

Технічні науки

УДК 624.012.45

Карпюк Василь Михайлович

*доктор технічних наук, професор,
професор кафедри залізобетонних конструкцій та транспортних споруд
Одеська державна академія будівництва та архітектури*

Карпюк Василий Михайлович

*доктор технических наук, профессор,
профессор кафедры железобетонных конструкций
и транспортных сооружений
Одесская государственная академия строительства и архитектуры*

Karpiuk Vasily

*Doctor of Technical Sciences, Professor
Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture*

Антонова Діана Володимирівна

*аспірантка
Одеської державної академії будівництва та архітектури*

Антонова Диана Владимировна

*аспирантка
Одесской государственной академии строительства и архитектуры*

Antonova Diana

*Graduate Student of the
Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture*

Сьоміна Юлія Анатоліївна

*кандидат технічних наук, асистент кафедри
залізобетонних конструкцій та транспортних споруд
Одеська державна академія будівництва та архітектури*

Сёмина Юлия Анатольевна

*кандидат технических наук, ассистент кафедры
железобетонных конструкций и транспортных сооружений
Одесская государственная академия строительства и архитектуры*

Syomina Yuliia

*Candidate of Technical Sciences, Assistant
Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture*

**ОСНОВНІ ПАРАМЕТРИ ДЕФОРМАТИВНОСТІ ЗВИЧАЙНИХ ТА
ПОШКОДЖЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК, ПІДСИЛЕНИХ
ВУГЛЕПЛАСТИКОМ, ЗА МАЛОЦИКЛОВОГО НАВАНТАЖЕННЯ
ВИСОКИХ РІВНІВ**

**ОСНОВНЫЕ ПАРАМЕТРЫ ДЕФОРМАТИВНОСТИ ОБЫЧНЫХ И
ПОВРЕЖДЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК, УСИЛЕННЫХ
УГЛЕПЛАСТИКОМ, ПРИ МАЛОЦИКЛОВОЙ НАГРУЗКЕ
ВИСОКИХ УРОВНЕЙ**

**BASIC DEFORMATION PARAMETERS OF COMMON AND
DAMAGED CFRP- STRENGTHENED R. C. BEAMS SUBJECT TO
HIGH-LEVEL LOW-CYCLE LOADING**

***Анотація.** Представлені основні результати експериментальних досліджень міцності, тріщиностійкості та інформативності похилих і нормальних перерізів звичайних та пошкоджених і доведених до граничного стану за I групою у попередніх дослідках залізобетонних балок, підсилених фіброармованим вуглецевим пластиком (ФАП) у нижній розтягнутій зоні та на приопорних ділянках.*

***Ключові слова:** бетон, арматура, вуглепластикове полотно (ФАП), залізобетонна балка, поперечне навантаження, міцність, нормальні та похилі тріщини, деформації.*

Аннотация. Представлены основные результаты экспериментальных исследований прочности, трещиностойкости и информативности наклонных, нормальных сечений обычных и поврежденных, а так же доведенных до предельного состояния с I группой в предыдущих опытах железобетонных балок, усиленных фиброармованием углеродопластиковым полотном (ФАП) в нижней растянутой зоне и на опорных участках.

Ключевые слова: бетон, арматура, углеродопластиковое полотно (ФАП), железобетонная балка, прогибы, деформации.

Summary. Presented are the main results of experimental studies of strength, crack resistance and informational content of the diagonal and normal sections of common damaged and brought, in the course of the previous tests, to the critical state of the 1st group r. c. beams reinforced with carbon fibre (CFRP) sheet in the lower tensioned zone and on the support area.

Key words: concrete, reinforcement, carbon fibre-reinforced polymer sheet (CFRP), reinforced concrete beam, transverse loading, strength, normal and diagonal cracks, deformations.

Вступ. У процесі експлуатації або в ході бойових дій прогінні залізобетонні конструкції підсилених зазнають значних пошкоджень та суттєвого зниження несучої здатності, особливо за дії малоциклового повторного навантаження. У зв'язку з цим виникає необхідність відновлення їх працездатності та/або збільшення несучої здатності. Проте, в чинних нормах проектування відсутні рекомендації щодо визначення залишкової несучої здатності таких конструкцій та розрахунку їх підсилення. Відомі способи відновлення працездатності та підсилення конструкції за рахунок збільшення перерізу шляхом приєднання до них додаткових металевих або залізобетонних елементів. Але методики

розрахунку такого підсилення також є недосконалими. Відновлення працездатності вказаних конструкцій пропонується здійснювати шляхом підсилення розтягнутих їх частин ФАП, а виконані експериментальні дослідження ляжуть в основу вдосконаленого авторами деформаційного методу розрахунку їх несучої здатності.

Теоретичні передумови, методика проведення та результати досліджень. Опір залізобетонних елементів сумісній дії поперечних сил і згинальних моментів за дії малоциклового знакопостійного навантаження високих рівнів є однією з найбільш важливих і не до кінця вивченою проблемою як у теорії залізобетону, так і в реальному проектуванні [1, с.36]. Невизначене повторення в процесі експлуатації та зміна знаку навантаження може призвести до наслідків, якісно відмінних від отриманих при розрахунку на стале навантаження максимальної інтенсивності, на яке, власне, орієнтована більшість діючих норм проектування.

Якщо у діючих вітчизняних та закордонних національних нормах проектування навіть при сталому навантаженні закладені методи розрахунку міцності похилих перерізів прогінних конструкцій, далекі від досконалості за точністю та надійністю прогнозу і які значно «відстають» у цьому відношенні від методів розрахунку міцності нормальних перерізів, то вплив небагатоповторного циклічного знакопостійного навантаження в них ураховується опосередковано або не ураховується зовсім, тим більше високого рівня.

Як показав огляд літературних джерел, у дослідників ще не склалася єдина думка про вплив вказаного навантаження на несучу здатність дослідних елементів. Більшість з них вказує на її зменшення при малоцикловому навантаженні. Проте, частина з них [2, с. 33-36; 3, с. 21-25; 4, с. 32] стверджує, що небагато повторне циклічне навантаження експлуатаційних рівнів ($\eta \leq 0,70$) може призвести до підвищення міцності

прогінних залізобетонних елементів, до 20%, що вимагає додаткових пояснень та експериментального підтвердження.

Опір пошкоджених у процесі експлуатації або в ході бойових дій прогінних залізобетонних конструкцій, підсилених ФАП, за дії малоциклового повторного навантаження високих рівнів ще зовсім не вивчений. Тому дослідження у вказаному напрямку є важливими і актуальними.

Методика досліджень. Згідно з прийнятою методологією натурний експеримент виконується за чотирьох факторним трирівневим планом Бокса-Бенкіна V_4 . Варіювання факторів здійснювали за даними літературного огляду джерел, який показав, що найбільш впливовим фактором X_1 є величина відносного прольоту зрізу a/h_0 , яка змінювалась на трьох рівнях: $a = h_0, 2h_0$ і $3h_0$. Другим за величиною впливу, як правило, є такий конструктивний чинник як клас важкого бетону: $X_2 \rightarrow C16/20, C30/35, C40/55$, а третім - величина (кількість) поперечного армування на приопорних ділянках: $X_3 \rightarrow \rho_w = 0,0016; 0,0029; 0,0044$. У якості четвертого прийнятий фактор зовнішньої дії X_4 і рівень знакозмінного навантаження: $\eta = \pm 0,50; \pm 0,65; \pm 0,80$ від фактичної несучої здатності, тобто величини поперечного навантаження, при якому ширина розкриття похилих тріщин w_k перевищувала 0,4 мм, а стріла прогинів $f \geq 1/150$.

Дослідні зразки-балки зберігали у нормальних тепло-вологісних умовах при температурі $20 \pm 2^\circ\text{C}$ і майже 100% вологості повітря на протязі 100...110 днів. Перед випробуванням на бокові поверхні балок наносили тонкий шар вапняного розчину з метою полегшення фіксації утворення та розвитку нормальних і похилих тріщини, а потім висушували їх до природної вологості.

Деформації бетону, арматури і прогини дослідних зразків вимірювали за допомогою індикаторів годинникового типу з ціною поділки, відповідно, 0,001 мм і 0,01 мм.

Випробування дослідних зразків здійснювали за схемою однопрогінної вільнообпертої балки, почергово завантаженої то зверху, то знизу двома зосередженими силами без зміни її (балки) положення.

Перед основним експериментом спочатку по черзі випробовували 25 дослідних балок (зразків-близнюків) першої серії на дію одноразового короткочасного ступінчасто зростаючого навантаження, практично, до руйнування, коли ширина розкриття похилих тріщин і стріла прогинів перевищували допустимі значення ($w_k > 0,8\text{мм}$, $f \geq 1/150$). Після цього випробовували аналогічні дослідні балки другої та третьої серій при впливі знакозмінного та знакопостійного малоциклових поперечних навантажень зазначених рівнів відповідно з базою випробувань $N = 20$ циклів, після чого відбувалося довантаження зразка, практично, до руйнування або досягнення граничного стану, якщо цього не відбулося раніше на попередніх циклах. Критеріями руйнування дослідних зразків служили досягнення граничних значень деформацій в бетоні або арматурі, надмірно велике розкриття (до 1мм) похилих (частіше) або нормальних (рідше) тріщин, істотне збільшення (до 15мм) стріли прогину, відсутність збільшення або спад (на 15% і більше) показів манометра насосної станції силової установки. У четвертій серії дослідні зразки-балки серії 2 після доведення їх до граничного стану були підсилені металеву обіймою та випробувані за дії знакозмінного повторного навантаження.

Після доведення дослідних зразків-балок серії 3 до граничного стану за I і II групами, здійснили підсилення пошкодженої нижньої розтягнутої зони та майже зруйнованих приопорних ділянок арматурою ФАП із вуглепластикового полотна Sika® Wrap® -231C за встановленою Sika Russie [5, с. 61] технологією (серія 5). Конструкція вказаного підсилення наведена на рис. 1.

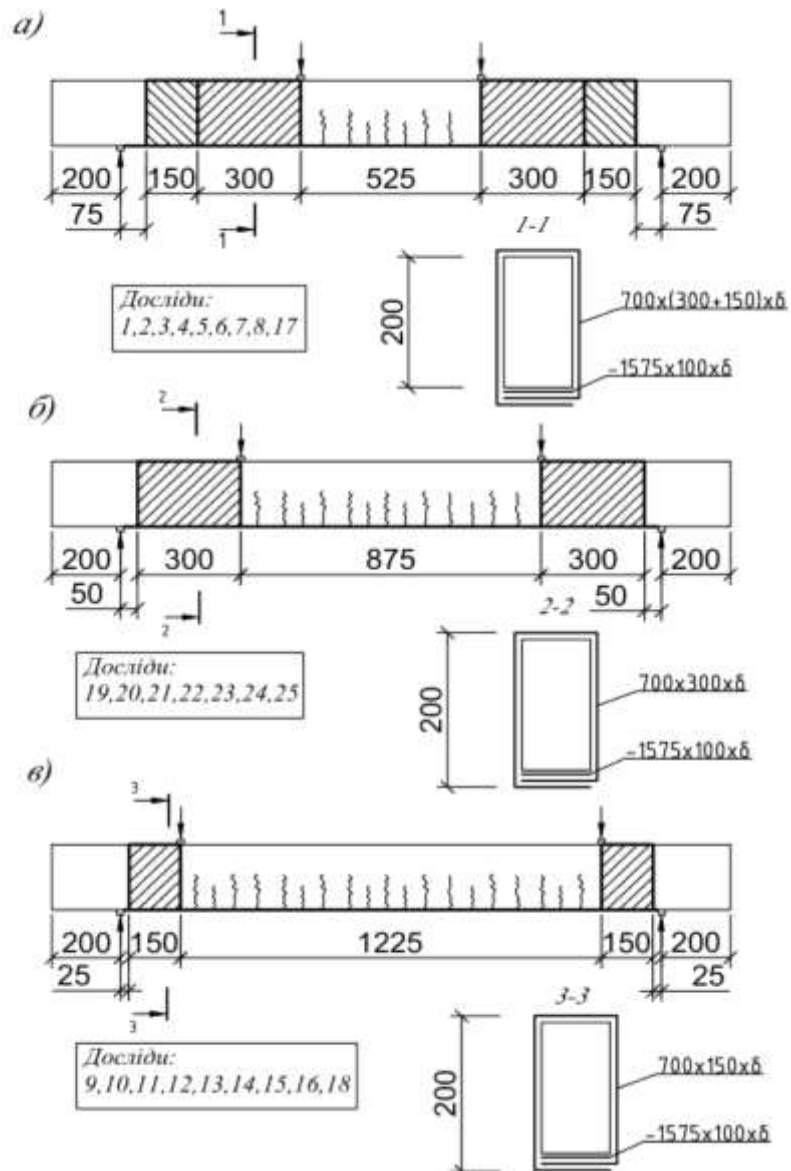


Рис. 1. Схеми підсилення нижніх розтягнутих зон та приопорних ділянок пошкоджених залізобетонних балок серії 3 з великими (а), середніми (б) і малими (в) прольотами зрізу

Випробування підсилених зовнішньою арматурою ФАБ балок у серії 5 здійснювали за тією ж методологією, що й у серії 3 [6, с. 59-74].

Основні параметри деформативності матеріалів і дослідних зразків-балок. Під час виконання експериментальних досліджень здійснювали прямі вимірювання деформацій крайніх, найбільш стиснутих у даному циклі, волокон бетону та, відповідно, розтягнутої робочої арматури посередині прольотів (в зоні чистого згину), а також

опосередковану оцінку деформацій поперечної арматури при опірних ділянках дослідних зразків-балок. Для всіх дослідних залізобетонних елементів, що випробовувалися, були побудовані графіки експериментальних та розрахункових відносних деформацій після дії кожного циклу повторного навантаження відповідних рівнів, включаючи стадію перед руйнуванням [7, с. 65-68].

Експериментально встановлено, що значення відносних деформацій матеріалів після дії кожного циклу повторного навантаження на певному рівні суттєво зростають, накопичуються залишкові деформації аж до їх стабілізації, яка, як правило, настає після 4...8 циклів навантаження і складає 60...80% від загальних залишкових деформацій бетону стиснутої зони. На другий і третій цикли навантаження, зазвичай, припадає ще 15...25%, а на 4...8 цикли-всього 5...10% цих деформацій. При цьому, дія малоциклових навантажень суттєво впливає на напружено-деформований стан дослідних балок. Зокрема, епюра напружень стиснутої зони поступово змінюється внаслідок ущільнення бетону, відбувається перерозподіл внутрішніх зусиль між стиснутим бетоном і розтягнутою арматурою, в якій змінюються відповідні деформації. В деяких дослідних зразках з великими прольотами зрізу при високих рівнях повторного навантаження ($\eta=0,8$) стабілізація залишкових деформацій бетону чи арматури, а інколи і бетону, і арматури, не наставала і їхнє руйнування, як неперearмованих елементів, відбувалося за нормальними перерізами внаслідок текучості поздовжньої робочої арматури або і текучості арматури, і зминання бетону стиснутої зони.

Аналогічно стиснутому бетону при повторному навантаженні відбувається деформування поздовжньої розтягнутої робочої арматури. Досліди показали, що залишкові деформації в ній при розвантаженні балок до нуля на перших циклах досягають значень $(20...50) \cdot 10^{-5}$ і стабілізуються до 4...8 циклів [8, с. 37].

Залишкові деформації у поперечній арматурі та бетоні похилих перерізів становили 25...60% від загальних. Найбільший їхній приріст спостерігався на першому циклі ($\approx 20...50\%$) та при довантаженні на останньому циклі. За рахунок зменшення пластичних деформацій процес накопичення залишкових деформацій у матеріалах приопорних ділянок при сталому рівні малоциклового поперечного навантаження поступово затухає. До 4...8 циклу такого навантаження і в поперечній арматурі, і в бетоні приопорних ділянок, як правило, відбувається стабілізація деформацій.

Відносні деформації робочої розтягнутої арматури посередині прольоту дослідних елементів. Обробка дослідних даних про відносні деформації робочої арматури в зоні чистого згину балок після їх стабілізації на відповідному рівні малоциклового навантаження, а також перед їхнім руйнуванням при $\eta=0,95F_u$ за вказаною методикою дозволила отримати наступні математичні моделі:

- робочої сталеві арматури класу А500С у звичайних і підсиленних балках при встановлених рівнях η_1 навантаження відповідно серій 1, 3 і 5:

$$\hat{Y}(\varepsilon_{s,1}^{\eta F_{u,1}}) = (195 + 48X_1 + 10X_2 + 9X_3 + 32X_4 - 25X_1^2 - 9X_2^2 - 5X_3^2 - 15X_4^2 + 15X_1X_3 + 10X_1X_4) \cdot 10^{-5} \quad (1)$$

Коефіцієнт варіації $\nu=5,3\%$

$$\hat{Y}(\varepsilon_{s,3}^{\eta F_{u,1}}) = (210 + 52X_1 + 16X_2 + 10X_3 + 34X_4 - 26X_1^2 - 10X_2^2 - 5X_3^2 - 16X_4^2 + 16X_1X_3 + 10X_1X_4) \cdot 10^{-5} \quad (2)$$

Коефіцієнт варіації $\nu=5,1\%$

$$\hat{Y}(\varepsilon_{s,f}^{\eta F_{u,1}}) = (127 + 25X_1 + 10X_2 + 17X_3 + 32X_4 - 26X_1^2 - 6X_1X_2 + 8X_1X_3 + 14X_1X_4 + 6X_2X_4 + 5X_3X_4) \cdot 10^{-5} \quad (3)$$

Коефіцієнт варіації $\nu=5,5\%$

*зовнішньої композитної арматури ФАП при тих же навантаженнях

$$\hat{Y}(\varepsilon_f^{n_{F_{u,1}}}) = (162 + 33X_1 + 14X_2 + 24X_3 + 39X_4 - 11X_1X_3 + 14X_1X_4 + 6X_2X_4 + 6X_3X_4) \cdot 10^{-5} \quad (4)$$

Коефіцієнт варіації $\nu=5,7\%$

Геометричне відображення яких представлено на рис. 4, 5.

Аналіз математичних моделей (1)...(4) показує, що середні значення відносних деформацій розтягнутої арматури посередині балок після їх стабілізації при малоциклових знакопостійних навантаженнях збільшуються [9, с. 56-103]. При цьому, вплив дослідних факторів на зазначений параметр у дослідних серіях є суттєвим і однотипним. Так, відносні деформації розтягнутої арматури зразків-балок серій 1, 3, 5 при заданих планом рівнях навантаження та перед руйнуванням збільшуються відносно середніх значень зі збільшенням:

- відносного прольоту зрізу a/h_0 від 1 до 3 на 49%, 44% і 39%;
- класу бетону від C16/20 до C40/50 на 10%, 15% і 16%;
- кількості поперечної арматури ρ_{sw} від 0,0016 до 0,0044 на 9, 10 і 27%;
- рівня поперечного навантаження η від 0,5 до 0,8 на 33, 32 і 50%,
а композитної арматури ФАП при збільшенні:
- відносного прольоту зрізу a/h_0 від 1 до 3 на 41%;
- класу бетону від C16/20 до C40/50 на 17%;
- кількості поперечної арматури ρ_{sw} від 0,0016 до 0,0044 на 30%;
- рівня поперечного навантаження η від 0,5 до 0,8 на 48%.
- при одночасному збільшенні всіх дослідних факторів.

Порівняно з 3 серією дослідів наявність зовнішньої арматури ФАП зменшила деформації розтягнутої металевої арматури, в середньому, в 1,65 рази. Між ними відбувається перерозподіл розтягуючих зусиль.

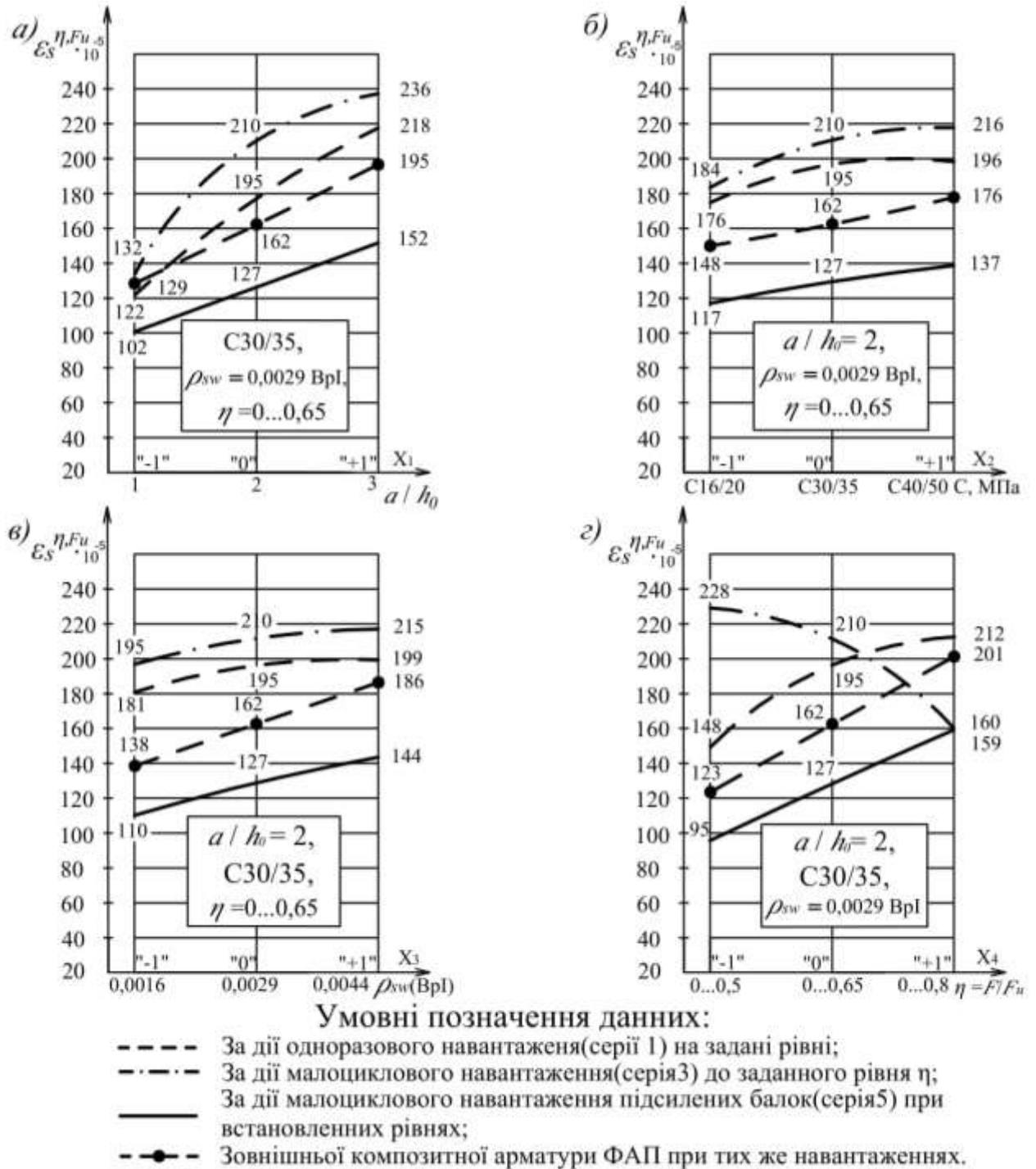
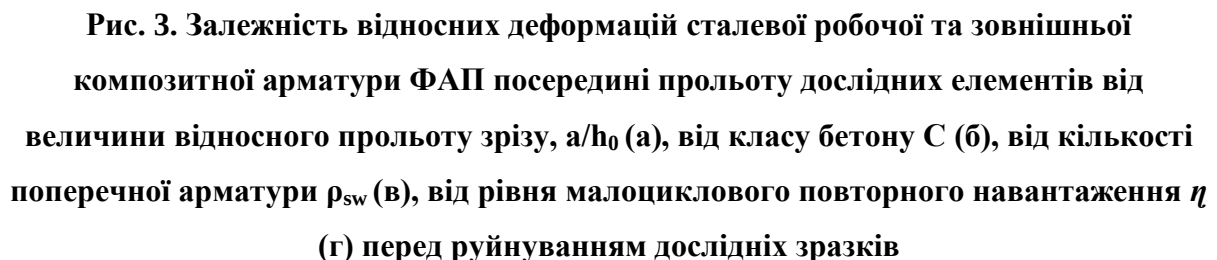


Рис. 2. Залежність відносних деформацій сталевій робочій та зовнішньої композитної арматури ФАП посередині прольоту дослідних елементів від величини відносного прольоту зрізу, a/h_0 (а), від класу бетону С (б), від кількості поперечної арматури ρ_{sw} (в), від рівня малоциклового повторного навантаження η (г)



Відносні деформації стиснутого бетону в зоні чистого згину дослідних балок. Математичні моделі відносних деформацій стиснутого бетону дослідних зразків-балок звичайних і підсилених балок серій 1, 3 і 5 за встановлених планом рівнів $\eta_1 F_{u,1}$ навантажень мають вигляд:

$$\hat{Y}(\varepsilon_{c,1}^{\eta F_{u,1}}) = (84 + 17X_1 + 10X_2 + 7X_3 + 21X_4 + 4X_1X_3 + 5X_1X_4) \cdot 10^{-5} \quad (5)$$

Коефіцієнт варіації $\nu = 5,1\%$

$$\hat{Y}(\varepsilon_{c,3}^{\eta F_{u,1}}) = (92 + 17X_1 + 10X_2 + 7X_3 + 21X_4 + 4X_1X_3 + 5X_1X_4) \cdot 10^{-5} \quad (6)$$

Коефіцієнт варіації $\nu = 6,7\%$

$$\begin{aligned} \hat{Y}(\varepsilon_{c,f}^{\eta F_{u,1}}) = & (91 + 21X_1 + 5X_2 + 14X_3 - 4X_1^2 - 2X_3^2 - 12X_1X_2 + \\ & + 8X_1X_3 + 11X_1X_4 - 7X_2X_3 + 4X_3X_4) \cdot 10^{-5} \end{aligned} \quad (7)$$

Коефіцієнт варіації $\nu = 9,6\%$

геометрична інтерпретація яких представлена на рис. 4.

Середні значення відносних деформацій стиснутого бетону посередині балок після їх стабілізації при малоциклових знакопостійних навантаженнях збільшуються у порівнянні з короткочасним статичним навантаженням. Відносні деформації стиснутого бетону залізобетонних балок 1, 3 і 5 серій перед руйнуванням збільшуються відносно середніх значень зі збільшенням:

- відносного прольоту зрізу a/h_0 від 1 до 3, відповідно, на 47%, 40% та 71%;
- класу бетону від C16/20 до C40/50 на 23%, 15% та 19%;
- кількості поперечної арматури ρ_{sw} від 0,0016 до 0,0044 на 17 і 15%;
- рівня поперечного навантаження η від 0,5 до 0,8 на 15% і 5%.

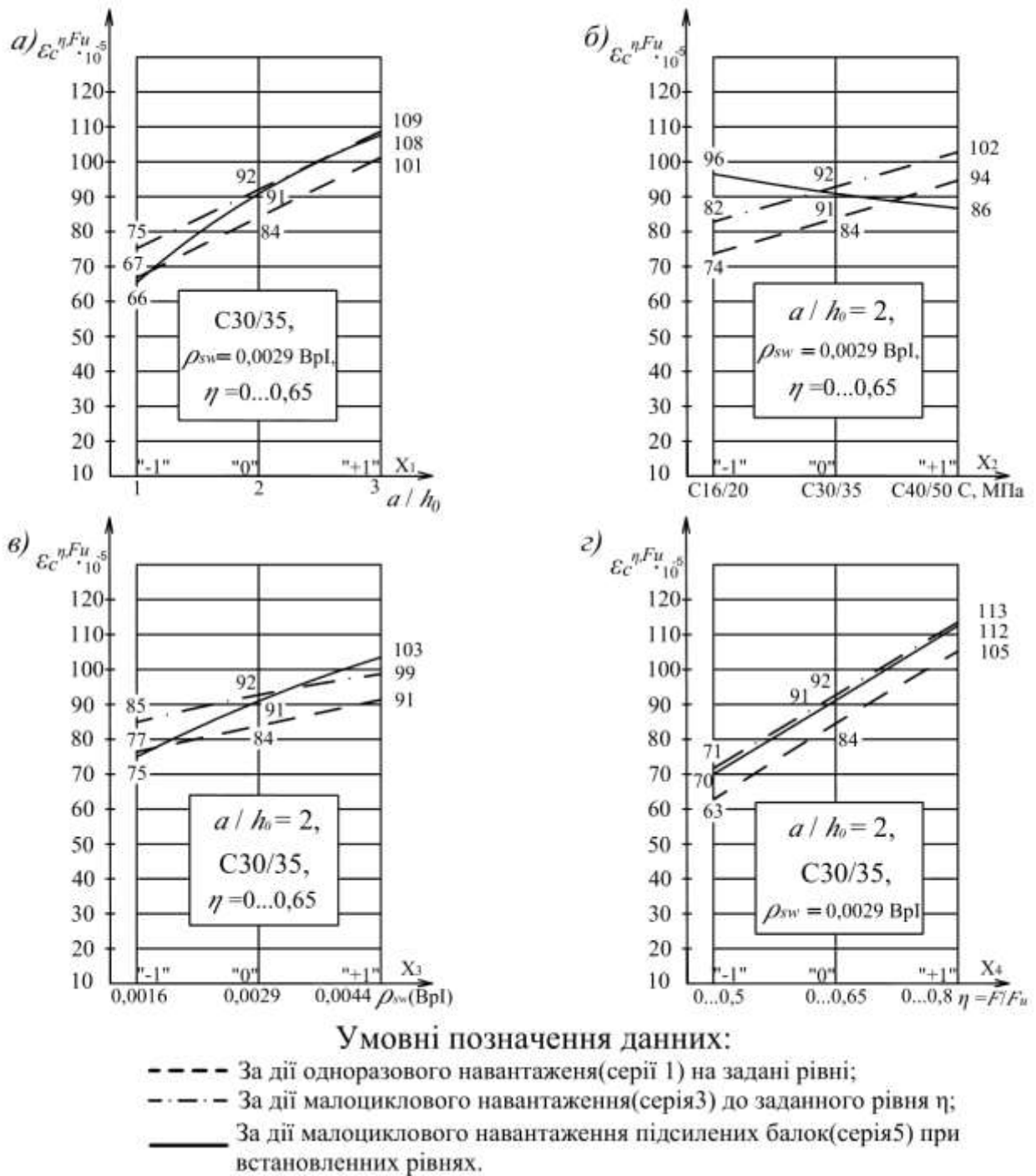


Рис. 4. Залежність відносних деформацій стиснутого бетону дослідних зразків-балок від величини відносного прольоту зрізу, a/h_0 (а), від класу бетону С (б), від кількості поперечної арматури ρ_{sw} (в), від рівня малоциклового повторного навантаження η (г)

Висновки

1. Використання математичної теорії планування, прийнятий план і рівні зміни конструктивних чинників та факторів зовнішнього

впливу дозволяють застосувати системний підхід до вивчення розглянутих явищ, порівнювати отримані результати між собою.

2. Розкриті особливості напружено-деформованого стану дослідних зразків-балок. Вперше встановлена залежність характеру і виду їх руйнування від відповідного співвідношення конструктивних чинників та факторів зовнішнього впливу, зокрема наявності та виду зовнішнього армування композитними матеріалами.

3. Завдяки прийнятій методології отримані нові експериментальні дані для суттєвого уточнення фізичних моделей роботи похилих перерізів прогінних залізобетонних конструкцій за дії малоциклового повторного навантаження високих рівнів, в результаті чого вперше визначений системний вплив на тріщиностійкість, деформативність та міцність дослідних зразків балок величини прольоту зрізу a/h_0 , класу бетону C , коефіцієнта поперечного армування ρ_{sw} та рівня повторного навантаження η .

4. Наявність зовнішньої вуглепластикової арматури у нижній розтягнутій зоні балок в серії 5 та на їхніх приопорних ділянках дозволяє підвищити їхню несучу здатність. При цьому, середнє значення відносних деформації та розтягнутої сталеві арматури класу A500C збільшуються від $258 \cdot 10^{-5}$ до $546 \cdot 10^{-5}$, тобто від межі пропорційності до глибокої текучості, відносних деформацій стиснутого бетону класу C 30/ 35 збільшується від $149 \cdot 10^{-5}$ до $264 \cdot 10^{-5}$ тобто від догірної (висхідної) до додільної (низпадної).

5. Дослідження показали, що збільшення класу бетону від C16/20 до C40/50 призводить до збільшення несучої здатності звичайних балок серії 3 всього на 22%, а підсилених вуглепластиком - на 15%, тому, що збільшення міцності бетону на розтяг «відстає» від росту міцності бетону на стиск зі збільшенням його класу. Аналогічно до несучої здатності дослідних балок збільшуються деформації сталеві та композитної

арматури. Характерно, що зі збільшенням класу бетону у звичайних балках деформації стиснутого бетону дещо зростають, а зовнішньої композитної арматури, навпаки, зменшується до 20%.

6. Якщо у звичайних балках збільшення кількості поперечної арматури призводить до збільшення деформації у сталеві арматурі до 18%, то у підсилених балках перед їх руйнуванням деформації металевої і композитної арматури залишаються сталими і достатньо високими. Аналогічне явище спостерігається з деформаціями бетону стиснутої зони по вказаних серія, а також з прогинами дослідних елементів. Це явище можна пояснити тим, що перед руйнуванням дослідних елементів зовнішня композитна арматура ефективно включається в роботу і завдяки своїй кількості нівелює роботу металевої поперечної арматури.

7. Деформації сталеві і зовнішньої композитної арматури при зміні рівнів зазначеного навантаження в указаних межах збільшується по всіх серіях, в середньому, до 10%. Якщо зазначений фактор не впливав на деформації стиснутого бетону у звичайних балках, то в підсиленних елементах цей вплив складає всього 6%.

Література

1. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). Москва, 2005. С. 36-38.
2. Бабич Е.М., Прочность бетона после действия малоциклового сжимающей нагрузки / Е.М. Бабич, А.П. Погореляк // Изв. вузов. Сер. Строительство и архитектура. 1976. №4. С. 33-36.
3. Бабич Є.М. Деформаційні характеристики бетону при осьовому малоцикловому стиску / Є.М. Бабич, О.М. Кухнюк // Вісник Рівненського державного технічного університету: збірник наукових праць. Рівне: Вид-во РДТУ, 1999. Вип. 2. Частина 3. С. 21-25.

4. Бабич Е.М. Работа мелкозернистого бетона в условиях малоциклового статического нагружения / Е.М. Бабич, Ю.А. Крусь, Ю.Н. Панчук // Изв. вузов. Сер. Строительство. 1995. №9. С. 26-32.
5. Стандарт организации. Усиление железобетонных конструкций композитными материалами SikaR. СТО 13613997-001-2011. Москва: ОАО «ЦНИИПромзданий», ООО «Зика», 2011. С. 61.
6. Karpiuk V., Kostiuk A., Maistrenko O., Somina Yu. Influence of intermittent cyclic loading on reinforced concrete resistance model. Electronic journal of the faculty of civil engineering of Osijek, Croatia. 2017, Number 15. P. 59-74.
7. В.М Карпюк, Ю.А. Сьоміна, А.І. Костюк, О.Ф. Майстренко «Особливості напружено-деформованого стану і розрахунку залізобетонних конструкцій за дії циклічного навантаження високих рівнів». Одеса, 2018. С. 65-68.
8. Banthia N. Fiber Reinforced Polymers in Concrete Construction and Advanced Repair Technologies. Department of Civil Engineering University of British Columbia. P. 37.
9. Klaus Friedrich, Ulf Breuer, Multifunctionality of Polymer Composites, 2015. P. 56-103.