

УДК 624. 012

МІЦНІСТЬ ПОХИЛИХ ПЕРЕРІЗІВ КОМБІНОВАНО АРМОВАНИХ СТАЛЕФІБРОБЕТОННИХ БАЛОК

*В. Білозір, к.т.н., А. Височенко, інженер
Львівський національний аграрний університет*

Ключові слова: балка, сталева фібра, похилий переріз, міцність.

Подано результати експериментально-теоретичних досліджень впливу кількості фібри на міцність похилих перерізів балок і рекомендації щодо їх розрахунку.

Постановка проблеми. Експериментально-теоретичні дослідження [1-4] показали, що фіброве армування підвищує кубикову міцність бетону до 30%, призмову міцність – до 32%, початковий модуль пружності – до 20%, граничну стискуваність – до 23%, нижню межу тріщиноутворення – до 15% і знижує коефіцієнт поперечних деформацій до 12%. Міцність сталевібробетону на розтяг порівняно з бетоном зростає до 150 – 200%. Такі переваги сталевібробетону дозволяють використовувати його в несучих конструкціях. Поява фібрової арматури з анкерами вимагає додаткових досліджень міцності та тріщиностійкості похилих перерізів згинальних комбіновано армованих елементів.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Питаннями експериментально-теоретичних досліджень міцності похилих перерізів комбіновано армованих сталевібробетонних елементів на профільованій фібрі з дроту займалися Г. К. Хайдуков, І. В. Волков, Б. А. Прієв [5]. Однак даних експериментально-теоретичних досліджень комбіновано армованих елементів із фіброю українського виробництва наразі немає. Тому їх проведення необхідне для подальшого використання результатів у розробці сталевібробетонних конструкцій.

Постановка завдання. Таким чином, актуальним завданням є проведення експериментальних досліджень роботи під навантаженням зазначених елементів і розробка методики їх розрахунку.

Виклад основного матеріалу. Програмою досліджень передбачено виготовлення та випробування зразків, армованих арматурою Вр-1 (1Ø5) та фіброю ВАТ «Силур» (рис. 1), за схемою однопрогінної балки, завантаженої зосередженими силами у прогоні, який дорівнював 900 мм (рис. 2). Відстань

від крайніх розтягнутих волокон до центра ваги стрижня – 15 мм. Контрольованими параметрами під час випробувань були прогини, деформації бетону, ширини розкриття похилих тріщин.

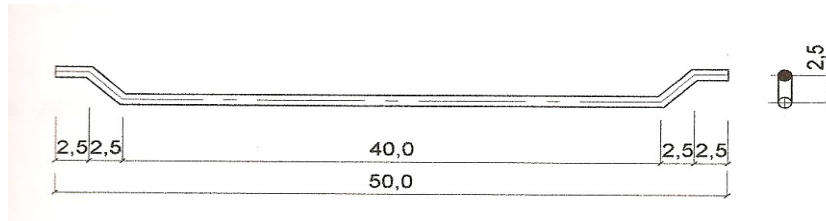


Рис. 1. Геометричні розміри фібри ВАТ «Силур».

Відношення довжини до діаметра фібри – 50, міцність фібри: мінімальна – 900 МПа, максимальна – 1100 МПа.

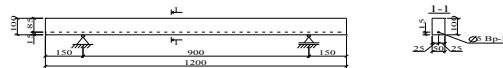


Рис 2. Конструкція дослідного зразка.

Дослідні зразки (табл. 1) різнилися вмістом фібри, причому зразки Б 1.1, F 2.1, F 3.1, F 4.1 випробовували за прогону зрізу 110 мм, а зразки Б 1.2, F 2.2, F 3.2, F 4.2 – за прогону зрізу 220 мм (рис. 3).

Одночасно з виготовленням балок виготовляли три кубики 150x150x150 мм з дрібнозернистого бетону. У результаті випробувань визначили, що їх міцність відповідно дорівнювала 22,1, 23,4 та 21,4 МПа. Середнє значення міцності кубиків – 22,3 МПа, що може приблизно відповідати бетонові класу В20.

Таблиця 1

Параметри експериментальних взірців

Розмір зразка	Клас бетону	Відсоток фібрового армування μ_f %			
		0	0,7	1,25	1,8
1200x100x50	В 20	Б 1.1	F 2.1	F 3.1	F 4.1

		Б 1.2	F2.2	F 3.2	F 4.2
--	--	-------	------	-------	-------

Міцність бетону на центровий розтяг визначили за формулою Фере:

$$R_{bt} = 0,23R^{\frac{2}{3}}, \quad (1)$$

де R – кубикова міцність.

Середнє значення міцності R_{bt} дорівнює 2,14 МПа.

За емпіричною формулою, запропонованою НИИЖБ, визначили, що середнє значення призмової міцності бетону R_b дорівнює 17,84 МПа.

Опір сталевібробетону на розтяг R_{fbt} і стиск R_{fb} визначали за формулами [1].

Дані, в табл. 2 отримані на основі експериментів та емпіричних формул і використані надалі для аналізу напружено- деформованого стану.

Таблиця 2

Характеристики міцності дослідних зразків

Марка взірця	μ_{fv} , %	R , МПа	$R_b (R_{fb})$, Мпа	$R_{bt} (R_{fbt})$ МПа	a/h_0
Б1.1	0	22,3	17,84	2,14	1,1
Б1.2					2,2
F2.1	0,7	22,3	18,60	2,53	1,1
F2.2					2,2
F3.1	1,25	22,3	19,36	3,12	1,1
F3.2					2,2
F4.1	1,8	22,3	20,42	3,81	1,1
F4.2					2,2

a/h_0 – відносний прогін зрізу.



Рис. 3. Дослідний зразок під час випробувань.

Руйнування дослідних зразків по похилих перерізах відбувалося від

зрізу блоку балки, обмеженого опорою та точкою прикладання зовнішнього навантаження. Деформації крайніх стиснутих волокон дорівнювали $14 \cdot 10^{-5}$ для балки Б1.1 та $16 \cdot 10^{-5}$ для балки Б1.2. У балках, додатково армованих фіброю, ці відносні деформації знаходилися в діапазоні $30 \dots 52 \cdot 10^{-5}$.

Експериментально отримані руйнівні навантаження дослідних зразків подані в табл. 3.

Таблиця 3

Граничні значення поперечних сил дослідних зразків

Марка зрізця	μ_{fv} , %	a/h_0	ε_{btu} , ε_{fbu}	Q_u^{exp} , кН
Б1.1	0	1,1	$14 \cdot 10^{-5}$	10,481
Б1.2		2,2	$16 \cdot 10^{-5}$	10,120
F2.1	0,7	1,1	$30 \cdot 10^{-5}$	26,198
F2.2		2,2	$34 \cdot 10^{-5}$	13,732
F3.1	1,25	1,1	$33 \cdot 10^{-5}$	28,352
F3.2		2,2	$36 \cdot 10^{-5}$	14,911
F4.1	1,8	1,1	$44 \cdot 10^{-5}$	29,671
F4.2		2,2	$52 \cdot 10^{-5}$	16,295

З табл. 3 видно, що зі збільшенням відносного прогону зрізу знижується несуча здатність комбіновано армованих балок незалежно від відсотка фібрового армування μ_{fv} .

На рис. 4 показано залежність відносної міцності зразків від відносного прогону зрізу. Аналіз показав, що розрахунок міцності похилих перерізів за методикою [1; 2] суттєво переоцінює несучу здатність. Це ж показав Прієв Б. А. [5]. Тому прийmemo модель, запропоновану ним, за допомогою якої оцінювалася міцність похилих перерізів комбіновано армованих елементів таврового перерізу з профільованою фіброю із маловуглецевого дроту (див. рис. 4).

Оскільки епюру, показану на рис. 5, а можна використати лише тоді, коли відомі нормовані діаграми деформування фібробетону, то зупинимосся на теоретичній епюрі (рис. 5, б). Несучу здатність можна описати формулою:

$$Q_u = Q_b + Q_{fb}; \quad (2)$$

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0}{C}, \quad (3)$$

Тут $c = a$;

$$Q_{fb} = \omega R_{\gamma bt} b C, \quad (4)$$

де ω – коефіцієнт повноти епюри напружень (рис. 4, б).

Звідси можна отримати значення коефіцієнта повноти епюри напружень:

$$\omega = \frac{Q_u - Q_b}{R_{\gamma bt} ba} ; \quad (5)$$

Результати розрахунків коефіцієнта ω подані в табл. 4

Таким чином, коефіцієнт повноти епюри, як видно з табл. 4, залежить від прогону зрізу і практично не залежить від відсотка фібрового армування (рис. 6).

Отже, отримуємо рівняння:

$$\omega = 0,32a / h_0 - 0,048 . \quad (6)$$



Рис. 4. Відносна міцність похилих перерізів дослідних зразків.

Рівняння для ω дозволяє знайти рівняння для визначення проекції небезпечної похилої тріщини на поздовжню вісь елемента.

Умови міцності похилого перерізу:

$$Q \leq Q_b + Q_{fb}. \quad (7)$$

Її можна записати у вигляді:

$$Q \leq \frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{c} + \omega R_{\gamma bt} b C = \frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{c} + \left(0.32 \frac{c}{h_0} - 0.048 \right) R_{\gamma bt} b c. \quad (8)$$

Умови мінімуму функції Q :

$$\frac{dQ}{dC} = 0; \quad (9)$$

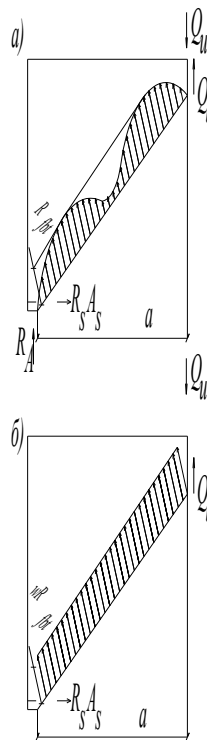


Рис. 5. Експериментальна (а) і теоретична (б) епюри внутрішніх зусиль похилого перерізу в стадії граничної рівноваги.

Диференціюючи, отримаємо:

$$-\frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{c} + \frac{0,64 R_{\gamma bt} b c}{h_0} + 0,048 R_{\gamma bt} b = 0. \quad (10)$$

Таблиця 4

Значення коефіцієнта повноти епюри напружень ω

Шифр взірця	μ_{fv} , %	Q_u^{exp} , кН	$R_{\gamma bt}$, МПа	Q_b , кН	ω
F2.1	0,7	26,198	2,53	17,33	0,670
F2.2		13,732		8,67	0,40
F3.1	1,25	28,352	3,12	17,33	0,71
F3.2		14,911		8,67	0,40
F4.1	1,8	29,67	3,81	17,33	0,65
F4.2		16,295		8,67	0,4

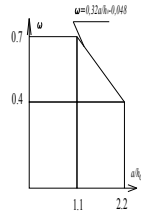


Рис. 6. До визначення коефіцієнта повноти епюри ω .
Розв'язуючи це рівняння, знаходимо:

$$c = \frac{h_0 \sqrt{0,0023R_{\gamma bt}^2 + 2,56\varphi_{b2} R_{\gamma bt} R_{bt}}}{1,28R_{fbt}} - 0,0375h_0. \quad (11)$$

Наприклад, для балок, які мають такі параметри: $R_{fbt} = 3,81$ МПа; $R_{bt} = 2,14$ МПа; $\varphi_{b2} = 1,75$, отримуємо з рівняння (11) значення $c = 1,2h_0$.

Загалом, якщо елемент, наприклад, має тавровий переріз та виконаний попередньо напруженим, рівняння (11) набуває вигляду:

$$c = \frac{h_0 \sqrt{0,0023R_{\gamma bt}^2 + 2,56\varphi_{b2} R_{\gamma bt} R_{bt} (1 + \varphi_f + \varphi_n)}}{1,28R_{fbt}} - 0,0375h_0. \quad (12)$$

Висновки. Проведене дослідження дає змогу дійти таких висновків:

- фібра позитивно впливає на міцність похилих перерізів балок;
- міцність похилих перерізів рекомендується перевіряти за умовою (7), в якій коефіцієнт повноти епюри напружень визначають за запропонованим нами рівнянням (6);
 - запропоноване рівняння (12) для визначення проекції небезпечної похилої тріщини на поздовжню вісь елемента;
 - теоретичні параметри міцності, визначені нами, на 1...4% менші від експериментально отриманих.

Бібліографічний список

1. Рекомендации по проектированию и изготовлению сталефибробетонных

конструкций. – М. : НИИЖБ, 1987. – 148 с.

2. СП 52-104-2006. Сталефибробетонные конструкции. – М. : НИИЖБ, 2007. – 70 с.

3. Сунак П. О. Оцінка надійності сталефібробетонних елементів, що працюють на згинання / П. О. Сунак // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. пр.– Рівне : РДТУ, 2000. – Вип. 4. – С. 255– 258.

4. Сунак П. О. Оцінювання надійності сталефібробетонних елементів : автореф. дисс. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук / О. П. Сунак. – Львів, 2001. – 18 с.

5. Приев Б. А. Прочность и трещиностойкость сталефибробетонных тонкостенных изгибаемых элементов по наклонным сечениям : автореф. дисс. на соискание научн. степени канд. техн. наук / Б. А. Приев. – М., 1989. – 20 с.

Билозир В., Высоченко А. Прочность наклонных сечений комбинированно армированных сталефибробетонных балок

Представлены результаты экспериментально-теоретических исследований влияния количества фибры на прочность наклонных сечений балок и рекомендации по их расчету.

Ключевые слова: балка, стальная фибра, наклонное сечение, прочность.

Bilozir V., Vysochenko A. Strength of sloping cuts of combined reinforced steel fibre concrete beams

The article gives results of experimental and theoretical researches of influence of fibre amount on strength of sloping cuts of beam and recommendations as to their calculations.

Key words: beam, steel fibre, sloping cut, strength.