

деформованого стану в технологічному процесі посилення і встановити закономірність впливу зварювання на їхню стійкість.

2. Попереднє напруження (розвантаження) колон без зменшення зовнішнього навантаження на конструкції під час посилення значно збільшує несучу здатність колон середніх і великих гнучкостей з малими ексцентриситетами прикладання зовнішнього навантаження.

3. Для колон малих гнучкостей попереднє напруження під час посилення виявилось неефективним.

1. Клименко Ф.С., Барабаш В.М., Стороженко Л.І. *Металеві конструкції. За ред. Ф.С. Клименка: Підручник. – 2е вид. випр. і доп. – Львів. Світ, 2002. – 312 с.* 2. Більський М.Р., Котів М.В. *Експериментальні дослідження поздовжньо стиснутих сталевих конструкцій, посилені під навантаженням // Теорія і практика будівництва. Вісник НУ “Львівська політехніка” – 2004. – № 520 – С. 9–16.* 3. Адлер Й.Н., Маркова Е.В., Грановский Н.В. *Планирование эксперимента при поиске оптимальных условий. – М.: Наука, 1976. – 278 с.* 4. Хартман К., Шефер В., Лецкий Э. *Планирование Экспериментов в исследовании технологических процессов. – М.: Мир. 1977. – 552 с.*

УДК 624.012

**З.Я. Бліхарський, Я.В. Римар, Р.С. Хміль**  
Національний університет “Львівська політехніка”,  
кафедра будівельних конструкцій та мостів

## **ЗАЛІЗОБЕТОННІ БАЛКИ, ПІДСИЛЕНІ НАРОЩУВАННЯМ АРМАТУРИ ПІД НАВАНТАЖЕННЯМ**

© Бліхарський З.Я., Римар Я.В., Хміль Р.С., 2005

**Досліджено залізобетонні балки, що підсилюються під різними рівнями навантаження приварюванням до існуючої додаткової арматури. Наведено мету та методику проведення експериментальних випробовувань залізобетонних балок, підсилені під навантаженням нарощуванням арматури. Зафіксовано характер руйнування експериментальних зразків.**

**The article is devoted to research of reinforced concrete beams that increase under different levels of loading by welding on to the existent armature additional one. The purpose and the method of conducting of experimental tests of the reinforced concrete beams increased under loading by welding on to the additional armature to existent one is given. The character of destruction of experimental beams is fixed.**

**Постановка проблеми.** На теперішній час в Україні виконується великий обсяг робіт з реконструкції існуючих підприємств і прогнозується їх подальше значне збільшення [1]. Зміна технологічних процесів під час реконструкції вимагає заміни технологічного обладнання, планувальних рішень, що здебільшого пов'язано із збільшенням навантаження на несучі конструкції, які необхідно підсилювати. Здебільшого реконструкція виробничих підприємств і пов'язане з нею підсилення конструкцій економічно вигідніше, ніж будівництво нових аналогічних будівель.

Необхідність підсилення будівельних конструкцій виникає не тільки під час реконструкції, але і з причини фізичного старіння конструкцій, спричиненого різноманітними чинниками (механічними ушкодженнями, неправильною експлуатацією, дією агресивного середовища [2,3]).

**Аналіз останніх досліджень.** Здійснений аналіз робіт експериментальних та теоретичних досліджень згинаних елементів, підсилені додатковою арматурою в розтягнутій зоні, показав, що значною мірою ефективність проведення зазначених робіт визначається напруженим станом згинаного елемента до підсилення (рівнем навантаження, за якого відбувається підсилення) та способом

влаштування (зварювання, приклеювання, через чи без допоміжних елементів [4–6]). Сприяє підсиленню залізобетонних згинаних елементів через нарощування арматури наростання в часі міцності бетону, що дає змогу, не змінюючи або не значно міняючи початкову відносну висоту стиснутої зони  $\xi$ , досягти збільшення несучої здатності підсиленого згинаного елемента [7]. При цьому також зростає граничне значення висоти стиснутої зони  $\xi_R$ , що дає додатковий резерв для підсиленних згинаних елементів з погляду незмінності їхнього характеру руйнування (за текучістю розтягнутої арматури).

Важливе значення під час підсилення нарощуванням арматури має забезпечення сумісної роботи основної та додаткової арматури. Як правило, її досягають зварюванням арматури між собою через коротиші або без допоміжних елементів. Проте не повною мірою досліджено вплив цього чинника на характер руйнування підсиленних згинаних елементів. Він може бути як внаслідок текучості арматури, так і внаслідок роздроблення бетону стиснутої зони елемента або внаслідок втрати зчеплення основної арматури з бетоном. У багатьох роботах особливу увагу приділяється необхідності визначення залишкового ресурсу (кінцевих напружень в бетоні і арматурі до встановлення додаткової арматури) і його врахування при розрахунку нарощуваної арматури [3–6].

У чинних нормах ДБН В.3.1.-1-2002 “Ремонт та підсилення несучих та огорожувальних будівельних конструкцій і основ промислових будівель та споруд” [8] рекомендується при підсиленні під навантаженням, що перевищують 65 % від їх розрахункової величини, розрахунковий опір основної та додаткової арматури зменшувати, перемножуючи їх на коефіцієнт умов роботи  $\gamma_{st} = 0.8$ .

У багатьох роботах наголошується, що чим менші напруження в існуючій арматурі при встановленні додаткової, тим ефективніше використовується арматура підсилення. Окремі дослідження [3] показали, що рівень навантаження 0–65 % від розрахункової величини при якому, згідно з ДБН В.3.1.-1-2002 вважається, що арматура на 100 % використовує свої розрахункові характеристики міцності, потребує уточнення, або принаймні детальнішого градування. А оскільки повне розвантаження згинаних елементів практично неможливе (діє навантаження принаймні від власної ваги) дослідження підсилення під навантаженням є досить актуальним.

Внаслідок аналізу виконаних робіт встановлено, що на теперішній час виконана незначна кількість експериментальних досліджень згинаних елементів, підсиленних під навантаженням різних рівнів з забезпеченням сумісної роботи основної і додаткової арматури допоміжними елементами. Існуючі методи розрахунку підсилення згинаних елементів під навантаженням враховують наближено напружений стан до підсилення [ДБН В.3.1.-1-2002], і зовсім не враховується вплив методів підсилення на напружений стан згинаних елементів при нарощуванні розтягнутої арматури. Це не дає можливості теоретично оцінити фактичну несучу здатність підсиленних згинаних залізобетонних елементів.

**Постановка задач досліджень.** Метою роботи є дослідження згинаних залізобетонних конструкцій, що підсилюються під навантаженням при його різних рівнях з і без застосування найпоширенішого способу нарощування арматури – через допоміжні елементи (арматурні коротиші). Для реалізації поставленої мети дослідження були розбиті на такі етапи:

етап 1 – розроблення методики досліджень згинаних залізобетонних елементів, що підсилюються під навантаженням та проведення експериментальних випробовувань;

етап 2 – дослідження згинаних залізобетонних елементів, підсиленних нарощуванням арматури з визначенням параметрів їх напружено-деформованого стану залежно від рівнів початкового навантаження та способу виконання підсилення;

етап 3 – розробка інженерних методів розрахунку несучої здатності підсиленних згинаних залізобетонних елементів з врахуванням досліджуваних чинників.

У статті подані результати першого етапу досліджень.

**Експериментальні дослідження.** Для реалізації поставленої мети були запроєктовані експериментальні зразки чотирьох серій залізобетонних балок розмірами  $2100 \times 200 \times 100$  мм з армуванням в розтягнутій зоні для серій II, III –  $2\text{Ø}14$  А-III, серії I –  $2\text{Ø}12$  А-III, серії IV –  $2\text{Ø}16$  А-III. Для усіх серій верхня стиснута арматура –  $2\text{Ø}5$  Вр-1, поперечна арматура  $\text{Ø}5$  Вр-1 з кроком 75–100 мм.

Склад бетону серій I–III прийнято Ц:П:Щ=1:1,01:2,28 при водоцементному відношенні В/Ц=0,32 із застосуванням суперпластифікатора “Хризофлюїд” (Франція,  $\rho=1,148 \text{ г/см}^3$ ) та повітропоглинаючої добавки “Хризоаіра” (Франція,  $\rho=1,03 \text{ г/см}^3$ ). Призмова міцність на 28 добу становила 53,6 МПа. Склад бетону серії IV прийнято Ц:П:Щ=1:1,13:2,59 при водоцементному відношенні В/Ц=0,42 без застосуванням добавок. Призмова міцність на 28 добу становила 41,0 МПа. Для обох серій використаний цемент марки М500 Миколаївського цементного заводу та пісок кварцовий Славутського кар’єру Хмельницької області без домішок з модулем крупності  $M_c=2.04$  і щебінь гранітний Селіщанського кар’єру Рівненської області фракції 5–10 мм – 45 %, 10–20 мм – 55 %. Час між виготовленням експериментальних зразків і часом їх експериментальних випробувань становить більше 5 років. За цей час призмова міцність бетону зросла приблизно на 15–20 %.

Для визначення параметрів напружено-деформованого стану експериментальних балок як до підсилення, так і після підсилення нарощуванням армування проводиться їх випробування на згин двома зосередженими силами, прикладеними по верхній грані в третинах прольоту. Навантаження прикладали ступенями  $\Delta F = 0.05F_{\max}$  до утворення тріщин і далі  $\Delta F = 0.1F_{\max}$  з витримкою після кожного ступеня 15 хв. З них 10 хв. – до знімання показів приладів і 5 хв. – під час знімання показів. Прикладання зосереджених сил відбувається за допомогою гідравлічного домкрату потужністю 500 кН та розподільчої траверси. Значення зусилля контролюється зразковим манометром, протарованим разом з насосною станцією і домкратом, а також двома кільцевими динамометрами, розташованими на опорах балок. При цьому один динамометр був рухомою опорою, з можливістю переміщення в горизонтальному напрямку, а другий нерухомим. Стенд для випробувань балок на згин короткотривалим навантаженням зображений на рис. 1.

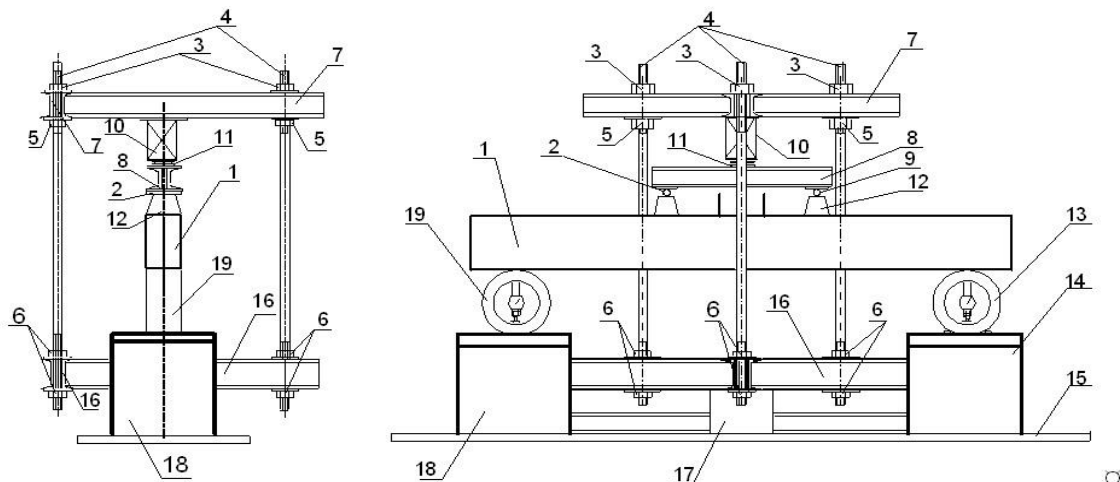


Рис. 1. Схема стенда для випробування балок на короткочасне навантаження:

- 1 – балка, що випробовується; 2, 9 – шарнірно нерухома і рухома опори траверси для передачі навантаження; 3, 5, 6 – конструктивні гайки; 4 – вертикальні тяги; 7, 16, 17 – силова траверса; 8 – розподільча траверса; 10 – гідравлічний домкрат; 11 – кульовий шарнір; 12 – опорний бармак рухомого шарніра; 13, 19 – динамометри з мікроіндикаторами (нерухомий і рухомий); 14, 18 – опори стенда; 15 – силова підлога

Прогини балок замірювали за допомогою чотирьох індикаторів годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм. Один з них встановлений в місці забетонуваних стрижнів для приведення деформацій бетону, заміряних на виносних стрижнях, які піднімалися над верхньою гранню на ~60 мм. Другий індикатор розташовувався посередині балки, а інші два на опорах балки для замірювання їх осідання.

Деформації бетону крайнього стиснутого волокна замірювали за допомогою п’яти мікроіндикаторів годинникового типу зі шкалою 0,001 мм. Один індикатор закріплювався у верхній точці забетонуваних металевих стрижнів на висоті від грані балки  $h \sim 60 \text{ мм}$ , ще два максимально внизу до рівня бетону. Інші два індикатори були на стаціонарних компараторах, наклеєних на бокових гранях балки з

базою вимірювання 200 мм. Вони знаходилися на рівні верхньої грані перерізу. Це давало можливість встановити співвідношення деформацій, заміряних на рівні верху забетонуваних металевих стрижнів та по стиснутій грані бетону. Індикатор, закріплений у верхній точці стрижнів давав деформації бетону на висоті  $h \sim 60$  мм. За допомогою спеціально розробленої методики [3] ці деформації приводилися до рівня верхньої грані стиснутої зони бетону. Відхилення значень деформацій, отриманих за наведеною методикою і заміряних безпосередньо на верхній грані, становило в межах допустимого 5 %.

Деформації бетону в зоні дії максимального згинального моменту по висоті перерізу замірювались електричними тензодавачами з базою замірювання 50 мм. Їх наклеювали ланцюжками в верхній зоні, по висоті перерізу і на рівні арматури. Покази тензодавачів знімали за допомогою електричного вимірювача деформацій АИД-4М і комутуючого пристрою.

Деформації арматури замірювали також за допомогою мікроіндикаторів годинникового типу зі шкалою 0,001 мм. Їх фіксували на спеціальних тримачах, які своєю чергою закріплювали до арматурних стрижнів каркасу з базою 200 мм. Кріплення тримачів до арматурного каркасу відбувалося до забетонування балок.

Розміщення вимірювальних приладів на експериментальних балках-зразках і схема прикладання навантаження під час випробувань показані на рис. 2.

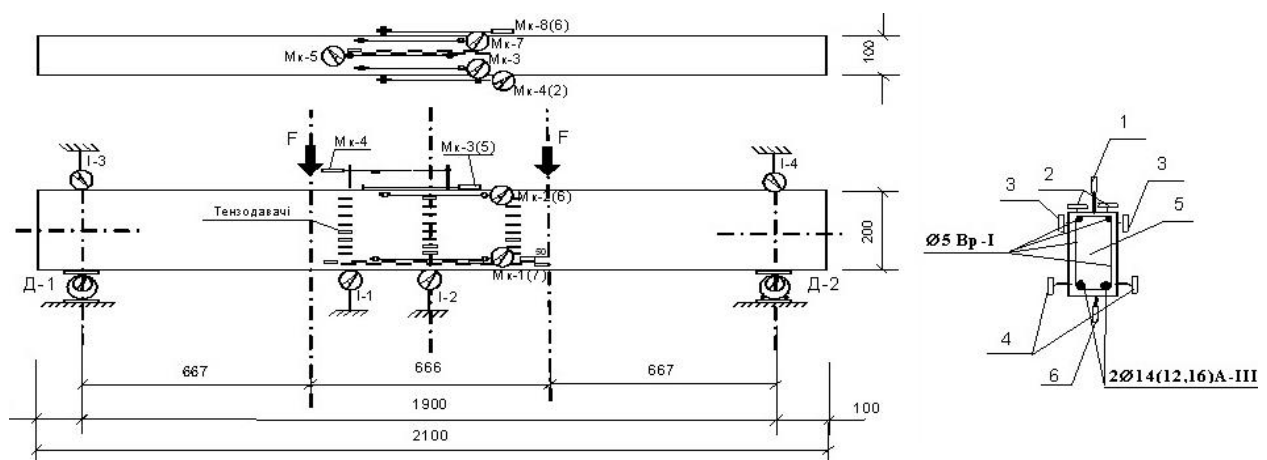


Рис.2. Схема розташування приладів під час випробування:  
 1 – мікроіндикатор стиску бетону (м.с.б.) Мк-4; 2 – м.с.б. Мк-3(5);  
 3 – м.с.б. Мк-2(6); 4 – мікроіндикатор видовження існуючої  
 робочої арматури Мк-1(7); 5 – балка, що випробується;  
 6 – прогиномір І-1(2)

Після навантаження залізобетонних балок заданим рівнем, а саме 0; 0,3; 0,5; 0,75 від  $M_u^{exp}$  (максимальний згинальний момент за текучістю існуючої арматури не підсилених балок) виконували нарощування армування в розтягнутій зоні двома способами:

– поєднання існуючої і додаткової арматури зварюванням за допомогою металевих коротишів (довжиною 100 мм, діаметром 20мм) – рис. 3;

– поєднання безпосереднім приварюванням додаткової арматури до існуючої ділянками довжиною по 100 мм – рис. 4.



Рис. 3. Поєднання існуючої і додаткової арматури зварюванням через металеві коротиші

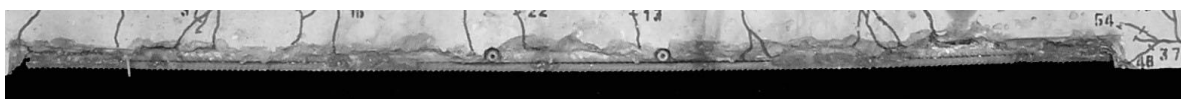


Рис. 4. Поєднання існуючої і додаткової арматури безпосереднім зварюванням

Потім після проведення нарощування розтягнутої арматури підсилені балки випробовують за наведеною вище методикою до руйнування прикладенням короткочасного навантаження на силовому стенді (рис.1).

Типовий характер руйнування експериментальних зразків, підсилених нарощуванням арматури під навантаження, для рівня навантаження  $0,75 M_u^{exp}$ , показано на рис. 5. Як видно з рисунка при підсиленні балок нарощуванням арматури за допомогою коротких металевих коротишів руйнування балок відбулося за похилим перерізом, якому передувала часткова втрата зчеплення існуючої арматури з бетоном. Для балок, підсилених без допоміжних коротких коротишів, руйнування відбулося за нормальним перерізом.

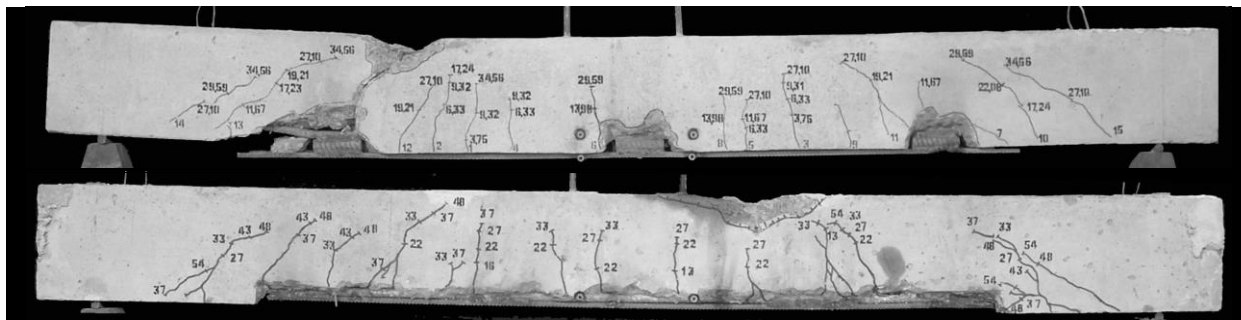


Рис. 5. Характерне руйнування експериментальних зразків:  
а – балки, підсилені нарощуванням арматури через металеві коротиші;  
б – балки, підсилені безпосереднім зварюванням існуючої і додаткової арматури

**Висновки.** Запропонована методика експериментальних досліджень дозволила здійснити випробування залізобетонних балок, підсилених під навантаженням шляхом нарощування арматури залежно від різного рівня напружень в існуючій арматурі, залежно від наявності чи відсутності допоміжних елементів і отримати параметри напружено-деформованого стану підсиленних конструкцій. Внаслідок експериментальних випробувань встановлено, що від способу виконання нарощування арматури при підсиленні балок залежить їх характер руйнування. Це необхідно враховувати при проектуванні підсилення шляхом збільшення кількості розтягнутої арматури та визначенні фактичної несучої здатності вже підсиленних згинаних залізобетонних елементів.

1. Гольшиев А.Б., Кривошеев П.И., Козелецкий П.М. и др. Усиление несущих железобетонных конструкций производственных зданий и просадочных оснований. – К.: Логос, 2004. – 219 с.  
2. Бліхарський З.Я. Корозія конструкцій будинків з гальванічним виробництвом // Міжвідомчий науково-технічний збірник. Будівельні конструкції. – К.: НДІБК-1999, – С. 195–198.  
3. Бліхарський З.Я. Напружено-деформований стан залізо-бетонних конструкцій в агресивному середовищі при дії навантаження. Автореф. дис... д-ра. техн. наук: 05.23.01 – К., 2005.  
4. Барашиков А.Я., Блалі Эль Мустафа. Расчет прочности железобетонных балок, усиленных эффективными материалами в растянутой зоне // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. Вип. 10 – Рівне: Вид-во НУВГПК, 2003. – С. 252–258.  
5. Крамарчук А.П. Міцність та деформації сталобетонних згинаних елементів із додатковою стержневою арматурою. Автореферат дис... канд. техн. наук: 05.23.01 – Львів, 2004.  
6. Золотов М.С., Мельман В.А., Смолянинов М.Ю. Ремонт и восстановление несущей способности железобетонных изгибаемых элементов акриловыми полимеррастворами // Вестник БГТУ: Научно-теоретический журнал. Вып. 5. Ч. 1. – Белгород: БГТУ, 2003, – С. 278–280.  
7. СНиП 2.03.01–84\*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.  
8. ДБН В.3.1-1-2002. Ремонт і підсилення несучих та огорожувальних будівельних конструкцій і основ промислових будинків і споруд. – К.: Державний комітет України з будівництва і архітектури., 2003 – 82 с.