

**Бліхарський З.Я.,
Римар Я.В.**

ВПЛИВ СПОСОБУ ПІДСИЛЕННЯ НА ХАРАКТЕР РУЙНУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК

Вступ. За час експлуатації залізобетонні конструкції автодорожнього комплексу отримують дефекти та пошкодження, які погіршують їх технічний стан, зменшують несучу здатність та експлуатаційну придатність. Їх подальша надійна експлуатація вимагає виконання заходів з реконструкції.

При реконструкції часто виникає потреба виконання підсилення залізобетонних балкових елементів. Особливістю цих робіт є те, що підсилення в більшості випадків виконується при дії зовнішнього навантаження, як мінімум від власної ваги конструкцій. Це вносить особливості в розрахунок таких конструкцій, а також їх подальшу експлуатацію.

Підсиленням залізобетонних конструкцій займалося багато вчених, як нашої країні, так і за кордоном [1...6]. Аналіз виконаних досліджень показує, що їх більшість стосується підсилення без врахування дії навантаження та викликаного ним початкового напружено-деформованого стану. Крім цього відносно невелика кількість робіт стосується дослідження впливу способів підсилення на подальші експлуатаційні якості залізобетонних конструкцій.

В даній роботі поставлена задача виконати експериментальні випробування залізобетонних балок, підсиленних кількома способами нарощування робочої арматури при дії навантаження різної інтенсивності з визначенням експериментальним та теоретичним шляхом їх несучої здатності та характеру х руйнування.

Результати експериментальних досліджень. Для виконання експериментальних досліджень було виготовлено 2 серії залізобетонних балок і бетонних призм та розроблену методику їх експериментальних випробувань.

Експериментальні зразки балок були прийняті довжиною 2100 мм, шириною 100 мм і висотою 200 мм. У всіх балках

повздожньою робочою арматурою була стержнева арматура 2Ø14 А-III, а конструктивна і поперечна - 2Ø5 Вр-I, крок поперечної арматури - 75...100 мм. З'єднання арматури у просторовому каркасі виконано в заводських умовах контактним зварюванням. Всі балки бетонували серіями в заводських умовах з відповідними контрольними кубами та призмами.

Склад бетону серії прийнято Ц:П:Щ=1:1,13:2,59 при водоцементному відношенні В/Ц=0,42. Цемент марки М500 Миколаївського цементного заводу. Пісок використано кварцевий Ясенецького кар'єру Львівської області без домішок з модулем крупності $M_c=1,36$, щебінь гранітний фракції 10...20 мм. Середня призмova міцність становила 45,1 МПа.

Для збільшення перетину арматури використовувалась арматура підсилення 2 Ø10 А-III, що з'єднувалась з робочою арматурою за допомогою ручного дугового зварювання ділянками довжиною 100 мм. В першій серії залізобетонних балок арматура підсилення приварювалась через арматурні коротиші Ø20 мм. В другій серії безпосередньо до робочої арматури (рис. 1.)



а) через арматурні коротиші; б) безпосередньо до робочої арматури

Рисунок 1 - Загальний вигляд приварювання додаткової арматури

Для вивчення впливу рівня завантаження на напружено-деформований стан конструкції при дії навантаження та підсиленні балок шляхом збільшення перетину арматури в межах серії були проведені випробовування балок при дії різного рівня навантаження - 0,3; 0,5 та 0,75 від руйнуючого по текучості арматури балки. Характеристики балок після підсилення подані у табл.1.

Таблиця 1 - Характеристики експериментальних балок після підсилення

Шифр балок	Переріз балок $b \times h$, мм×мм	Арматура									
		Площа перерізу в розтяг. зоні, $\text{см}^2(\varnothing \text{ мм})$		Межа текучості, σ_y , МПа		Межа міцності, σ_u , МПа		Модуль пружності, $E_s \times 10^{-5}$ МПа		Сумарне армування, %	
		Осн. Додат.	Загал. льна	Ос- нов.	Дода- ткова	Ос- нов.	Дод- атк.	Ос- нов.	Додат- кова		
											3
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		11
БЗ-3.1 БЗ-5.1	99,8×204 102×202										2,63
БПа 3.4-0,3 БПа 5.4-0	99×203 96×204	3.08 (2Ø14)									2,67
БПа 3.3-0,5 БПа 5.3-0,5	99×203,5 98×202	1.57 (2Ø10)	4.65	460	659	602	761	2.06	1.9		2,66
БПа 3.2-0,75 БПа 5.2-0,75	99×205 99×2,0										2,64

Завантаження балок відбувалося двома зосередженими силами, прикладеними по верхній грані в третинах прольоту. Навантаження прикладали ступенями $\Delta F = 0.05F_{\max}$ до утворення тріщин і далі $\Delta F = 0.1F_{\max}$. Прогини балок вимірювалися за допомогою чотирьох індикаторів годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм. Деформації бетону вимірювали за допомогою мікроіндикаторів годинникового типу зі шкалою 0,001 мм та тензодатчиків. Отримані дані використовували при визначенні деформацій бетону в балках. Деформації арматури замірювали також за допомогою мікроіндикаторів годинникового типу зі шкалою 0,001 мм. Вони фіксувалися на спеціальних тримачах, які в свою чергу закріплювалися до арматурних стержнів каркасу з базою 200 мм. Розміщення вимірювальних приладів на експериментальних балках-зразках і схема прикладання навантаження в процесі випробувань подані на рис.1.

а)



б)



Рисунок 2 - Схема розташування приладів при випробуванні підсиленої балки:

а) загальний вид балки; б) розташування приладів

Під час випробовувань вівся контроль за моментом тріщиноутворення і їх розвитком. Момент тріщиноутворення визначали візуально за допомогою мікроскопа МПБ-2М та за показами приладів.

В результаті виконаних експериментальних досліджень було визначено напружено-деформований стан балок в зоні дії максимального згинального моменту. Балки були запроєктовані таким чином, щоб їх руйнування проходило за нормальним перерізом від дії згинального моменту. Руйнування не підсиленних балок і балок підсиленних нарощуванням перерізу арматури з безпосереднім приварюванням та через коротиші під навантаженням проходило внаслідок досягнення напружень в розтягнутій арматурі межі текучості. Значення згинального моменту при проведенні експерименту приймали рівне граничному M_u^{exp} , оскільки воно відповідало граничному стану балки - втраті несучої здатності нормальних перерізів внаслідок текучості арматури. Після цього при збільшенні навантаження проходило руйнування стиснутої зони бетону. Характер руйнування балок показаний на рис. 3...4. В окремих балках з приварюванням арматури підсилення через коротиші після досягнення текучості арматури пройшло руйнування від втрати зчеплення арматури на приопорних ділянках (рис. 4.). Детальний аналіз ділянок руйнування балок показав, що в місці приварювання арматури

підсилення через коротиші проходить поворот ділянки з коротишем. Причиною цього є наявність місцевого згинального моменту в місці приварювання. Згинальний момент утворився за рахунок ексцентриситету між основною робочою арматурою та арматурою підсилення. При цьому в балках із безпосереднім приварюванням арматури підсилення теж діє місцевий згинальний момент. Однак його величина менша, оскільки ексцентриситет між арматурними стержнями менший. Відповідно в балках з меншим ексцентриситетом не відбувається руйнування внаслідок втрати зчеплення робочої арматури, а лише утворюються поздовжні тріщини (рис. 3.)

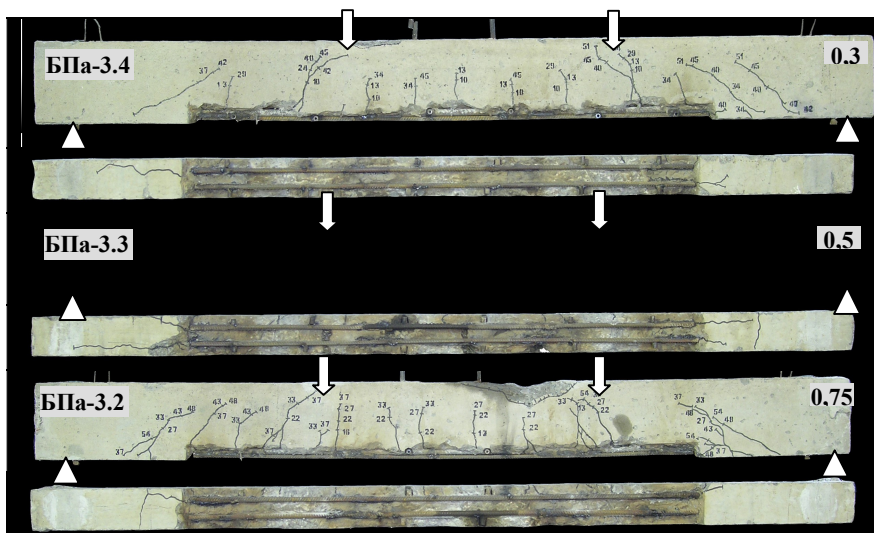


Рисунок 3 - Характер руйнування експериментальних балок серії 3

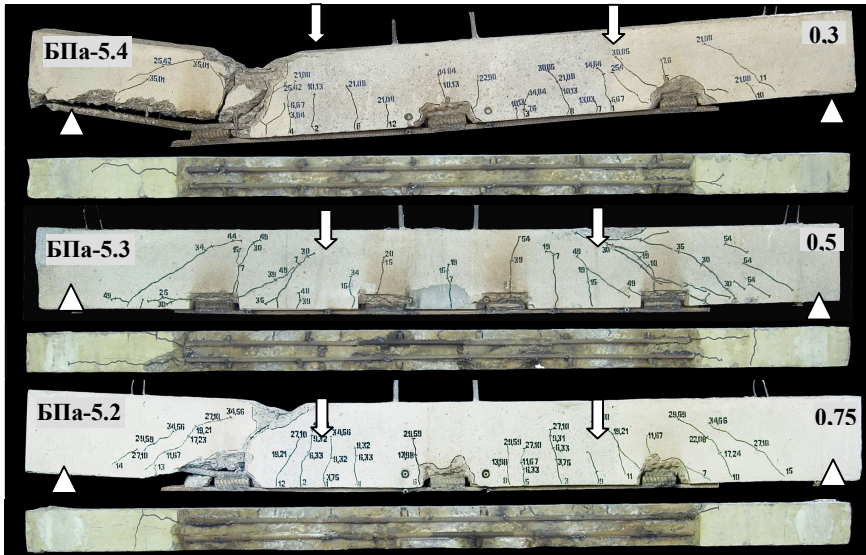


Рисунок 4 - Характер руйнування експериментальних балок серії 5

Величина згинального моменту при якому у не підсиленій балці наступала текучість арматури складала $M_{ul}^{exp} = 25.504$ кНм. При визначенні розрахункових значень згинальних моментів підсиленних балок використовувалась методика СНиП 2.03.01-84* з врахуванням особливостей розрахунку балки, що містить робочу арматуру різних класів міцності [1]. Результати наведені у таблиці 2.

При підрахунку ξ робоча висота перетину $h_{0,red}$ приймалась рівною сумі відстаней від стиснутої грані перетину до центра ваги існуючої розтягнутої арматури h_0 і відстані від центра ваги існуючої арматури до центра ваги арматури підсилення a_{red} . Враховуючи різні класи арматури існуючої конструкції і арматури підсилення, a_{red} визначалася з врахуванням приведеної площі перетину:

$$A_{s,red} = A_s + \frac{R_{s,ad}}{R_s} A_{s,ad} \quad (1)$$

де A_s , $A_{s,ad}$ - відповідно площа розтягнутої робочої арматури і арматури підсилення; R_s , $R_{s,ad}$ - розрахункові опори розтягу існуючої арматури і арматури підсилення.

Таблиця 2 - Міцність підсилених експериментальних балок

Шифр балок	Переріз балок $b \times h$ мм×мм	Площа перерізу арматури, $см^2$ (\varnothing мм)	Сумар-не арму-вання, %	Величина згинальних моментів, кН·м			$\frac{M_{u2}^{nom}}{M_{u2}^{exp}}$
				Перед підси-ленням	Після підсилення		
					Експери-менталь-ний (текучість арматури) M_{u2}^{exp}	Розрахун-ковий за СНиП 2.03.01-84* M_{u2}^{nom}	
1	2	3	4	5	6	7	8
БПа 3.1-0,75	99×205	4,65 ($2\varnothing 14+2\varnothing 10$) ($\mu=2,3\%$)	2,64	2118	35,36	37,85	1.070
БПа 3.2-0,5	99×203,5		2,66	1207	34,83	37,48	1.076
БПа 3.3-0,3	99×203		2,67	760	36,20	37,36	1.032
БПа 5.4-0,3	96×204		2,32	760	34,13	37,93	1.111
БПа 5.3-0,5	98×202		2,29	1207	35,95	38,60	1.074
БПа 5.2-0,75	99×200		2,29	2118	36,68	37,15	1.013

При цьому:

$$a_{red} = \frac{R_{s,ad} A_{s,ad} (h_{0,ad} - h_0)}{R_s A_a + R_{s,ad} A_{s,ad}}, \quad (2)$$

де $h_{0,ad}$ - відстань від стиснутої грані підсиленого елемента до центра ваги всієї розтягнутої арматури.

$$h_{0,red} = h_0 + a_{red} \cdot \quad (3)$$

Відносна висота стиснутої зони:

$$\xi = \frac{R_s A_{a,red} - R_{sc} A'_s}{R_b b h_{0,red}}. \quad (4)$$

При обчисленні розрахункової несучої здатності в формули підставляли дійсні величини призмової міцності бетону R_b , а як розрахунковий опір арматури прийнято фактичні значення σ_y - межі текучості арматури. Експериментальну величину граничного моменту визначали за графіками залежності прогинів балок від навантаження та деформаціями робочої арматури.

Експериментальні величини згинальних моментів, які відповідають граничному стану M_{u2}^{exp} та розрахункова величина моменту M_{u2}^{norm} для підсилених балок, визначали за формулою згідно СНиП 2.03.01-84*:

$$M_u^{norm} = R_b b x (h_{0,red} - 0.5x) + R_{sc} A' (h_{0,red} - a'), \quad (5)$$

де $x = \xi h_{0,red}$.

Відношення міцності підсилених і не підсиленої балок $M_{u2}^{exp} / M_{u1}^{exp}$ складало 1.42; 1.37; 1.39 для рівнів підсилення 0,3; 0,5; 0,75 M_u^{exp} відповідно.

Висновки

Виконаними експериментальними дослідженнями встановлено, що міцність експериментальних балок, підсилених збільшенням перерізу арматури більша за значення міцності не підсилених балок. При цьому в окремих балках з приварюванням арматури підсилення через коротиші після текучості арматури пройшло руйнування внаслідок втрати зчеплення робочої арматури на приопорних ділянках балок. Отже підсилення нарощуванням арматури безпосереднім приварюванням стержнів до робочої арматури при якісному його виконанні є більш надійним. При цьому теоретичні величини міцності підсилених під навантаженням залізобетонних балок, визначені згідно діючих норм, перевищують експериментальні значення до 11.1 %, що завищує теоретичну несучу здатність таких конструкцій. Це вимагає уточнення методики розрахунку залізобетонних балок, підсилених під навантаженням.

Література

1. **Реконструкция** зданий и сооружений // А.Л. Шагин, Ю.В. Бондаренко, Д.Ф. Гончаренко, В.Б.Гончаров / Под ред. А.Л. Шагина. - М.: Высшая школа, 1991. - 352 с.
2. **Белостоцкий О.Б., Дамаскин Б.С., Третьяк Т.П.** Реконструкция промышленных предприятий. - К.: Будивельник, 1986. - 141 с
3. **Бондаренко С.В.** Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий. - М.: Стройиздат, 1990. - 352 с.
4. **Барашиков А.Я., Малышев А.Н.** Оценка технического состояния конструкций зданий и сооружений. - К.: Віпол, 1998. - 232 с.
5. **Гольшев А.Б., Ткаченко И.И.** Проектирование усиления несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений. - К.: ЛОГОС, 2001. - 172 с.
6. **Van Gemert D., Vanden Bosch M. and Ladang C.** Design method for strengthening reinforced concrete beams and plates, 2nd edition. - K.U.Leuven, Belgium, 1990.