім перевірки власних експериментальних даних, було проведено порівняння значень M_{SLS}^{exp}, обчислених за запропонованими залежностями, з експериментальними величинами згинальних моментів M_{SLS}^{th} інших авторів (досліди Ільницького Б., Крамарчука А. [2]; Перлової О. [4]; Al-Sunna R.; Glodkowska W., Staszewski M.; Kaminska M, Kotynia R. [5]; Kybicki J.[6]; Ledner M. [7]). Похибка обчислень становить -6,3…+20,5%, середнє значення похибки +4,5%.

ВИСНОВКИ:

1. Обґрунтовано і експериментально підтверджено критерії та розроблено розрахунковий апарат для обчислення міцності нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених вуглепластиковими стрічками, що базується на методі граничних станів з використанням параметрів деформаційної моделі.

2. При оцінці міцності нормальних перерізів балок, підсилених зовнішньою композитною арматурою, необхідно розрізняти граничний стан ULS, що відповідає повному руйнуванню конструкції, і експлуатаційний граничний стан SLS.

3. Запропоновані розрахункові залежності дають задовільну збіжність з результатами експериментальних даних авторів та інших дослідників за різних параметрів внутрішнього та зовнішнього армування, міцності бетону тощо.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Externally bonded FRP reinforcement for RC structures. Technical report fib, bulletin 14, 2001. - 130 p.
2. Руководство по усилению железобетонных конструкций композитными материалами. ГУП «НИИЖБ» / ООО «Интераква». - М., 2006. - 48 с.
3. Ільницький Б. Міцність і деформативність залізобетонних балок, підсилених композитними матеріалами / Б. Ільницький, А. Крамарчук // Архітектура і сільськогосподарське будівництво: Вісник Львівського національного аграрного університету. - 2009. - № 10. - С.63-70.
4. Перлова Е.М. Несущая способность, жесткость и деформативность железобетонных элементов со смешанным армированием: дис. … канд. техн. наук / Е.М. Перлова. - К.: ГП НИИСК, 2008. – 146 с.
5. Kaminska M. Obliczanie nośności belek wzmocnionych taśmami CFRP / M. Kaminska, R. Kotynia // XLV konf. nauk. KILiW PAN i KN PZITB Problemy naukowo - badawcze budownictwa. – Tom 2, Konstrukcje betonowe. – Krynica, -1999. – S.87-94.
6. Kybicki J. Badania doświadczalne zarysowanych belek żelbetowych z naklejonymi taśmami komposytowymi z włokien węglowych / J. Kybicki // Prace instytutu techniki. – kwartalnik №4 (124), 2002. – S. 43-59.
7. Ledner M. Geklebte Bewehrung / M. Ledner, J. Pralong, Ch. Weder. - Bemessung und Erfahruger, EMPA Bericht Nr. 116/5, Eidgenossische Materialprufungs- und Forschungsanstalt, EMPA, April 1990.