

Національний університет водного господарства та природокористування
Міністерство освіти і науки України

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

Зятюк Юрій Юрійович

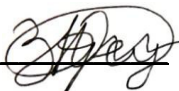
УДК 624.012.25

ДИСЕРТАЦІЯ
НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ТА РОЗРАХУНОК
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЗГИНАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТІВ, ПІДСИЛЕНИХ В
СТИСНУТІЙ І РОЗТЯГНУТІЙ ЗОНАХ

05.23.01 – Будівельні конструкції, будівлі та споруди

19 – Будівництво та архітектура

Подається на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук

Дисертація містить результати власних досліджень. Використання ідей, результатів і текстів інших авторів мають посилання на відповідне джерело  Ю.Ю.Зятюк

Науковий керівник: Борисюк Олександр Павлович, кандидат технічних наук, доцент

Рівне - 2019

АНОТАЦІЯ

Зятюк Ю.Ю. Напружено-деформований стан та розрахунок залізобетонних згинальних елементів, підсилених в стиснутій і розтягнутій зонах – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук за спеціальністю 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» (192 – Будівництво та цивільна інженерія). – Національний університет водного господарства та природокористування, Рівне, 2019.

У **вступі** викладено мету та задачі досліджень, наукову новизну, практичне значення отриманих результатів, вказано на необхідність експериментальних і теоретичних досліджень напружено-деформованого стану залізобетонних елементів, підсилених в стиснутій і розтягнутій зонах, наведено загальну характеристику роботи.

У **розділі 1** виконано аналіз вітчизняних і закордонних досліджень, присвячених питанням підсилення залізобетонних конструкцій. Розглянуто різні способи підсилення залізобетонних конструкцій будівель та споруд і методики їх розрахунку. Існує велика кількість різних способів відновлення несучої здатності залізобетонних конструкцій, кожен з яких має як свої переваги, так і недоліки. Ефективним методом підсилення залізобетонних елементів є використання високоміцних матеріалів таких як сталеві фібробетон. Підсилення конструкцій за допомогою композитних стрічок на основі вуглецевих волокон - універсальний метод. Воно ефективне у підсиленні бетону, дерева, металу, кам'яних та інших конструкцій. Підсилення залізобетонних балкових конструкцій достатньо глибоко вивчене. Однак дослідження особливостей роботи підсилених під навантаженням залізобетонних конструкцій за дії малоциклових навантажень, що найбільше відповідає реальній роботі конструкцій, досліджено не достатньо. У відповідності з проведеним оглядом літературних джерел, було сформульовано основні задачі дослідження.

У розділі 2 наведено програму, обсяг і методику виконання експериментальних досліджень залізобетонних балок підсилених одночасно у стиснутій і розтягнутій зонах при дії малоциклових повторних навантажень.

Система з вуглепластиків для підсилення **розтягнутої** зони залізобетонних балок представлена двома видами арматурних виробів: вуглепластикові стрічки Sika® CarboDur® S-512 для підсилення балочних конструкцій в зоні дії згинаючого моменту та полотна SikaWrap®-230 C/45 з вуглецевого волокна, які застосовуються для сприйняття поперечної сили і створення обойми.

Для підсилення **стиснутої** зони залізобетонних балок використовували дрібнозернистий бетон класу C16/20 та 3% дротяної фібри довжиною 50мм, товщина шару складала 50мм. Бетонна матриця для всіх зразків виготовлялась із одного складу бетону.

Для досліджень і реалізації мети та досягнення задач було виготовлено дванадцять дослідних балок. Для визначення фізико-механічних характеристик матеріалів виготовлено дослідні зразки, а саме: 27 кубів розмірами 15x15x15см, 18 призм розмірами 15x15x60см, 9 призми розмірами 10x10x60см.

Випробовування балкових конструкцій виконували за розрахунковою схемою однопролітної вільно обпертої балки на двох опорах із розрахунковим прольотом 180 см, завантажуючи балку двома зосередженими силами. Зусилля створювали гідравлічним домкратом, а силу вимірювали тарованим кільцевим динамометром

Перша серія досліду, випробовування двох непідслених балок (Б0-1 та Б0-2) на однократне короткочасне навантаження. Навантаження на балки Б0-1 та Б0-2, здійснювалося ступенями 10% від теоретично розрахованої несучої здатності.

Друга серія досліду полягає у випробовуванні восьми балок (БЦ-1, БЦ-2, БЦ-3, БЦ-4, БЦ-5, БЦ-6, БЦ-7, БЦ-8) на малоциклові повторні навантаження. За одиницю несучої здатності, при випробовуванні балок, взято навантаження визначене за результатами випробовування на однократне навантаження двох балок Б0-1 та Б0-2. Балки БЦ-3, БЦ-4 після випробовування на малоциклові

повторні навантаження були зруйновані. Після випробовування однократним та малоцикловим повторним навантаженнями, було виконано підсилення шести балок.

Половину дослідних балок підсилювали у стиснутій зоні тільки дрібнозернистим бетоном (БП-1_Б, БЦП-5_Б, БЦП-2_Б) половину сталевібробетонном (БП-2_{СФБ}, БЦП-6_{СФБ}, БЦП-2_{СФБ}).

Третя серія досліду полягає у випробовуванні шести підсилених балок: двох попередньо випробуваних балок (БЦП-1_{СФБ}, БЦП-2_Б), двох під навантаженням в установці (БЦП_{0,6}-5_Б, БЦП_{0,6}-6_{СФБ}) та двох, що не випробовувались (БП-1_Б, БП-2_{СФБ}). Вони випробовувались на малоциклові повторні навантаження, верхній рівень, який визначився за результатами випробування підсилених балок БП-1_Б та БП-2_{СФБ} при однократному завантаженні до руйнування.

У розділі 3 наведено результати експериментальних досліджень залізобетонних балок трьох серій. Дослідження першої та другої серії виконано за дії одноразового навантаження, дослідження другої та третьої за дії малоциклового повторного з рівнями завантаження нижнім $\eta_{cyc, low}=0,3$ та верхнім $\eta_{cyc, top}=0,6$. Виділено особливості руйнування підсилених експериментальних балок.

Несуча здатність підсилених залізобетонних балок вуглепластиковими матеріалами та сталевібробетоном на 47% та 56% більша ніж непідсилених залізобетонних балок при одноразовому навантаженні балки (БП-1_{СФБ}, БП-2_Б) та на 60% при повторних навантаженнях балки (БЦП-1_{СФБ}, БЦП-2_Б).

Прогин залізобетонних балок, підсилених вуглепластиковими матеріалами та сталевібробетоном, на 48% менший ніж в непідсилених балках при одноразовому навантаженні, і на 50% при повторних навантаженнях.

Ширина розкриття тріщин залізобетонних балок, підсилених вуглепластиковими матеріалами та сталевібробетоном, на 26% менша ніж в залізобетонних балок без підсилення при одноразовому навантаженні, і на 23%

при повторних навантаженнях. Момент тріщиноутворення у підсилених балках збільшився у два рази.

Підсилені балки під навантаженням показали підвищені експлуатаційні якості у порівнянні з непідсиленими. Зусилля тріщиноутворення для балок збільшилося вдвічі. Несуча здатність підсилених залізобетонних балок під навантаженням БЦП_{0,6-5 Б}, БЦП_{0,6-6 СФБ} на 56% більша ніж в непідсилених залізобетонних балках при одноразовому навантаженні. Прогин залізобетонних балок, підсилених під навантаженням, на 48 % менший ніж в непідсилених балках при повторних навантаженнях.

Використання сучасних вуглепластикових матеріалів та сталевібробетону є ефективним способом підсилення згинальних залізобетонних елементів.

У **розділі 4** розроблено методику розрахунку залізобетонних балок, підсилених одночасно у стиснутій і розтягнутій зонах, яка адаптована до основних положень національних норм проектування. Розроблений метод визначення міцності нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів, який застосований на нелінійній деформаційній моделі і має задовільну збіжність з експериментальними даними. Даний метод розрахунку дає можливість застосовувати сучасні програмні комплекси, призначені для розрахунку лінійно-пружних статично-невизначених систем. Метод може використовуватися при проектуванні підсилення або відновлення залізобетонних згинальних елементів.

Результати дисертаційної роботи були впроваджені у виробництві на реальних об'єктах та у навчальний процес НУВГП.

Ключові слова: залізобетонна балка, підсилення, сталевібробетон, композити, несуча здатність, нормальні перерізи, тріщиностійкість, деформативність.

ANNOTATION

Ziatiuk Y.Y. Stress-strain state and calculation of reinforced concrete bending elements reinforced in compressed and stretched zones - Qualifying scientific work on the rights of the manuscript.

The dissertation for the degree of a candidate of technical sciences in the specialty 05.23.01 "Building constructions, buildings and structures" (192 - Construction and civil engineering). - National University of Water and Environmental Engineering, Rivne, 2019.

In the introduction the goal and tasks of research, scientific novelty, practical value of the obtained results are stated, it is indicated on the necessity of experimental and theoretical studies of the stress-strain state of reinforced concrete elements reinforced in compressed and stretched zones, the general characteristic of work is given.

In Section 1, the analysis of domestic and foreign studies devoted to the issues of reinforcement of reinforced concrete structures. Different ways of strengthening reinforced concrete constructions of buildings and structures and methods of their calculation are considered. There are a large number of different ways to restore the carrying capacity of reinforced concrete structures, each of them has both its advantages and disadvantages. An effective method of strengthening reinforced concrete elements is the use of high-strength materials such as steel fiber concrete. Strengthening of structures using composite strips based on carbon fibers is a universal method. It is effective in strengthening concrete, wood, metal, stone and other structures. Strengthening of reinforced concrete beam structures studied deeply enough. However, the study of the features of reinforced concrete load-bearing structures under the influence of low-cycle loads, which most closely corresponds to the actual work of structures, is not sufficiently investigated. According to a review of literary sources, the main tasks of the study were formulated.

Section 2 presents the program, scope and methodology for performing experimental studies of reinforced concrete beams reinforced simultaneously in a compressed and stretched zone under the influence of low cycle loads.

The system of carbon fiber to strengthen reinforced concrete beams **stretched** zone is represented by two types of reinforcement products, carbon fiber tape Sika® CarboDur® S-512 to enhance beam structures in the area of the bending moment and canvas SikaWrap®-230 C / 45 carbon fiber are used as indirect reinforcement , perception of transverse force and the creation of clips.

To strengthen the compressed zone of reinforced concrete beams were used: concrete C16 / 20 and 3% of wire fibers length of 50 mm, the thickness of the layer was 50 mm. Concrete matrix for all samples was made of one concrete composition

Twelve experimental beams were made for research and realization of the purpose and achievement of the tasks. To determine the physical and mechanical characteristics of materials and conduct the experiment, prototypes were made, namely: 18 cubes in size 15x15x15cm, 18 prisms in sizes 15x15x60cm, 4 prisms in the size 10x10x60cm.

Testing of constructions was carried out according to the scheme of a single-span loosely stretched beam on two supports with a span of 180 cm.

The first series of experiments, the testing of two non-reinforced beams (B0-1 and B0-2) on a one-time load. The load on the beams B0-1 and B0-2, carried out in steps of 10% of the theoretical load capacity.

The second series of experiments consists in testing of eight beams (БЦ-1, БЦ-2, БЦ-3, БЦ-4, БЦ-5, БЦ-6, БЦ-7, БЦ-8) on low cycle loads. For the unit of bearing capacity, when testing beams, the load is determined based on the results of the test on a single load of two beams БО-1 and БО-2. Beams БЦ-3, БЦ-4 after the test on low-cycle loads were destroyed. After testing by a single and low cycle load, the six beams were reinforced.

Half of the experimental beams were amplified only by fine-grained concrete (БП-1_Б, БЦП-5_Б ,БЦП-2_Б), half of steel fiber concrete (БП-2_{СФБ}, БЦП-6_{СФБ} ,БЦП-2_{СФБ}).

The third series of experiments consists in testing six reinforced beams, two pre-tested beams (БЦП-1_{СФБ}, БЦП-2_Б), two under load in the installation (БЦП_{0,6}-5_Б, БЦП_{0,6}-6_{СФБ}) and two not tested (БП-1_Б, БП-2_{СФБ}). They were tested for cyclic loads,

the upper level determined by the results of testing the reinforced beams БП-1_Б and БП-2_{СФБ} with a single load to fracture.

Section 3 presents the results of experimental studies of reinforced concrete beams of three series. The study of the first and second series is performed on the effects of one-time loading, the second and third on the performance of low cycle with loading levels lower $\eta_{cyc, low} = 0,3$ and upper $\eta_{cyc, top} = 0,6$. Two cases of destruction of reinforced experimental beams are highlighted.

The bearing capacity of the strengthened reinforced concrete beams is 47% and 56% higher for coal-plastics and steel fibers than for non-reinforced reinforced concrete beams at the one-time loading of the beam БП-1_{СФБ}, БП-2_Б and 60% for repeated loadings of the beam БЦП-1_{СФБ}, БЦП-2_Б.

The deflection of reinforced concrete beams reinforced with carbon-plastic materials and steel fiber concrete by 48% is less than in non-reinforced beams at a one-time load, and 50% in repeated loads.

The width of opening of cracks of reinforced concrete beams reinforced with carbon plastic materials and steel fiber concrete by 26% is less than in reinforced concrete beams without reinforcement at one-time load, and by 23% in repeated loads. The moment of cracking in reinforced beams has doubled.

The reinforced beams under load have shown improved performance compared to unstretched ones. The strength of crack resistance for beams has increased from 80 ... 100%. The bearing capacity of the reinforced concrete beams under the load of БЦП_{0,6-5 Б}, БЦП_{0,6-6 СФБ}, is by 56% higher than in non-reinforced reinforced concrete beams at a one-time load. The deflection of reinforced concrete beams reinforced under load by 48% is less than in non-reinforced beams during repeated loads.

The use of modern carbon-plastics materials and steel fiber reinforced concrete is an effective way to strengthen bending reinforced concrete elements

Section 4 developed a method for calculating reinforced beams reinforced simultaneously in a compressed and stretched zone, which is adapted to the basic provisions of national design standards. The method of determining the strength of

normal sections of bending reinforced concrete elements is developed, which is based on nonlinear deformation method and has satisfactory convergence with experimental data. This method makes it possible to apply modern software complexes designed to calculate linear-elastic static-uncertain systems for calculation in non-linear formulation of reinforced concrete elements. The method can be used for designing reinforcement or restoration of reinforced concrete bending elements.

The results of the dissertation work were used on real objects and implemented in the educational process of NUWMEE.

Keywords: reinforced concrete beam, reinforcement, steel fiber concrete, composites, bearing capacity, normal cross sections, crack resistance, deformability.

Список опублікованих праць

Публікації у наукових фахових виданнях України

1. Борисюк О. П. Методика експериментальних досліджень залізобетонних балок, підсилених у стиснутій і розтягнутій зоні / О. П. Борисюк, Ю. Ю. Зятюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. – Рівне : НУВГП, 2013. – Випуск 27. – С. 27 – 33. *(Розроблено методикку дослідження підсилення залізобетонних балок сталевібробетоном у стиснутій та наклеєними композитами у вигляді вуглецевих волокон у розтягнутій зонах)*
2. Зятюк Ю. Ю. Операційність технології виконання робіт при підсиленні дослідних залізобетонних зразків (матеріалами фірми «Sika») / Ю. Ю. Зятюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. – Рівне : НУВГП, 2016. – Випуск 32. – С. 466 – 475.
3. Зятюк Ю. Ю. Результати експериментальних досліджень залізобетонних балок підсилених в стиснутій та розтягнутій зонах / Ю. Ю. Зятюк // Містобудування та територіальне планування : наук.-техн. збірник / відпов. ред. М. М. Осетрін. – К. : КНУБА, 2016. – Випуск 61 – С. 216 – 222.
4. Зятюк Ю. Ю. Робота залізобетонних балок підсилених у стиснутій та розтягнутій зонах при дії малоциклових навантажень. / Ю. Ю. Зятюк // Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. – Луцьк : ЛНТУ, 2016. – Випуск 5. – С. 215 -223.

5. Борисюк О. П. Напружено-деформований стан залізобетонних балок підсилених під навантаженням сталевібробетоном і композитами при дії малоциклових навантажень// О. П. Борисюк, Ю. Ю. Зятюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне : НУВГП, 2016. – Випуск 33. – С. 298 – 303. *(Визначено несучу здатність, деформативність та тріщиностійкість підсилених залізобетонних балок, виконано аналіз їх результатів).*

6. Борисюк О. П. Сумісна робота шарів підсилення залізобетонних балок/ О. П. Борисюк, Ю. Ю. Зятюк, М. О. Лисюк, А. В. Крамаренко // Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. – Луцьк : ЛНТУ, 2017. – Випуск 8. – С. 50 – 57. *(Досліджено роботу шарів конструкції підсилення залізобетонних балок, побудовано графічні залежності).*

7. Гуйван Є. Ф. Високоєфективні матеріали в будівництві автомобільних доріг і аеродромів/ Є. Ф. Гуйван, В. В. Харипончук, Ю. Ю. Зятюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне : НУВГП, 2017. – Випуск 34. – С. 24 – 32. *(Проведено аналіз міцності та деформативності дослідних зразків, виконаних з сталевібробетону).*

8. Borisyuk A. P. Strengthening and calculation analysis of bending reinforced concrete elements (англійською) / A. P. Borisyuk, Y. Y. Ziatyuk, M. O. Lysyuk, V. S. Yevtushenko // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне : НУВГП, 2018. – Випуск 36. – С. 341 – 348. *(Розроблено блок-схеми розрахунку підсилених залізобетонних балок).*

Публікації у закордонних наукових періодичних виданнях

9. Борисюк А. П. Исследование деформационных характеристик фибробетона со стальной фиброй / А. П. Борисюк, Ю. Ю. Зятюк // Вестник Белорусско-Российского университета, УПКП МЭУП.–№ 2 (51). Могилев, – 2016. – С.145 – 151. *(Проведено аналіз міцності та деформативності дослідних зразків і побудовано графічні залежності).*

Публікації тез та доповідей за матеріалами конференцій

10. Зятюк Ю. Ю. Сучасні високоефективні матеріали в підсилені залізобетонних елементів. / Ю. Ю. Зятюк // Матеріали 12-ої міжнародної науково-технічної конференції. «Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація». – 18-20 жовтня 2016р. м. Полтава: ПНТУ, 2016. – С.16-24.
11. Борисюк О. П. Аналіз стану підсилення та розрахунку залізобетонних згинальних елементів / О. П. Борисюк, Ю. Ю. Зятюк, М.О. Лисюк, В.С. Євтушенко // Матеріали 9-міжнародної науково-технічної конференції. «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди»: – 16-18 жовтня 2018р.: м. Рівне, НУВГП, 2018 – С.19-20.*(Розроблено блок-схеми розрахунку підсилених залізобетонних балок).*

ЗМІСТ

ВСТУП.....	14
РОЗДІЛ 1. СТАН ПИТАНЬ ДОСЛІДЖЕННЯ ТА РОЗРАХУНКУ	
ПІДСИЛЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ. МЕТА ТА ЗАДАЧІ	
ДОСЛІДЖЕНЬ.....	21
1.1. Основні причини та методи підсилення згинальних конструкцій	21
1.2. Аналіз існуючих способів підсилення згинальних залізобетонних елементів.....	24
1.3. Вплив малоциклового, повторного навантаження на роботу залізобетонних елементів (підсилених та непідсилених).....	31
1.4. Застосування сучасних високоефективних матеріалів для підсилення залізобетонних конструкцій.....	37
1.5. Залізобетонні згинальні елементи підсилені за дії навантаження.....	50
1.6. Огляд методів розрахунку, підсилених залізобетонних елементів	52
1.7 Мета та задачі досліджень.....	63
РОЗДІЛ 2. МЕТОДИКА ПРОВЕДЕННЯ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ	
ДОСЛІДЖЕНЬ	
2.1. Програма та методика експериментальних досліджень	65
2.2. Матеріали, конструкція дослідних зразків технологія підсилення	65
2.3. Методика проведення експериментальних досліджень балок.....	85
2.4. Дослідження деформаційних характеристик бетону та сталевібробетону	91
Висновки до розділу 2	95
РОЗДІЛ 3. РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ	
ЗГИНАЛЬНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ	
3.1. Критерій вичерпання несучої здатності дослідних зразків.....	96
3.2. Напружено-деформований стан та несуча здатність непідсилених експериментальних балок при однократному навантаженні.....	98
3.3. Напружено-деформований стан та несуча здатність підсилених експериментальних балок при однократному навантаженні.....	101

3.4. Напружено-деформований стан та несуча здатність залізобетонних не підсилених та підсилених балок за дії малоциклових навантажень.....	108
3.5. Напружено-деформований стан та несуча здатність залізобетонних балок підсилених під навантаженням за дії малоциклових навантажень.....	122
3.6. Сумісна робота систем підсилення відносно тіла підсилених балок.....	137
Висновки до розділу 3	144
РОЗДІЛ 4. ПРОПОЗИЦІЇ З РОЗРАХУНКУ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ПІДСИЛЕНИХ В СТИСНУТІЙ ТА РОЗТЯГНУТІЙ ЗОНАХ.....	145
4.1. Основні положення та умови рівноваги.....	145
4.2. Розрахунок несучої здатності прямокутного перерізу	147
4.3. Визначення міцності нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів до підсилення.....	150
4.4. Визначення міцності нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів, підсилених в розтягнутій зоні.....	154
4.5. Визначення міцності нормальних перерізів залізобетонних елементів підсилених в стиснутій та розтягнутій зонах.....	156
4.6. Результати експериментальних досліджень та верифікація розрахункових даних.....	160
Висновки до розділу 4	167
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	168
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	170
ДОДАТОК А. АЛГОРИТМ РОЗРАХУНКУ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ.....	193
ДОДАТОК Б. РЕЗУЛЬТАТИ ВИЗНАЧЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ.....	197
ДОДАТОК В. ДОВІДКИ ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ	201
ДОДАТОК Г. СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ. АПРОБАЦІЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДИСЕРТАЦІЙНОЇ РОБОТИ.....	205

ВСТУП

Несучі елементи конструкцій будівель і споруд, під час тривалої експлуатації, часто потребують підсилення. Це може виникнути через закінчення терміну проектної експлуатації, зміни розрахункової схеми конструктивних елементів при реконструкції, при пошкодженні і експлуатації в непрацездатному до нормальної експлуатації або аварійному станах, збільшення експлуатаційних навантажень, помилки при проектуванні, будівництві та використанні неякісних матеріалів. Сьогодні спостерігається тенденція до виконання підсилень при реконструкції будівель і споруд, які є пам'ятниками архітектури або мають архітектурну цінність. Це обумовлюється тим, що заміна конструкцій є завжди можливою, а інколи і економічно не вигідною в порівнянні з підсиленням.

Популярним і ефективним варіантом реконструкції існуючих будівель і споруд у обмежених умовах будівельного майданчика, є надбудова одного або декількох поверхів з улаштуванням мансарди та перепланування і улаштування квартир підвищеної комфортності. Але навіть використання при надбудові будівель сучасних легких матеріалів все одно вимагає улаштування підсилення основних несучих елементів.

Промислове та цивільне будівництво характеризується широким використанням залізобетонних конструкцій, які є одним з основних несучих елементів будівель і споруд. Залізобетонні згинальні елементи (балки, плити, ферми, та ін.) широко використовувалися серед будівельних конструкцій у минулому. Серед вибору методу підсилення залізобетонних згинальних елементів можна виділити два способи: підсилення тільки стиснутої або тільки розтягнутої зони.

Сучасним та ефективним методом підсилення конструкцій розтягнутої зони є застосування зовнішнього армування у вигляді композитних стрічок та полотен. Підсилення залізобетонних конструкцій приклеєною зовнішньою композитною арматурою на основі вуглецевих волокон (CFRP) все ширше використовується на території нашої держави.

Підсилення конструкцій стиснутої зони дозволяє одночасно з підвищенням несучої здатності та жорсткості елемента усунути пошкодження, яких набула конструкція під час експлуатації. Таке підсилення має перевагу в тому, що не потрібно улаштовувати складне рихтування, проводити трудомісткі опалубні та бетонні роботи. Ефективним методом підсилення залізобетонних елементів є використання високоміцних матеріалів таких як сталеві фібробетон, полімербетон та ін.

Застосування сучасних та високоефективних матеріалів, а саме: сталеві фібробетону та композитних матеріалів на основі вуглецевих волокон, для підсилення стиснутої та розтягнутої зон залізобетонних балок є перспективним напрямом у зв'язку з перевагами цих матеріалів над традиційними матеріалами і способами підсилення.

Актуальність теми. Будівництво є одним із основних чинників, що визначають економічний розвиток держави. Впровадження нових технологій та матеріалів при підсиленні і відновленні залізобетонних конструкцій, дозволяє вирішувати важливі питання будівельної галузі. На даний час дуже часто виникає питання відновлення існуючих будівель і споруд, у зв'язку зі старінням основних фондів житлового-комунального й промислового господарств. Основну частину несучих конструкцій цих будівель і споруд, складають залізобетонні конструкції. Тому підсилення таких конструкцій має важливе прикладне значення.

На сьогоднішній день, зважаючи на раніше виконані теоретичні та експериментальні дослідження, в Україні діють нормативні документи з розрахунку залізобетонних елементів підсилені композитними матеріалами та розрахунку і проектування дисперсноармованих фібробетонних конструкцій.

Одночасне підсилення стиснутої та розтягнутої зон, на сьогодні не достатньо досліджено. Тому подальше дослідження залізобетонних елементів, підсилені сучасними та високоефективними матеріалами, а саме: сталеві фібробетону та композитних матеріалів, мають важливе теоретичне і практичне значення. Актуальність дослідження обумовлена очевидною

необхідністю удосконалення методики розрахунку залізобетонних згинальних елементів, при дії однократних та малоциклових повторних навантажень до підсилення, після підсилення та підсилення під навантаженням одночасно стиснутої та розтягнутої зон.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Тема роботи виконана у відповідності із завданнями комплексних тем кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд Національного університету водного господарства та природокористування: «Дослідження роботи та удосконалення методів розрахунків будівельних конструкцій при різних режимах зовнішніх впливів» (державний реєстраційний номер 0107U004181), «Розробити нові та удосконалити існуючі методи розрахунку будівельних конструкцій, включаючи підсилені, при дії одноразових та повторних навантажень» (державний реєстраційний номер 0112U001122).

Мета і завдання дослідження. В дисертаційній роботі поставлено за мету встановити напружено-деформований стан згинальних залізобетонних елементів, підсилених одночасно у стиснутій і розтягнутій зоні з урахуванням повторних малоциклових навантажень, та удосконалити наявну методику їх розрахунку за дії на них одноразових та малоциклових повторних навантажень, на основі чинних вітчизняних та європейських норм проектування.

Для досягнення мети в роботі ставляться такі задачі:

-провести аналіз літературних джерел щодо існуючих експериментальних та теоретичних досліджень підсилених залізобетонних елементів різними способами;

- розробити програму та методику експериментальних досліджень залізобетонних балок при однократних та повторних малоциклових навантаженнях до підсилення та після підсилення під навантаженням;

- виконати експериментальні дослідження міцності, деформативності та тріщиностійкості нормальних перерізів залізобетонних балок при однократних та повторних малоциклових навантаженнях до та після підсилення;

- встановити вплив підсилення стиснутої і розтягнутої зон залізобетонних балок на напружено-деформований стан поперечних перерізів, тріщиностійкість та прогини залізобетонних балок із врахуванням впливу повторних навантажень;

- удосконалити методику розрахунку залізобетонних балок підсилених одночасно у стиснутій і розтягнутій зонах за дії на них однократних та повторних малоциклових навантажень.

Об'єкт дослідження – проектування підсилених залізобетонних згинальних елементів.

Предмет дослідження: несуча здатність, напружено-деформований стан, жорсткість та тріщиностійкість залізобетонних балок, підсилених сталевібробетоном та дрібнозернистим бетоном у стиснутій зоні, а вуглепластиковими матеріалами в розтягнутій зоні.

Методи дослідження:

- аналітичні дослідження існуючих даних про роботу підсилених залізобетонних елементів на основі аналізу науково-технічної літератури, проведення теоретичних досліджень;

- експериментальні випробування підсилених балок композитними матеріалами на основі вуглепластиків у розтягнутій зоні, дрібнозернистим бетоном та сталевібробетоном в стиснутій зоні за дії одноразових та повторних навантажень;

- порівняння експериментальних та теоретичних даних.

Наукова новизна одержаних результатів:

- вперше отримані нові експериментальні дані міцності, жорсткості та тріщиностійкості залізобетонних балок, підсилених одночасно у стиснутій зоні сталевібробетоном і дрібнозернистим бетоном, композитними матеріалами у розтягнутій зоні при дії повторних малоциклових навантажень різних рівнів;

- встановлено зміну напружено-деформованого стану, прогинів та ширини розкриття тріщин в залізобетонних балках до та після підсилення під навантаженням внаслідок дії повторних навантажень;

- встановлено вплив дії малоциклових повторних навантажень різних рівнів на подальшу роботу залізобетонних балок, підсилених одночасно у стиснутій зоні сталевібробетоном і дрібнозернистим бетоном та композитними матеріалами у розтягнутій зоні, побудовані діаграми зміни максимальних відносних деформацій та повних прогинів балок за різних режимів роботи;

- удосконалено та апробовано методику розрахунку несучої здатності згинальних залізобетонних елементів, підсилених одночасно у стиснутій зоні сталевібробетоном а у розтягнутій зоні композитними матеріалами за дії на них повторних навантажень з використанням деформаційної моделі.

Практичне значення одержаних результатів. Запропонована методика розрахунку забезпечує отримання достовірних даних про напружено-деформований стан та особливості роботи підсилених згинальних залізобетонних елементів. Отримані експериментально-теоретичні дані можуть бути використані в проектній практиці для розрахунку підсилення згинальних залізобетонних елементів.

Впровадження результатів роботи. Результати дисертаційної роботи використано при проектуванні реконструкції загальноосвітньої школи I-III ступенів по вулиці Центральній, 102 в с. Корнин Рівненського району, Рівненської області. Зокрема, було визначено несучу здатність конструктивних елементів будівлі з врахуванням впливу повторних малоциклових навантажень. Результати проведених експериментальних досліджень також було використано при реконструкції Великожитинської ЗОШ I-III ступенів по вулиці Рівненській, 1б, в с. Великий Житин Рівненського району, Рівненської області, зокрема визначено несучу здатність залізобетонних балок за допомогою деформаційної моделі.

Окремі положення дисертаційної роботи включено в програму спецкурсу «Діагностика, паспортизація та відновлення будівель та споруд», «Основи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель та споруд», що викладається студентам за освітньо-професійною програмою «Промислове та цивільне будівництво» в НУВГП.

Подані в даній роботі дослідження виконані під керівництвом, фінансовій підтримці, особистій участі та сприянні наукового керівника к.т.н, професора Борисюка О.П. Технічна і матеріальна підтримка була надана директором компанії «ВСТ Sika» Аришином О.В.

Особистий внесок здобувача. Найбільш суттєві експериментально-теоретичні результати досліджень, наведені в дисертаційній роботі, отримано автором самостійно і до них насамперед належить:

- удосконалена та апробована методика розрахунку несучої здатності згинальних залізобетонних елементів, підсилених одночасно у стиснутій зоні сталевібробетоном та дрібнозернистим бетоном, та в розтягнутій зоні композитними матеріалами за дії на них повторних малоциклових навантажень, з використанням деформаційної моделі;

- проведені експериментальні дослідження міцності, деформативності та тріщиностійкості залізобетонних балок при дії однократних та повторних малоциклових навантажень до та після підсилення їх під навантаженням;

- встановлені особливості роботи залізобетонних балок, підсилених у стиснутій і розтягнутій зонах за дії повторних малоциклових навантажень, виконаний порівняльний аналіз експериментальних та теоретичних даних напружено-деформованого стану підсилених залізобетонних балок;

- розроблені розрахункові схеми напружено-деформованого стану нормальних перерізів підсилених залізобетонних балок.

Апробація результатів дисертаційної роботи. Результати отриманих досліджень доповідалися і обговорювалися на наступних конференціях: Науково-практичній конференції «Будівлі та споруди спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції» (м. Київ, 2-3 червня 2016 р.); 12-й міжнародній науково-технічній конференції «Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація» (м. Полтава, 18-20 жовтня 2016 р.); II Міжнародній науково-практичній виставці-конференції молодих вчених та студентів «Інновації у будівництві» (м. Луцьк, 20-22 жовтня 2016 р.); Дев'ятій міжнародній науково-технічній конференції

«Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди» (м. Рівне, 16-18 жовтня 2018 р.) та на науково-технічних конференціях професорсько-викладацького складу, аспірантів та студентів НУВГП (м. Рівне, 2013-2018 рр.).

Публікації. За матеріалами дисертаційної роботи опубліковано 9 статей, у тому числі 7 наукових публікацій у спеціалізованих фахових виданнях, внесених до переліку ВАК України, 1 публікація у закордонних виданнях. Три статті опубліковано одноосібно.

Структура та обсяг роботи. Дисертаційна робота складається із вступу, 4 розділів основної частини, висновків, списку використаних джерел із 196 найменувань, 3 додатків. Робота викладена на 208 сторінках, у тому числі містить 130 сторінок основного тексту, з них 20 повних сторінок з рисунками і таблицями, 23 сторінки списку використаних джерел, 18 таблиць, 44 рисунки та 15 сторінок додатків.

РОЗДІЛ 1. СТАН ПИТАНЬ ДОСЛІДЖЕННЯ ТА РОЗРАХУНКУ ПІДСИЛЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ.

МЕТА ТА ЗАДАЧІ ДОСЛІДЖЕНЬ

1.1. Основні причини та методи підсилення згинальних залізобетонних конструкцій

Під час експлуатації конструкцій, будівель і споруд, внаслідок впливу різноманітних факторів знижуються показники технічного стану, що обумовлює потребу до підсилення. Підсилення конструкції також може виникати через закінчення проектного терміну своєї експлуатації, зміни розрахункової схеми елемента, через пошкодження і експлуатацію в непридатному до нормальної експлуатації стані, помилки при проектуванні, зведенні, використанні неякісних матеріалів, та неякісного виконання робіт, негативного впливу зовнішнього середовища тощо.

Підсилення залізобетонних конструкцій проводиться і тоді, коли вичерпані інші можливості забезпечення їх надійної експлуатації. А саме: зменшення навантаження, введення тимчасових розвантажувальних опор при монтажі-демонтажі обладнання, одночасного завантаження змінними (корисними) навантаженнями великих площ перекриттів багатоповерхових будівель, зниження рівня вібрації тощо [50, 51, 52].

Необхідність у підсиленні будівельних конструкцій виникає також через їх пошкодження, корозію чи зміни у виробничому процесі, покращення при переплануванні, підвищення нормативних та санітарних вимог.

Повну заміну конструкцій проводять рідко – у випадках втрати несучої здатності на 50-60% і більше. Під час реконструкції і технічного переобладнання капітальні вкладення істотно менші і окупуються у 2-2,5 рази швидше ніж під час капітального будівництва. З іншого боку, загальні витрати часу на реконструкцію у 1,5-2,0 рази менші, ніж на новобудову [24].

Необхідність в підвищенні несучої здатності при експлуатації залізобетонних конструкцій шляхом їх підсилення визначається в основному наступними причинами:

- зміна їх розрахункової схеми і напруженого стану, величини змінних навантажень;
- зміна умов експлуатації або схеми завантаження при реконструкції будівель і споруди;
- підсилювана конструкція пошкоджена, а її заміна невиправдано дорога або технологічно неможлива;
- підсилювана будівля або споруда представляє культурну або історичну цінність і підсилення спрямоване на збереження його експлуатаційних характеристик на тривалий час.

Існує багато причин, при яких необхідно виконувати ремонт існуючих залізобетонних елементів. У кожному конкретному випадку при проектуванні підсилення конструкцій вирішуються два завдання, одне з яких пов'язане із забезпеченням необхідної міцності та стійкості будівель і споруд, а друге – з прийняттям найкращого економічного рішення, яке досягається техніко-економічним порівнянням різних варіантів підсилення та швидкістю виконання робіт [90].

Економічна доцільність реконструкції забезпечується за рахунок зменшення капітальних вкладень, витрат та інтенсивність використання матеріальних, трудових, енергетичних ресурсів, зменшення термінів виконання робіт порівняно з новим будівництвом [24, 47, 49, 51].

Підсилення залізобетонних конструкцій досягається двома основними способами: улаштування розвантажуючих елементів, та збільшення поперечного перерізу конструкції [50].



Рисунок 1.1 – Методи підсилення залізобетонних конструкцій (за Бліхарським З.Я.) [24].

1.2. Аналіз існуючих способів підсилення згинальних залізобетонних елементів

Аналіз безліч технічних рішень по підсиленню залізобетонних конструкцій (рисунок 1.1) показав, що одним з найбільш поширеним методом є метод нарощування перерізів залізобетонних конструкцій – влаштування залізобетонних сорочок, обойм, накладок [24, 91].

Суть методу нарощування полягає у збільшенні площі поперечного перерізу елемента шарами нового матеріалу армованого або не армованого бетону. При цьому може нарощуватись як переріз арматури так і бетону, або одночасно. Зчеплення старого бетону з новим забезпечується технологічними заходами. Поверхня повинна бути очищена від пошкодженого бетону та будь-яких інших забруднюючих речовин, таких як пил, чужорідні частинки, цементне молочко, мастило, оздоблювальні покриття, та інші речовини, які можуть несприятливо впливати або інгібувати скріплення “нового” бетону до тіла “старого”. Спільна робота “старого” бетону з “новим” забезпечується за рахунок механічного зчеплення, улаштуванням насічок, додаткової арматури, зволоження поверхні бетону до початку бетонування. Для покращення зчеплення застосовують спеціальні склеюючі суміші. Товщина нарощування визначається розрахунком [24, 27].

Суть методу підсилення металевою обоймою полягає у влаштуванні кутників по кутах елемента та з'єднанні їх поперечними планками. Елементи підсилення приварюють в опорних вузлах, і стягують за допомогою стяжних болтів, струбцин. Обойми підсилення попередньо напружують стяжними болтами, нагріванням пластин тощо [49, 55, 102].

З середини ХХ ст. розпочали використовувати метод приклеювання сталевих смуг до поверхні елемента. Ефективність такого підсилення досягається за рахунок високоміцного клею на основі епоксидних смол, який є елементом підсилення. За останні десятки років було підсилено безліч конструкцій мостів та будівель [74, 75, 81, 146, 181, 196].

Дослідженню підсилення згинальних залізобетонних елементів свої роботи присвятили: Б. А. Ашимов, А. Б. Барашиков, Є. М. Блалі, З. Я. Бліхарський, О. П. Борисюк, Б. А. Боярчук, О. І. Валовой, І. О. Валовой, А. П. Васільєв, О. В. Войцехівський, Є. О. Гриневич, С. С. Давидов, В. С. Довбенко, І. В. Задорожнікова, А. Касасбех, В. Г. Кваша, О. П. Конончук, М. І. Кісілієр, М. Д. Климпуш, О. П. Кричевський, С. О. Кричевський, А. И. Мальганов, І. В. Мельник, С. В. Мельник, Л. А. Мурашко, А. Я. Мурин, С. М. Новікова, Ф. Н. Рабінович, Я. В. Римар, А. К. Салех, М. Ю. Смолянінов, С. Д. Семенюк, О. П. Сунак, П. О. Сунак, Г. К. Хайдуков, О. Л. Шагін та інші.

Для підсилення конструкції шляхом нарощування розпочали використовувати цілий ряд нових високоефективних будівельних матеріалів, таких як високоміцні бетони, сталеві фібробетон, полімербетон, базальтобетон. Можна виділити цікаві роботи виконані за кордоном із використання сучасних матеріалів [150, 165].

Сучасні ефективні матеріали такі як композитна арматура на основі арамідних, скляних та вуглецевих волокон (AFRP, GFRP, CFRP – відповідно: Aramid -, Glass -, Carbon Fibre Reinforced Polimer) широко застосовуються не тільки на території Європи а й у світі. Ці матеріали довели свою ефективність при підсиленні будівельних конструкцій в таких країнах як США, Японія, Китай, Канада, Індія, Туніс. Крім того, такі матеріали мають ряд інших переваг: висока їх статична і втомна міцність, близький до металу модуль пружності, мала власна вага (в 5 раз легші від сталі), відсутність обмежень в розмірах по довжині, можливість з'єднання з конструкцією, що підсилюється, тільки за рахунок клею, висока стійкість до корозії, можливість офарбування та ін. Сьогодні ці матеріали відкривають нові можливості при реконструкції та проектуванні в будівництві [118, 142, 143, 151, 152, 153, 154, 159, 189, 193, 196].

Таблиця 1.1 – Деякі приклади порівняння підсилення залізобетонних елементів в стиснутій зоні

Автор дослідження	Матеріал підсилення	Склад матеріалу	Переваги матеріалу	Недоліки матеріалу
Войцехівський О.В., Приндюк Т.І. (балки) [48].	Sika Mono Top	(за виробником)	3 схеми відновлення (реконструкції) – забезпечує сумісну роботу старого та нового бетону.	1 схема-72% відновлення несучої здатності від початкового значення, 2 схема-76% відновлення несучої здатності від початкового значення, 3 схема-100% (повне) відновлення несучої здатності від початкового значення.
Задорожнікова І.В. (балки) [61].	1 Армований полімербетон 2 Сталефібробетон 3 Полімербетон 4 Армований дрібнозернистий бетон	портландцемент М500 та 3% дротяної фібри довжиною 80-100мм із відпрацьованих канатів ЛК-06×19=М14, товщина шару 30мм; зв'язуючі – епоксидна смола ЄД-20, пластифікатор-поліефірна смола МГФ-9, затверджувач – поліетіленполіамін ПЄПА, та суміш піску і М500 П/Ц=3:1 у співвідношенні складових 7:1:30	1 - підвищення тріщиностійкості у межах 34...40%, 3 - підвищення тріщиностійкості у межах 35...39%, 2 - підвищення тріщиностійкості у межах 34...38%, 4 - підвищення тріщиностійкості менше 10%.	Часткове відшарування контактного шару, руйнування зразків по розтягнутій зоні. Підсилення стиснутої зони не дає підстави для суттєвого збільшення відносної тріщиностійкості в результаті збільшення висоти стиснутої зони.

Продовження таблиці 1.1 – Деякі приклади порівняння підсилення залізобетонних елементів в стиснутій зоні

Автор дослідження	Матеріал підсилення	Склад матеріалу	Переваги матеріалу	Недоліки матеріалу
Валовой О.І., Єременко О.Ю. (<i>балки</i>) [45].	1 Армований сталефіробетон 2 Армований полімербетон	-----	2 - найбільший приріст несучої здатності.	На останній стадії випробовування відбувається розшарування матеріалу підсилення.
Семенюк С.Д., Болощенко Ю.Г. (<i>балки</i>) [122].	1 Сталефіробе- тон	2% фібри довжиною 100мм діаметр 0,25мм, товщина шару 40мм;	Фібри зміцнюють бетонну матрицю до виникнення тріщин та уповільнюють подальший розвиток тріщин.	Ефективність підсилення одноразово звантажених зразків становила 45%;
Попруга Д.В., Валовой О.І. (<i>балки</i>) [111].	Відходи гірничо- збагачувальних комбінатів	-----	Розглядається декілька варіантів улаштування контактного шва.	Руйнування досягалось внаслідок досягнення робочою арматурою граничних значень

Таблиця 1.2 – Деякі приклади порівняння підсилення залізобетонних елементів в розтягнутій зоні

Автор дослідження	Матеріал підсилення	Склад матеріалу	Переваги матеріалу	Недоліки матеріалу
Барашиков А.Я., Сунак О.П., Боярчук Б.А. (балки) [18].	1 Сталефібробетон 2 Полімербетон	бетон В20+фібри 3%(обрізки канатів діаметром 3мм) товщина шару 40мм; бетон В20 та епоксидна смола ЄД-20 (20% за об'ємом) товщина шару 20мм;	1 - на 7% дорожчий від підсилення традиційним методом, вища тріщиностійкість (в порівнянні з іншими матеріалами) найбільша величина прогинів (висока деформативність); 2 - найбільша несуча здатність.	1 - руйнування відбулося за нормальними перерізами; 2 - руйнування відбулося за похилими перерізами; 1, 2 - шари підсилення не були зруйновані, відбулося відшарування на опорах
Барашиков А.Я.; Журавський О.Д., Цибульник І.О. (плити) [19].	Сталефібробетон	товщина 20мм, армований сталевими фібрами діаметром 0,7мм, довжиною 70мм.	відновлює несучу здатність плит на 60...80%, тріщиностійкість 30...60%, міцність збільшилась на 12,3%.	
Смолянinov М.Ю (балки) [124].	Акриловий полімер розчин	-----	зі збільшенням товщини підсилюючого шару в розтягнутій зоні тріщиностійкість зростає.	неможливе відслідкування тріщин.

Продовження таблиці 1.2 – Деякі приклади порівняння підсилення залізобетонних елементів в розтягнутій зоні

Автор дослідження	Матеріал підсилення	Склад матеріалу	Переваги матеріалу	Недоліки матеріалу
Барашиков А.Я., Колякова В.М., Блали М. (балки) [20].	1 Сталефібробетон 2 Полімербетон	-----	1 - наявність сталевих фібр допомагає зменшити деформативність власного шару бетону і волокон бетону які знаходяться вище.	матеріал шару підсилення практично не відображається на величині прогину.
Сунак О.П., Сунак П.О., Маліков В.В., Боярчук Б.А. (балки) [127].	1 Сталефібробетон 2 Полімербетон	бетон В20+фібри 3% (обрізки канатів діаметром 3мм) товщина шару 40мм; бетон В20 та епоксидна смола ЄД-20 (20% за об'ємом) товщина шару 20мм;	1 - найбільш ефективний спосіб підсилення – шар сталефібробетону, міцнісні властивості шару підсилення використано повністю.	1 - руйнування відбулося за нормальними перерізами; 2 - руйнування відбулося за похилими перерізами;
Кваша В.Г., Мельник І.В., Климпуш М.Д.(балки) [81].	стрічки і полотна фірми Sika	(за виробником)	несуча здатність збільшується у 1,3–1,5 рази, ширина розкриття тріщин зменшується у 1,8–1,9 рази, прогини зменшуються на 25–30%, витривалість збільшується у 2,5–3,0 рази	відносно висока вартість матеріалу; низька міцність у поперечному до волокон напрямі;

Продовження таблиці 1.2 – Деякі приклади порівняння підсилення залізобетонних елементів в розтягнутій зоні

Автор дослідження	Матеріал підсилення	Склад матеріалу	Переваги матеріалу	Недоліки матеріалу
Борисюк О.П., Конончук О.П. (<i>балки</i>) [30].	стрічки і полотна фірми «Sika®»	(за виробником)	збільшення несучої здатності для балок підсилених стрічкою до 60%, для балок підсилених полотном – до 40%, при малоцикловому навантаженні, для перших – до 75 %, для других – до 65%.	відносно висока вартість матеріалу; низька міцність у поперечному до волокон напрямі;
Перлова О.М. (<i>балки</i>) [107].	металеві полоси, полоси з базальтопла- стикової арматури,	металевої полоси, укріплені за допомогою анкерів, полоси з базальтопластикової арматури, обклеювались просоченим клеєм «Едмок» базальтовим полотном, завширшки 300-350 мм	металевої полоси збільшити несучу здатність балок на 20% , полоси з базальтопластикової арматури, показали збільшення несучої здатності на 12%, прогини таких балок зменшились на 11,2%.	недостатній зв'язок між поверхнею бетону та елементом підсилення
Мельник І.В., Добрянський Р.З. (<i>балки</i>) [96].	система підсилення Ruredil X Mesh Gold	волокна поліпарафенілен -бензооксазолу і стабілізованої органічної матриці,	міцність балок збільшилась від 18,4% до 73,5%, жорсткість і тріщиностійкість на 16% і 18...36%.	відносно висока вартість матеріалу;

1.3 Вплив малоциклового, повторного навантаження на роботу залізобетонних елементів (підсилених та непідсилених)

Впливу на роботу бетонних та залізобетонних конструкцій малоциклового навантаження присвятили праці відомі вчені: Є.М. Бабич, А.Я. Барашиков, О.Я. Берг, О.П. Борисюк, А. І. Валовой, В.С. Дорофеев, А.С. Залесов, Н.І. Ільчук, Ю.О. Крусь, О.М. Кухнюк, Ю.М. Панчук, А.П. Погореляк, та інші.

А.Я. Барашиков, Б.Н. Шевченко, А.І. Валовой [16] випробували призми розмірами $10 \times 10 \times 40$ см та куби з ребром 15 см. Рівень напружень знаходився в межах $0,75 \dots 1,0$ від призмової міцності. Малоциклову втомленість бетону за результатами експериментальних досліджень можна знайти використовуючи енергетичні критерії оцінки міцності бетону такі, як коефіцієнт пружності, гранична деформація бетону на стиск, верхній рівень амплітуди напружень за повторного навантаження.

Є.М. Бабич та А.П. Погореляк [5, 6, 8, 109] досліджували деформування бетону та руйнування призм розмірами $10 \times 10 \times 40$ см та $10 \times 10 \times 60$ см з важкого бетону різних класів. Рівень малоциклового навантаження складав $\eta_s = 0,75; 0,8; 0,85; 0,92; 0,95$. Зразки розвантажувались до нижньої межі $\eta_n = 0; 0,3$ після кожного циклу. Коли рівень малоциклового навантаження не перевищував 0,85 від руйнівного, за рахунок ущільнення відбувається збільшення міцності бетону до 7%. При рівні малоциклового навантаження вище 0,85 від руйнівного, руйнування відбувалось на 7-му – 32-му циклі при меншій міцності бетону в порівнянні з призмовою. Вчені дійшли висновку, що за рівня $\eta_s \leq 0,85$ деформації бетону стабілізуються на перших десяти циклах, а верхній рівень напружень $\eta_s = 0,85$ є межею малоциклової втомленості.

А.С. Залесов та Ю.А. Клімов [63, 64, 65] відмічають зниження несучої здатності залізобетонних елементів на 30% і більше при дії повторного поперечного навантаження високих рівнів. При дії менших рівнів повторного навантаження несуча здатність елементів підвищувалася. Зменшення несучої здатності в результаті утворення перехресних похилих тріщин та зміщення

бетонних блоків, відокремлених похилими тріщинами, яке супроводжується руйнуванням стиснутого бетону та відривом поздовжньої робочої арматури. Виконані дослідження пояснюють накопиченням пошкоджень в бетоні, внаслідок розвитку процесу його мікроруйнувань.

Ю.М. Панчук [6, 104, 105] досліджував роботу бетонних призм, виконані з дрібнозернистого бетону, мали розміри $40 \times 40 \times 160$ мм, призми із крупнозернистого бетону розмірами відповідно $100 \times 100 \times 400$ мм і $150 \times 150 \times 600$ мм, та балки прямокутного перерізу 100×200 мм довжиною 2000 мм за дії різних верхніх рівнів малоциклового навантаження $\eta_v = 0,92 \dots 0,98 M_u$ з різною кількістю циклів. Автор виділив три характерні стадії деформування в роботі бетонних елементів: 1) в бетонному елементі відбувається поступове зменшення ширини петель гістерезису та приросту деформацій; 2) відбувається стабілізація приросту деформацій, петлі гістерезису на різних етапах завантаження є однаковими; 3) збільшення ширини петель гістерезису та приросту деформацій. Автор зробив висновок, що дрібнозернистий бетон має вищу границю малоциклової втомленості, завдяки відсутності крупного заповнювача.

С.С. Гомон [53] досліджував бетонні призми, розмірами $10 \times 10 \times 40$ см та $15 \times 15 \times 60$ см за дії повторних малоциклових навантажень, при зволоженні. Нижня межа рівнів повторного навантажень складала $\eta_n = 0; 0,3$, верхня – $\eta_v = 0,4; 0,5; 0,6; 0,65; 0,7; 0,75$. На протязі двох, чотирьох, шести, восьми, тридцяти та шістдесяти діб, проводилося зволоження бетонних елементів. Провівши аналіз експериментальних даних автор, показав, що малоциклові навантаження вище межі пристосування зменшують міцність зволоженого бетону. При дії малоциклового навантаження нижче межі пристосування збільшується міцність зволоженого бетону та деструктивні характеристики бетону. В роботі вперше запропоновано методику розрахунку із врахування сумісної дії зволоження та малоциклових навантажень на несучу здатність згинальних елементів.

Є.М. Бабич та Н.І. Ільчук [7, 9] провели дослідження впливу малоциклових навантажень на зміну міцності та модуля пружнопластичності бетону. При випробовуванні 3 із 12 призм, розмірами $15 \times 15 \times 60$ см, виготовлених із бетону класу С16/20, однократним монотонним ступінчастим навантаженням до руйнування, було визначено середню призмову міцність та деформативні характеристики бетону. Решту призм випробовували повторним малоцикловим навантаженням з верхнім рівнем напружень на кожному циклі $\eta_{\text{сус}} = 0,45; 0,60; 0,75$ і $0,85$. Прийнята кількість циклів прикладання навантаження склала $n = 10$. На кожному циклі після довантаження до верхнього рівня напружень призми ступенями розвантажували. На одинадцятому циклі призми довантажували до руйнування. Після аналізу отриманих результатів автори роблять висновки, що малоциклові навантаження впливають на зміну міцності бетону: 1) внаслідок ущільнення структури бетону при $\eta_{\text{сус}} \leq 0,43$ відбулося збільшення його міцності; 2) незначне ущільнення бетону відбувається при $0,43 < \eta_{\text{сус}} \leq 0,85$, але внаслідок утворення мікротріщин, з'являються процеси розущільнення; 3) виникають нові мікротріщини та перетворюються в макротріщини при $\eta_{\text{сус}} > \eta_{\text{fat}} = 0,85$, внаслідок малоциклової втоми відбувається розущільнення і руйнування бетону.

Добришенець С.Я. в роботі [58] отримав експериментальні і теоретичні результати про роботу сталевібробетону при стиску і розтягу, роботу згинальних сталевіброзалізобетонних елементів при одноразових і повторних малоциклових навантаженнях та розробив рекомендації щодо їхнього розрахунку. Виконані дослідження показали, що при експлуатаційному рівні повторних малоциклових навантажень призмове міцність може збільшуватись до 10%, а початковий модуль пружності – зменшуватись. Вперше досліджена малоциклова втомильність сталевібробетону та запропонована формула для її визначення.

М.О. Валовой в роботі [43, 44] досліджував вплив малоциклових повторних навантажень на тріщиностійкість і деформативність залізобетонних балок, підсилених у стиснутій зоні шаром бетону. Шар підсилення виконували

через 28 діб після бетонування непідсилених балок. Перед укладанням суміші зразки балок піддавались навантаженню 0,7 від руйнівного або до розкриття тріщин шириною 0,15...0,2 мм. Цим відтворювалась ситуація часткового руйнування зразків внаслідок впливу різних факторів. Випробування підсилених зразків виконували протягом десяти циклів рівнями 0,75 і 0,85 від руйнівного з довантаженням до руйнування на одинадцятому циклі. Досліди показали, що несуча здатність балок, які випробовували повторним навантаженням до рівня 0,75 від руйнівного, практично не змінилось. При рівнях навантаження 0,85 від руйнівного несуча здатність зменшилась на 8%. Повторні навантаження для балок рівня 0,85 впливають на кількість та характер розвитку тріщин, а для рівня 0,75 вплив незначний.

Ширина розкриття нормальних тріщин збільшилась в 1,4 рази, для балок які випробовували повторним навантаженням до рівня 0,75, а при рівнях навантаження 0,85 від руйнівного – в 1,6 рази. При випробовуванні рівнем 0,75 від руйнівного, максимальні і залишкові прогини збільшилися відповідно в 1,61 і 2,22 рази, а при випробовуванні рівнем 0,85 від руйнівного, відповідно в 1,75 і 2,33 рази. Аналогічно було зафіксовано збільшення залишкових тріщин у порівнянні з першим розвантаженням в 1,6 рази. Автор зробив висновок про те, що повторні малоциклові навантаження високих рівнів можуть призвести до перевищення ширини розкриття тріщин і прогинів відповідних допустимих значень, встановлених нормативними документами [43, 44].

М.Ю. Смолянінов [123, 124] провів дослідження підвищення міцності й тріщиностійкості залізобетонних балок прямокутного і таврового перерізу, підсилених акриловом полімеррозчином, при дії короточасних статичних і багаторазово повторних навантажень. Для дослідження балки були підсиленні різною товщиною покриття за трьома схемами підсилення: 1 – нижня розтягнута грань балки; 2 – розтягнута зона до осьової лінії; 3 – у вигляді обойми.

Несуча здатність залізобетонних балок підсилених шаром акриловою полімеррозчину товщиною 3, 6 і 9 мм в залежності від схеми підсилення

збільшилася відповідно на 19%, 31,5%, 72,3% в порівнянні з балками без підсилення. Порушення суцільності бетону, підсиленого шаром акрилового полімеррозчину, як і поява тріщин в бетоні розтягнутої зони віддаляється. Величина згинального моменту, що приводить до появи тріщин в бетоні розтягнутої зони збільшується в залежності від схеми і товщини підсилюючого шару на 15...58,8%. Бетон і підсилююче покриття працювали спільно, аж до руйнування дослідних балок. Тріщиностійкість в балках, підсилених за схемою обойми, збільшується в середньому на 43...72% в залежності від товщини підсилюючого шару.

Як засвідчили результати експериментальних досліджень, схема і товщина шару підсилення залізобетонних балок значною мірою впливає на їх несучу здатність. Відхилення розрахункових та дослідних величин згинальних моментів не перевищує 10%, що свідчить про задовільну якість запропонованих в роботі розрахункових формул на міцність.

В.С. Довбенко [59] виконав дослідження роботи залізобетонних балок, підсилених полімерною композицією «Силор» при повторних малоциклових навантаженнях. Нанесення композиції проходило в два етапи. З граней балки знімалось “цементне молочко”, потім наносилась полімерна композиція 3-4 шари – до появи глянцевої поверхні. 5 балок попередньо випробували протягом п'яти циклів з нижнім рівнем 0,3 та верхнім – 0,7. Підсилені балки випробовувалися такими ж рівнями, що і до підсилення, та на одинадцятому циклі доводилися до руйнування. Виконані дослідження показали, що полімерна композиція збільшує міцність, тріщиностійкість та жорсткість залізобетонних балок як при одноразовому навантаженні, так і при повторних малоциклових навантаженнях. Збільшення несучої здатності підсилених залізобетонних балок, полімерною композицією, склало 10%. Момент утворення перших тріщин у підсилених залізобетонних балках віддаляється приблизно на 35,8% у порівнянні з непідсиленими. Прогини підсилених балок менші на 15%, ширина розкриття тріщин на 30% менші, ніж у контрольних непідсиленних балках. Автором зроблено висновок, що застосування даної

композиції дозволяє створювати надійні та економічні способи підсилення, відновлення та ремонту залізобетонних конструкцій.

Борисюком О.П. та Конончуком О.П. проведено дослідження роботи згинальних залізобетонних балок, підсиленних стержневою системою при дії малоциклових навантажень [35].

Після аналізу експериментальних даних було зроблено наступні висновки: повторні навантаження змінюють несучу здатність залізобетонних балок та впливають на напружено-деформований стан. Відбувається зменшення несучої здатності непідсилених зразків до 10 %, після дії на них малоциклових навантажень високих рівнів, а у підсилених балок, у порівнянні із дослідними балками, випробуваними статичним навантаженням воно залишилось на тому ж рівні. Після підсилення частково зруйнованих згинальних елементів, їх несуча здатність може збільшитись до 2-х разів. За рахунок перерозподілу зусиль в перерізі балок, їх підсилення змінює характер залежності деформацій бетону та арматури. При включенні в роботу підсилення, змушує стиснутий бетон сприймати більше зусилля.

В.Г. Квашою, І.В. Мельником та М.Д. Климпушем [71, 72, 73, 75] проведені експериментально-теоретичні дослідження напружено-деформованого стану, міцності, тріщиностійкості та деформацій залізобетонних балок підсилених вуглепластиковими композитами при статичних і багаторазово повторних навантаженнях. Випробування передбачало вісім моделей залізобетонних балок, заармованих відповідно до армування реальних прокатних мостових балок серії ПК-01-05. В рамках досліджу, було випробовувано натурні мостові балки за ТП Вип. 56 після тривалого періоду експлуатації до та після підсилення стрічкою CFRP.

Руйнівний згинальний момент, при проведенні випробувань на багаторазові навантаження, приймали близьким до реального для мостових балок: $\gamma=0,5\dots0,6$, та $\gamma=0,3\dots0,4$, базову кількість циклів навантаження $n = 2 \times 10^6$ циклів. Руйнування балок при статичних навантаженнях відбувалося пластично. Балки, випробувані багаторазовим навантаженням, руйнувались

миттєво, крихко, передчасно від розриву стержнів робочої арматури по зварних швах без видимого збільшення загальних деформацій з наступним зломом бетону стиснутої зони. Витривалість підсилених балок була більшою, що зумовлено кращими умовами роботи арматури на витривалість і її більшою втомною міцністю внаслідок значно більшого, ніж у непідсилених балок коефіцієнта асиметрії циклу в арматурі, яка працює сумісно із стрічками підсилення.

Авторами запропоновано розрахунок міцності підсилених додатковою зовнішньою композитною арматурою залізобетонних балок при однократному завантаженні, який базується на тих же засадах методу граничних станів, що і непідсилених.

1.4 Застосування сучасних вискоефективних матеріалів для підсилення залізобетонних конструкцій

Фібробетон складається з двох матеріалів і має властивості, яких не мають вихідні матеріали, тобто цементно-бетонна матриця. У фібробетонні розтягуючі напруження приймають на себе волокна фібри. Фіброволокно посилює кути і торці бетонних конструкцій, на початку твердіння бетону знижує усадку і утворення тріщин, при знятті опалубки нівелює ймовірність пошкодження [56].

Фібробетон - дрібнозернистий різновид бетону з додаванням фібри. Використовується фібра синтетична, скляна та сталева із волокон довжиною від 5 до 150мм і діаметра від 0,2 до 1,0мм [83].

Армування бетону сталевими волокнами почали застосовувати на початку минулого століття. На даний час для армування використовують різні неорганічні та органічні волокна: скло, поліпропілен, вуглецеві, арамідні волокна тощо. Інтерес до застосування фібробетону зріс в на початку 80 років ХХ століття. У 1980 роках у Японії був розроблений посібник по тунелебудуванню із проектування та виготовлення бетону, армованого сталевими волокнами. У будівельній практиці США сталевіфібробетон широко

застосовують при будівництві покриттів аеродромів і доріг, підлог промислових і громадських будівель та споруд [113].

Таблиця 1.3 – Характеристики видів волокон, які використовують для виготовлення фібробетону

Волокно	Щільність, г / см ³	Модуль пружності, МПа	Міцність на розтяг, МПа	Видовження при розтягу,%
поліпропіленове	0,9	3500–8000	400–700	10–25
поліамідне	0,9	1900–2000	720–750	24–25
поліетиленове	0,95	1400–4200	600–720	10–12
акрилове	1,1	2100–2150	210–420	25–45
нейлонове	1,1	4200–4500	770–840	16–20
віскозне надміцне	1,2	5600–5800	660–700	14–16
поліефірне	1,4	8400–8600	730–780	11–13
бавовняне	1,5	4900–5100	420–700	3–10
карбонове	1,63	280 000– 380 000	1200–4000	2,0–2,2
вуглецеве	2,00	200 000– 250 000	2000–3500	1,0–1,6
скляне	2,60	7000–8000	1800–3850	1,5–3,5
азбестове	2,60	68 000–70 000	910–3100	0,6–0,7
базальтове	2,60–2,70	7000–11 000	1600–3200	1,4–3,6
сталеве	7,80	190 000– 210 000	600–3150	3–4

Цінність волокон не тільки в підвищенні фізико-механічних властивостей, але й в технології виготовлення конструкцій. Армування відбувається безпосередньо в бетономішалках, автоміксерах на будівельному майданчику. Час виготовлення скорочується практично в двоє, знижується матеріаломісткість, тобто зменшується вага будівель і споруд [129,136].

Сталефібробетон – композиційний матеріал із бетонної матриці, армований короткими сталевими волокнами – фібрами діаметром $d_f=0,25\dots1,2$

мм, з відношенням довжини до діаметру $l_f/d_f = 50 \dots 120$, об'ємним вмістом $\mu_{fv} = 0,5 \dots 3\%$ [2, 122].

Таблиця 1.4 – Зростання властивостей сталевібробетону в порівнянні з бетоном

Властивості	Зростання властивостей
Межа пропорційності при розтягу і вигині	в 2 рази
Межа міцності при розтягу	в 2.5 рази
Межа міцності при згині	в 3.5 рази
Межа міцності при стиску	в 1.5 рази
Ударна міцність	в 10 разів
В'язкість при досягненні межі міцності	в 10 - 20 разів
Тріщиностійкість в порівнянні з залізобетоном:	
- При розкритті тріщин до 0.005 мм	в 2.5 - 6 разів
- При розкритті тріщин до 0.2 мм	в 3 - 3.5 раз
Деформативність	в 2 - 10 разів
Опір кавітації	в 3 рази
Опір абразії (стираність)	в 2 рази
Морозостійкість	в 1.5 - 2 рази

У таблиці 2. наведено дані для сталевібробетону з об'ємним вмістом фібр близько 2%, діаметрі $d_f = 0,25$ мм, відношенням $l_f/d_f = 100$, водо-цементному відношенні 0,50 і матриці з дрібнозернистого бетону [122].

З проведених дослідження по підсиленню залізобетонних елементів, у зарубіжній практиці, досить широко застосовується фібробетон з використанням різних волокон фібри [158,164, 168,183, 192].

Дослідження А. Касасбега, Н.М. Колоколова, А.И. Мальганова [1, 70, 86, 95] з підсилення залізобетонних конструкцій шаром армованого або неармованого полімербетону, показали досить високу ефективність такого способу підсилення.

Для фібрового армування сталевібробетонних і комбіновано армованих сталевібробетонних конструкцій слід застосовувати сталеву фібру, яка відповідає вимогам чинних стандартів на сталеву фібру і в тому числі нормативним документам [101].

Переваги застосування сталевібробетону :

- підвищує міцність бетону на згині і зріз;
- зменшується час на монтаж арматури;
- збільшується вібраційна стійкість бетону;
- знижує масу бетонних виробів;
- скорочує час первинного і остаточного твердіння на 25%;
- збільшує марочну міцність бетону в середньому до 15%.

Недоліки застосування сталеві фібри

- катодний ефект;
- нестійкість до агресивного середовища цементних розчинів.

А. Я. Барашиков, О.Д. Журавський та І.О. Цибульник [19], провели експериментальні дослідження плит, підсилених сталеві фібробетоном. Дослідження проводили на дослідних плитах розміром 800×800×75мм. На першому етапі були випробувані плити без підсилення сталеві фібробетоном. На другому етапі ці ж плити, що були доведені до руйнування, зміцнювались шаром сталеві фібробетону. Аналіз отриманих результатів показав, що підсилення сталеві фібробетоном дає змогу відновити несучу здатність плит на 65-80%, а тріщиностійкість – на 60-80% в порівнянні з новими плитами з попередньо-напруженою арматурою, розташованою в двох напрямках.

Є.М. Блалі в роботі [23] досліджував роботу підсилених залізобетонних елементів нарощуванням розтягнутої зони сталеві фібробетоном, полімербетоном та скловолокном. При порівнянні підсилених і непідсилених конструкцій до однакового рівня навантажень автором зафіксовано суттєве зменшення ширини розкриття нормальних тріщин. На стадії експлуатації підсилювані і підсилюючі елементи, як правило, працюють спільно. Тільки у деяких серіях балок на останніх стадіях навантаження з'явилися ознаки розшарування підсилюючого шару. Ці балки показали збільшення несучої здатності в 1,3...1,6 рази, та зруйнувалися за похилими перерізами.

Дослідження А.К. Салеха [119] полягали у випробуванні згинальних залізобетонних елементів, які являли собою моделі конструкцій, в яких фізична неоднорідність стиснутої зони була відома. Тобто в складі стиснутої зони

елементи мали від одного до трьох шарів ослабленого бетону з різними якостями. Міцність шарів варіювалася в межах від 16,3 МПа до 30,7 МПа.

Автором спостерігалась тенденція до "скидання" напружень крайніх волокон на більш міцніші шари, розташовані ближче до нейтральної осі зразків. При випробуванні балок з однорідним перерізом спостерігався аналогічний процес в крайніх волокнах, але в меншій мірі.

Провівши аналіз експериментальних даних особливостей експлуатації конструкції після її підсилення, була запропонована методика визначення висоти стиснутої зони підсилених по стиснутій, або розтягнутій зоні згинальних елементів. Автором запропонована методика і отримані розрахункові формули для визначення міцності перерізів нормальних до повздовжньої осі згинальних елементів з фізичною неоднорідністю структури стиснутої зони.

Більшість науковців акцентують увагу на тому, що введення в бетон хаотично орієнтованих коротких волокон мало впливає на міцність сталевібробетону на стиск, та приводить до суттєвого збільшення міцності на розтяг та згин [76, 77, 80, 116, 123]. Тому з метою економії сталі, сталевібробетоном бажано підсилювати тільки розтягнуту зону конструкцій.

О. І. Валовой та Д.В. Попруга [110, 111] провели дослідження характеристик міцності контактних швів улаштованих при підсиленні залізобетонних згинальних елементів у стиснутій зоні шаром залізобетону. Порівнювалось три способи улаштування контактної шва: – за допомогою клею Cerinol ZH фірми (Dietrman); – за допомогою улаштування шпонок; – за допомогою улаштування випусків арматури. Як засвідчили результати експериментальних досліджень, при руйнуванні підсилених зразків міцність контактних швів не була визначальною. Перевищення розрахункових значень над фактично діючими у площині контакту “старого” та “нового” бетонів склало: – для підсилених зразків за допомогою клею Cerinol ZH фірми (Dietrman) - 10,5 разів; – для підсилених зразків за допомогою улаштування

шпонок - 18,6 разів; – для підсиленних зразків за допомогою улаштування випусків арматури - 25,3 рази.

Авторами зроблено висновок, що в якості підсилення доцільно використовувати армований дрібнозернистий бетон, важкий бетон, полімербетон, сталеві фібробетон та бетон армований сітками. Контактний шов доцільно виконувати на шпонках, випусках арматури та з використанням композицій на основі епоксидного, акрилового та інших видів синтетичних клеїв.

С.Д. Семенюк та Ю.Г. Болошенко в роботах [121, 122] досліджували ефективність підсилення стиснутої зони згинальних залізобетонних елементів за дії малоциклових навантажень. Підсилення виконували традиційним важким бетоном, сталеві фібробетоном, бетоном з використанням відходів металургійного виробництва. Протягом десяти циклів проводили випробування підсиленних зразків з довантаженням на одинадцятому напівциклі до руйнування. Нижні рівні навантаження на циклах були прийняті 0,3 і 0,4, а верхні – 0,7; 0,8; 0,9. Як засвідчили результати експериментальних досліджень, найбільш ефективним виявилось використання традиційного важкого бетону для конструкцій, які не піддавалися малоцикловому впливу до підсилення. При режимі малоциклового завантаження зі стрибком до навантаження рівня 0,9 від руйнівного, було виявлено зниження ефективності підсилення важким бетоном на 9%. Автор вважає, що використання сталеві фібробетону, який більш стабільно деформується в умовах небагаторазово повторних навантажень різних рівнів, є більш пріоритетним, ніж важкого бетону для підсилення стиснутої зони згинальних конструкцій. При режимі малоциклового завантаження зі стрибком у запроекте навантаження рівня 0,9 від руйнівного, було виявлено зниження ефективності підсилення бетоном з використанням відходів металургійного виробництва на 7%.

Авторами зроблено висновок, що застосування сталеві фібробетону як альтернативного матеріалу для підсилення стиснутої зони залізобетонних балок

є перспективним напрямком у зв'язку з його перевагами в порівнянні із традиційним дрібнозернистим бетоном.

І.В. Задорожнікова в роботах [61, 62] для підсилення балок використовувала сталеві фібробетон, дрібнозернистий бетон та 3% дротяної фібри з відпрацьованих канатів марки ЛК-0,6х19.

Частину підсилених балок виконували без їх попереднього навантаження тобто імітували елементи, які ще не вичерпали свій ресурс, але у зв'язку зі збільшенням проектного навантаження вимагають підсилення. Друга частина моделювала балки, які знаходилися в експлуатації, під час якої в розтягнутій зоні з'являлися тріщини. Для цього балки попередньо навантажували зусиллям, яке складало приблизно 0,7...0,8 від руйнівного. Після розвантаження вони були підсилені.

Згідно результатів, отриманих після проведення експерименту, несуча здатність усіх підсилених дослідних зразків збільшилася на 1,1...1,3 разів. Найбільше зростання несучої здатності, у межах 24...26%, виявилось у балках підсилених шаром полімербетону, а найменше збільшення несучої здатності – 13...17% при підсиленні армованим дрібнозернистим бетоном.

Найбільше підвищення тріщиностійкості спостерігається у балках підсилених армованим полімербетоном, у межах 34...40%. На другому місці – балки підсилені полімербетоном, де підвищення становить 35...39%. Балки підсилені сталеві фібробетоном мають підвищення тріщиностійкості 34...38%. Найменше підвищення – у балках підсилених традиційним дрібнозернистим бетоном – менше 10%. Руйнування усіх серій підсилених балок відбулося за нормальними перерізами. Введення у стиснуту зону більш міцного матеріалу підсилення розвантажує бетон стиснутої зони, знижує тим самим долю непружних деформацій в сумарних деформаціях крайніх волокон бетону підсиленої конструкції.

Сунак О.П. в роботі [128] досліджував надійність за міцністю сталеві фібробетонних і комбіновано армованих елементів, що працюють на згинання. Розглянуто надійність комбіновано армованих згинальних елементів.

В результаті проведених розрахунків встановлено, що міцність нормальних перерізів комбіновано армованих сталевібробетонних елементів прямокутного поперечного перерізу з одиночною арматурою має достатню надійність. При розрахунках на надійність можна використовувати статистичні дані, визначені окремо для дрібнозернистого бетону і фібрової арматури. А прийняту методику розрахунку міцності нормальних перерізів комбіновано армованих згинальних елементів можна вважати досить достовірною. В результаті оцінювання надійності міцності нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених сталевібробетоном в розтягнутій зоні, методом статистичної лінеаризації встановлено, що залізобетонні балки, підсилені сталевібробетоном, при навіть відносно великих коефіцієнтах варіації матеріалів (до 20%), мають достатню надійність.

Л.В. Потієнко [112] провела експериментальні дослідження прогинів непідсилених і підсилених залізобетонних балок. Передбачалося випробування двох груп балок, підсилені в стиснутій БС та розтягнутій БР зонах. Балки серії БС були перearмовані, а БР – неперearмовані. Провівши аналіз експериментальних даних автор зробив висновки, що демфуючі властивості підсилених балок БПС більші ніж серії БПР. Автором було зафіксовано, що високій швидкості поглинання енергії сприяє конструкція підсилення, де наявне тертя підсилюючого шару із шаром підсилення.

Підсилення композитними матеріалами заслуговує особливої уваги. Для підсилення конструкцій шляхом приклеювання, найбільшого використання здобули композитні матеріали на основі арамідних, скляних і вуглецевих волокон (скорочене міжнародне маркування відповідно AFRP, GFRP, CFRP) [145, 147, 148, 149, 181, 185].

Вуглецеві волокна — матеріал, що складається з тонких ниток діаметром від 5 до 15 мікрон, утворених переважно атомами вуглецю. Композитні стрічки складаються з вуглецевих волокон 99%, поміщених в синтетичні волокна 1%.

Переваги композиційних матеріалів:

- висока питома міцність, зносостійкість, жорсткість;

- висока втомна міцність;
- швидкість і легкість виконання робіт по підсиленню без спеціального устаткування;
- стійкість до корозії, старіння, зміщення опор;
- широкий вибір матеріалів підсилення в залежності від необхідних фізико-механічних характеристик, велика довжина (до 250 м);
- мінімальні навантаження на відновлювані конструкції;
- можливість влаштування попереднього напруження;
- можливість виконання підсилення конструкцій будь-якої форми, збереження естетичної зовнішності підсилюваних елементів конструкцій.

Недоліки композиційних матеріалів:

- висока вартість;
- анізотропія властивостей; низька міцність у поперечному до волокон напрямі;
- підвищена складність виробництва, необхідність спеціального вартісного обладнання та сировини.

Починаючи із 1985 року в швейцарській лабораторії ЕМРА, було виконано експериментальне дослідження міцності і жорсткості балок підсиленими однонаправленими пластинами CFRP до розтягнутої зони зразків [174, 175].

U. Meier випробував 26 залізобетонних балок підслених стрічками CFRP. Виконані дослідження показали, що приріст навантаження становив 100%, прогин підсиленої балки на 50% менший, порівняно з непідсиленою (контрольною) балкою. В результаті випробування контрольних та підслених зразків були встановлені можливі причини руйнування балок, підслених стрічками CFRP [177, 178, 179, 180].

P. Ritchie та інші [187] досліджували ефективність підсилення на основі скляних, вуглецевих та арамідних волокон, випробуванням шістнадцяти залізобетонних балок з мінімальним армуванням нормального перерізу. Виконані дослідження показали, що в залежності від типу, кількості та орієнтації підсилюючого матеріалу, жорсткість таких конструкцій збільшилась

на 17...99%, а міцність на 40...97%. В результаті випробування було вивчено вплив анкерування стрічок FRP. Руйнування починалось із кінців стрічки, а не в зоні чистого згину, де діє максимальний момент в зразках, що випробовувались без анкерування. Дослідниками було запропоновано три види анкерування: перший – анкерування стрічки на кінцях скловолоконними кутиками, другий – обгортання пластин FRP навколо балки в кінцях, останній – продовження пластини до опори балки. Оскільки руйнування перших двох методів відбувалось за межами зони чистого згину вони не дали бажаного результату. Третій спосіб дав збільшення несучої здатності і руйнування у зоні чистого згину.

У роботі М.Е. Kaminska і R. Kotynia [160, 161, 162, 163, 169, 170] провели експериментальні дослідження ефективності анкерування за допомогою додатково наклеєних відрізків стрічок. Наклеювання проводилось в приопорній зоні на нижній грані балки, при довжині стрічок 20 см, 35 см та 50 см. Проведено випробування шести балок, розміром 150×300×3000 мм, завантажених двома симетричними зосередженими силами, з трьома видами армування: 0,39%, 0,56%, та 0,84%. Перед руйнуванням деформації стрічки у всіх випадках становили 500×10^{-5} . Балки з малим процентом армування руйнувались за рахунок відшарування стрічки, що розпочиналось з її кінця та прямувало до середини. У другому випадку армування руйнування відбувалось від центру до опори, починаючи із утворення горизонтальної тріщини в захисному шарі.

Дослідник Lagoda [172, 173] досліджував підсилення композитними матеріалами залізобетонних мостових конструкцій, методом зовнішнього армування. Автором було зафіксовано, що поздовжньо наклеєні стрічки підвищують несучу здатність, тріщиностійкість і жорсткість балки на дію згинального моменту, а поперечні U-подібні хомути забезпечують анкерування стрічок до тіла балок, та підвищують несучу здатність балки по похилих перерізах.

В нашій країні питанням підсилення конструкцій сучасними перспективними матеріалами приділяють увагу багато науковців. Збільшення несучої здатності, зменшення прогинів, підвищення тріщиностійкості показали дослідження наклеєних композитних матеріалів CFRP при підсиленні залізобетонних елементів зафіксованих вітчизняними науковцями: Я.З. Бліхарським; В.Г. Квашею, М.Д. Климпушем, І.В. Мельником, А.Я. Мурином, Р.З. Добрянським та ін.

В результаті випробування А.Я. Мурина [100] отримав експериментальні дані міцності нормальних перерізів, деформацій бетону, арматури та композитної стрічки, прогинів та параметрів тріщиностійкості згинаних залізобетонних елементів при різних відсотках підсилення зовнішньою композитною арматурою.

Експериментально підтверджено, що для балок, підсилених вуглепластиковою композитною арматурою, необхідно розрізняти два стани – максимальний граничний стан, що відповідає повному руйнуванню конструкції, та експлуатаційний граничний стан, що відповідає відносним деформаціям зовнішньої композитної стрічки. За розрахункову міцність нормальних перерізів приймається значення згинального моменту.

Як засвідчили результати експериментальних досліджень в залежності від площі перерізу композитної стрічки міцність експлуатаційного стану нормальних перерізів збільшилась від 26,7 до 77,8%, момент тріщиноутворення – від 3,4 до 23,3%. При експлуатаційному рівні навантаження підсилені балки кНм жорсткість збільшилася від 5,3 до 31,7%, ширина розкриття нормальних тріщин зменшилась від 6,7 до 46,7%.

У роботах В.Г. Кваші, М.Д. Климпуша [71, 72, 73, 74, 75, 76, 77, 78, 79, 80, 81, 82] виконано ряд досліджень. Особливу увагу привертають лабораторні дослідження підсилених вуглепластиками таврових мостових балок за ТП Вип. 56 на моделях та двох натурних балках. Балки випробовувались на дію однократного та багатоциклового навантаження. Автор проводив реконструкції існуючого моста через р. Прут в с. Заріччя Івано-Франківської області. Разом із

підсиленням несучих конструкцій, потрібно було розширити прольотну будову монолітною залізобетонною накладною плитою з консолями [71]. Експериментальні дослідження дали можливість перевірити несучу здатність нормальних перерізів підсилених конструкцій прольотної будови, встановити дійсний розподіл зусиль від тимчасового навантаження між балками та ефект включення в спільну роботу з існуючими балками накладної плити.

Під час реконструкції автором було розроблено розширення прольотних будов залізобетонною накладною плитою та підсилення балок замоноліченими між ними армованими вставками і зміною їх статичної схеми з розрізної в нерозрізну [71].

М.Д. Климпуш у роботі [80] отримав експериментальні дані щодо міцності, витривалості, тріщиностійкості і деформативності підсилення розтягнутої зони, доведено, що при включенні у роботу балки на згин стрічок підсилення, несуча здатність збільшується у 1,3–1,5 рази, ширина розкриття тріщин зменшується у 1,8–1,9 рази, прогини зменшуються на 25–30%, витривалість збільшується у 2,5–3,0 рази. Наклеєні стрічки і полотна є ефективним засобом підсилення залізобетонних балок, при обов'язковій умові їх надійного анкерування за межами зони підсилення.

Борисюк О.П. та Конончук О.П. [30, 33, 36] провели експериментальні дослідження міцності нормальних перерізів, жорсткості та тріщиностійкості згинальних залізобетонних балок до та після підсилення композитними матеріалами на основі вуглепластиків в розтягнутій зоні за дії на них однократних та малоциклових навантажень різних рівнів.

Автори зробили висновки про ефективність використання композитних матеріалів для підсилення згинальних залізобетонних елементів. При однократному навантаженні відбулось збільшення граничного експлуатаційного навантаження для балок підсилених стрічкою до 60 %, для балок підсилених полотном – до 40%, а при малоцикловому навантаженні, відповідно для перших – до 75%, для других – до 65%. Зменшення прогинів підсилених балок до 60%, а із врахуванням залишкових прогинів на час

підсиленням – до 20%, свідчить про збільшення їх жорсткості а, як наслідок, підвищення моменту тріщиноутворення в два рази, зменшення ширини розкриття нормальних тріщин в бетоні та деформацій внутрішньої сталеві арматури.

Дослідження показали, що деформування, зміна прогинів та ширини розкриття тріщин підсиленних зразків при дії малоциклових навантажень, має аналогічний характер як тих, що випробовувались без підсилення. Дослідниками було удосконалено методику розрахунку несучої здатності нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів, підсиленних композитними матеріалами [34], за дії на них однократних та малоциклових навантажень, в якій розроблено адаптований розрахунок необхідної площі поперечного перерізу зовнішньої композитної арматури підсилення з дотриманням вимог нормативних документів.

Досить цікавим є дослідження французьких та туністських науковців О. Ben Mekki, D. Siegert [184] та ін. Автори розробили раціональну конструкцію пролітної будови невеликих мостів з використанням сучасних високоефективних матеріалів. При розробці конструкції мостів прольотом 10,5м використали дерев'яні балки з плитами покриття із фібробетону у розтягнутій зоні, та підсиленні вуглецевими волокнами у розтягнутій зоні.

В статті приділяється значна увага з'єднанню фібробетонних плит (слябів) до дерев'яних балок та наклеюванню до розтягнутої зони вуглецевих матеріалів. Для закріплення плит автори застосовують болти, а волокна закріплюють за допомогою епоксидної смоли.

Як засвідчили результати експериментальних досліджень, конструкція підтвердила достатній опір статичним та багаторазовим навантаженням. В результаті випробування встановлені граничні вібраційні параметри для працездатності в стані SLS. Автори створили легкі прольотні будови невеликих мостів, які можуть зводитися без застосування важкої будівельної техніки.

1.5 Залізобетонні згинальні елементи підсилені за дії навантаження

Kybicki J. в роботі [171] провів експериментально-теоретичні дослідження трьох серій балок. Кожна серія балок включала по три зразки. Підсилення стрічками Sika[®] CarboDur[®] виконували при різних рівнях попереднього навантаження $0,55F_u$; $0,75F_u$; $0,8F_u$ від руйнівного навантаження еталонного зразка. Основним завданням дослідження було визначити механізм руйнування балок в залежності від індексу зрізу. Тобто прикладання навантаження відбувалося двома зосередженими силами, прикладеними в середній частині прольоту при різних прольотах зрізу.

У роботі М.Е. Каминська і Р. Котунія [163] при підсиленні чотирьох балок, лише одну підсилили під навантаженням. Завантажували балки двома зосередженими силами. Як засвідчили результати експериментальних досліджень, підсилення балки під навантаженням не мало впливу на міцність в порівнянні з аналогічною непідсиленою балкою. Однак жорсткість балки підсиленою під навантаженням була вищою.

І.В. Мельником та Р.З. Добрянським [96, 97] проведено експериментальні дослідження підсилення вуглепластиками згинальних залізобетонних елементів при різних рівнях попереднього навантаження. В результаті випробування підсиленних балок підсилююча системи Sika підтвердила свою ефективність.

На показники міцності, жорсткості та тріщиностійкості вплинув рівень попереднього навантаження при якому підсилювали балки. Балка, яка була підсилена під навантаженням (84,7%), показала найбільший ефект зміцнення, балка, яка була підсилена при максимальному рівні навантаження $\gamma = 0,75$ (43,5%) – найменший. Чим вищий рівень попереднього навантаження до підсилення балок, тим менша їх міцність, жорсткість і тріщиностійкість.

Я.В. Римар [116] досліджував залізобетонні балки до підсилення та підсилення нарощуванням перетину арматури під навантаженням у розтягнутій зоні. Ефект підсилення є тим вищий, чим менші напруження в робочій арматурі у момент підсилення.

Б.А. Боярчук [42] провів експериментальні дослідження залізобетонних згинальних елементів, підсилених нарощуванням розтягнутої зони шарами сталевібробетону, полімербетону та важкого бетону. Експериментом було передбачено два випадки підсилення: без попереднього навантаження; та підсиленням під навантаженням із зусиллям у 0,6...0,7 від руйнуючого, або до утворення нормальних тріщин шириною розкриття 0,1...0,3 мм.

В балках, підсилених армованим шаром полімербетону виявився найбільший приріст несучої здатності. Але у цьому випадку, як і при підсиленні армованим шаром важкого бетону, поздовжня арматура не досягла межі текучості, тобто не була використана повністю. Це відбулось внаслідок ослаблення бетону біля опори та руйнування за похилими перерізами дослідних зразків. В балках, підсилених сталевібробетоном, спостерігається практично одночасне руйнування розтягнутої та стиснутої зон. Підсилюючий шар руйнувався внаслідок висмикування фібр. Усі способи підсилення збільшують зусилля тріщиноутворення приблизно на однакову величину, у межах 30%, у порівнянні з непідсиленими зразками, а несучу здатність у 1,3...1,6 раза.

Проведені дослідження під керівництвом Д.Н. Лазоновського [94], встановили вплив напружено-деформованого стану підсилених балок на міцність, жорсткість та тріщиностійкість. Підвищення попереднього навантаження на балку, під час підсилення, підвищує несучу здатність балки в порівнянні з балкою без попереднього навантаження.

Дослідження Д.І. Дубіжанського [60] під керівництвом З.Я. Бліхарського були спрямовані на вивчення впливу посилення залізобетонною обіймою, при дії навантаження різної інтенсивності. Встановлено, що в балках підсилених при дії навантаження $0,5M_{u0}^{exp}$, текучість в обох шарах арматури наступала майже одночасно. При дії навантаження $0,3M_{u0}^{exp}$ додаткова арматура обійми першою досягала напруження межі текучості, і навпаки, при підсиленні при $0,7$ і $0,9M_{u0}^{exp}$, напружень межі текучості першою досягала арматура основного перерізу. Автором було встановлено, що максимальний ефект підсилення не

залежить від діючого рівня навантаження при підсиленні, а залежить лише від конструкції обойми підсилення.

І.В. Васильєв [46] виконав підсилення залізобетонних балок шляхом одночасного влаштування обойми під дією навантаження. При підсиленні застосовувались спеціальні з'єднувальні суміші на основі модифікованих цементів. Автором запропоновано розбити дослідження на декілька етапів: перший етап – навантаження залізобетонних балок зусиллям певного рівня; другий етап – при збереженні дії навантаження підсилення балок обоймою; третій етап – випробування підсилених під навантаженням залізобетонних балок з доведенням їх до руйнування.

Проектна товщина обойми складала 2 см, довжина 100 см. Процес підсилення перерізу залізобетонних балок відбувався при діючому навантаженні $0,3M_U^{EXP}$, $0,6M_U^{EXP}$ і $0,9M_U^{EXP}$.

Автором було зафіксовано, що шляхом влаштування обойми при застосуванні спеціальних з'єднувальних сумішей дозволяє забезпечити надійну сумісну роботу бетону балок та "нового" бетону обойми, при виконанні підсилення залізобетонних балок при дії навантаження. Як засвідчили результати експериментальних досліджень, розроблена методика випробування залізобетонних балок, підсилених при дії навантаження, дозволяє отримати дані про дійсний напружено-деформований стан таких конструкцій.

Підсилення залізобетонних балкових конструкцій достатньо глибоко вивчене. Різними авторами виконано багато експериментально-теоретичних досліджень та практично перевірено різні способи підсилення. Однак дослідження особливостей роботи підсилених під навантаженням залізобетонних конструкцій за дії малоциклових навантажень, що найбільше відповідає реальній роботі конструкцій, досліджено не достатньо.

1.6 Огляд методів розрахунку, підсилених залізобетонних елементів

З урахуванням результатів експериментальних досліджень в Україні розроблений ДСТУ [101]. В ньому враховано досвід використання

дисперсноармованих фібробетонних конструкцій в промислових, громадських будівлях та спорудах [108]. Використані дані експериментально-теоретичних досліджень виконаних у НУВГП м.Рівне та ЛНТУ м. Луцьк. В стандарті наведено правила, методи розрахунку та проектування дисперсноармованих фібробетонних конструкцій.

Сучасні композитні матеріали відкривають великі можливості для проектування в будівництві. Можна виділити нормативні документи та рекомендації для системи підсилення FRP у багатьох країнах світу таких як США, Канада, Японія, Китай, та країни Європи [120].

Відзначимо методичні рекомендації щодо застосування композитних матеріалів для підсилення залізобетонних конструкцій, нещодавно введенні на території нашої держави [15]. В даних рекомендаціях враховані результати експериментальних досліджень та досвід використання підсилення матеріалами фірми SICA в Європейському Союзі, Російській Федерації, та досліджень виконаних у НУ «Львівська Політехніка» [125]. В рекомендаціях наведено методичку розрахунку конструкцій що підсилюються.

Дослідження, які були проведені в Європі, по підсиленню залізобетонних конструкцій композитними матеріалами, зведені в технічний звіт fib [156]. В даному документі наведені основні вимоги, положення щодо конструювання, розрахунку та проведення робіт по підсиленню. На основі різних волокон: вуглецевих, арамідних та скляних, в звіті наведені графіки деформування композитів, а також коефіцієнти надійності для цих матеріалів. Прийняті граничні деформації для бетону 350×10^{-5} , для композитної стрічки 500×10^{-5} (якщо клас бетону C35/45 і нище) та 750×10^{-5} (якщо клас бетону вище C35/45), для арматури відповідно 430×10^{-5} та 650×10^{-5} .

Звіт розроблений з урахуванням результатів експериментальних досліджень розглядає два види руйнування конструкцій. Перший вид – підсилення та підсилюваний елемент працюють спільно і руйнування настає внаслідок руйнування бетону, або розриву стрічки. Другий вид є недопустимим – порушення спільної роботи конструкції та підсилення. В основі методики

розрахунку за технічним звітом лежить розрахунок міцності на розтяг, перевірці кінцевого зчеплення між композитною стрічкою та бетоном, тобто перевірці анкерування та обмеження розтягу.

А.А. Шиліним [141] розроблено рекомендації по підсиленню залізобетонних конструкцій композитними матеріалами. На основі сучасних композитних матеріалів, таких як вуглецеві, арамідні і скловолокна, викладені основи технології зовнішнього армування залізобетонних конструкцій, та проектування і технології зовнішнього армування. Подано основні положення розрахунку по 1-й та 2-й групах граничних станів при проектуванні підсилених залізобетонних конструкцій. Наведена технологія підсилення композитними матеріалами нового покоління. Описано розділи (вимоги) охорони праці, якості виконаних робіт, вимоги до вихідних матеріалів і умов проведення робіт по підсиленню, а також вимоги до обов'язкового моніторингу підсилюваної конструкції. По підсиленню конструкцій проаналізований досвід роботи ЗАТ "Тріада – Холдинг".

С.Д. Семенюк та Болошенко Ю.Г. в роботі [121], провів експериментальні дослідження згинальних залізобетонних елементів, підсилених у стиснутій зоні шаром бетону різних класів і видів (важкий бетон, сталеві фібробетон, бетон на основі відходів металургійного виробництва). На основі проведених експериментальних досліджень, запропонував методику розрахунку згинальних залізобетонних елементів, підсилених у стиснутій зоні шаром бетону різних класів і видів. Дана методика дозволяє враховувати вплив на роботу зазначених конструкцій малоциклових навантажень різних видів.

За результатами проведених експериментальних досліджень для виділення коефіцієнта, що враховує зміну міцності бетону, авторами була отримана наступна залежність при $\eta_{top} < 1.0$:

$$\gamma_{c,cyc} = 0,97 \sqrt{\eta_{crc}^v - 0,3 \ln \eta_{top}} . \quad (1.1)$$

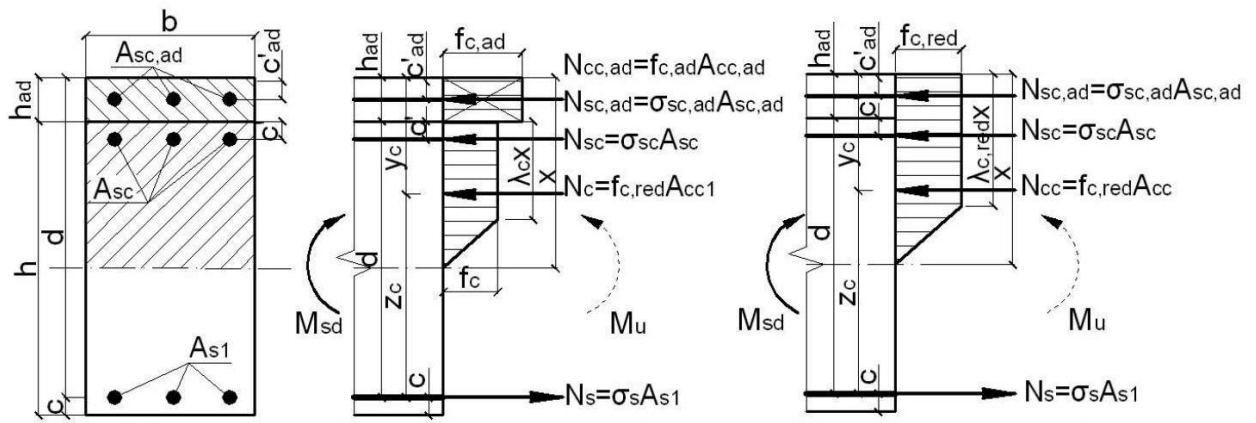


Рисунок 1.2 – Схема зусиль і епюра напружень в нормальному перерізі залізобетонного згинального елемента при розрахунку за пружно-пластичною моделлю

На підставі проведених експериментальних досліджень було виявлено, що при розрахунку згинальних залізобетонних елементів, схильних до дії малоциклових навантажень, коефіцієнти пластичності λ_c і $\lambda_{c,ad}$ слід визначати за скоригованими значенням відносних деформацій ϵ_{c1} в зв'язку з більш високою деформативністю бетону стиснутої зони, а для отриманого за пружно-пластичною моделлю розрахункового значення руйнуючого моменту M_{Rd} використовувати понижуючий коефіцієнт $\gamma_{M, cyc}$: для бетону класу C20/25 і нижче $\gamma_{M, cyc} = 0,95$, для більш високого класу $\gamma_{M, cyc} = 0,9$. Таким чином, $M_{Rd} = \gamma_{M, cyc} \times M_{Rd}^{расч.}$

$$M_{Rd} = \gamma_{M, cyc} (0,5 f_{cd, red, cyc} b x_{eff} [(1 + \lambda_{c, red}) d - 0,33 x_{eff} (1 + \lambda_{c, red} + \lambda_{c, red}^2)] + \sigma_{sc} A_{sc} (d - c')) \quad (1.2)$$

Порівняння дослідних і розрахункових значень руйнівного моменту M_{Rd} для збірних і збірно-монолітних балок з урахуванням дії малоциклового навантаження показало, що максимальне відхилення становить не більше 15%, середнє відхилення до 7%.

А.Я. Мурін [100] пропонує за формулами СНиП 2.03.01-84* розраховувати міцність нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів, підсилених зовнішньою композитною арматурою з приведенням зовнішньої композитної арматури до відповідної кількості внутрішньої сталеві

арматури за показниками деформативності та площі поперечного перерізу. При цьому, умовний розрахунковий опір на розтяг зовнішньої композитної арматури визначається з умов її граничної деформації, яка прийнята рівною 0,5%. Зовнішня композитна арматура приводиться за площею поперечного перерізу до відповідної кількості внутрішньої сталеві арматури згідно з формулою (1.1).

В.Г. Кваша [76] на основі нелінійної деформаційної моделі розробив методику розрахунку міцності нормальних перерізів балок підсилених наклеєними композитними стрічками. Підтвердження методика отримала при підсиленні натурних конструкцій, та експериментальними лабораторними дослідженнями (дослідження проведені в ГНДЛ-88). В основу розрахунку міцності нормальних перерізів залізобетонних згинальних елементів на основі нелінійної деформаційної моделі Квашою В.Г. покладена методика норм проектування залізобетонних конструкцій Росії СП 52-101 [114, 120], адаптована до розрахунку підсилених елементів наклеєними стрічками CFRP. Вона зводиться до розв'язання системи рівнянь рівноваги і додаткових рівнянь сумісності деформацій.

Для розрахункового перерізу, показаного на рисунку 1.3:

- рівняння рівноваги зовнішніх і внутрішніх сил відносно осі, що проходить через центр ваги перерізу (точка 0):

$$M_x = \sum_i \sigma_{bi} A_{bi} z_{bx,i} + \sum_j \sigma_{sj} A_{sj} z_{sx,j} + \sum_k \sigma_{Lk} A_{Lk} z_{Lx,k} \quad (1.3)$$

- рівняння, які визначають розподіл деформацій по перерізу елемента, одержуємо з гіпотези плоских перерізів :

$$\varepsilon_{b1} = \varepsilon_0 + \frac{1}{r_x} z_{bx,i}; \quad \varepsilon_{s1} = \varepsilon_0 + \frac{1}{r_x} z_{sx,j}; \quad \varepsilon_{L1} = \varepsilon_0 + \frac{1}{r_x} z_{Lx,k} \quad (1.4)$$

- залежності, які зв'язують напруження і відносні деформації бетону, арматури і стрічки підсилення:

$$\sigma_{bi} = E_b \nu_{bi} \varepsilon_{bi}; \quad \sigma_{sj} = E_s \nu_{sj} \varepsilon_{sj}; \quad \sigma_{Lk} = E_L \nu_{Lk} \varepsilon_{Lk}; \quad (1.5)$$

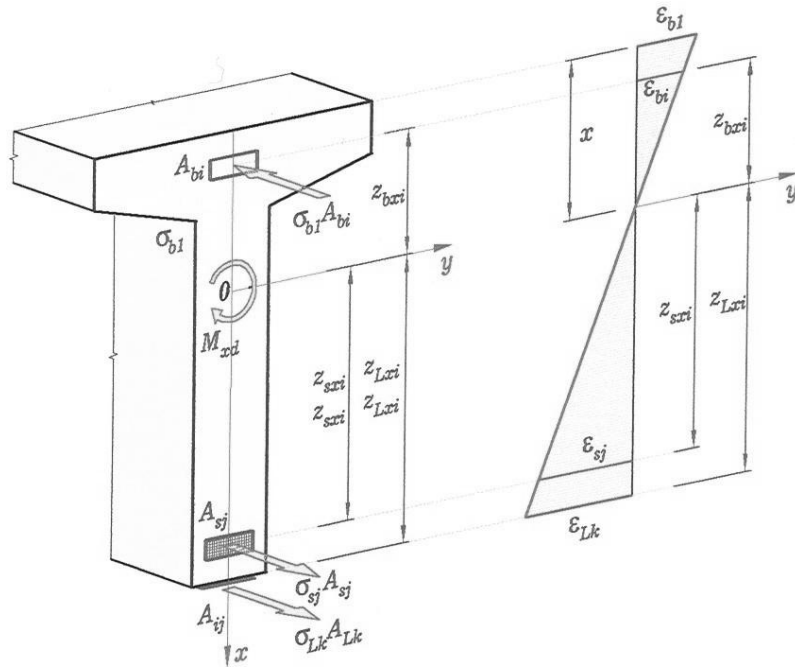


Рисунок 1.3 – Розрахункова схема нормального перерізу залізобетонного згинального елемента, підсиленого наклеєними стрічками

В рівняннях:

M_x – згинальний момент від зовнішнього навантаження в площині осі x (xoz);

$M_x = M_{xd}$ – визначають із статичного розрахунку;

A_{bi} , $z_{bx,i}$, σ_{bi} – площа, координати центру ваги i -ї ділянки бетону і напруження на рівні її центру ваги;

A_{sj} , $z_{sx,j}$, σ_{sj} – площа, координати центру ваги j -го елемента підсилення і напруження в ньому;

A_{Lk} , $z_{Lx,k}$, σ_{Lk} – площа, координати центру ваги k -го елемента підсилення і напруження в ньому;

ϵ_0 – відносна деформація волокна на перетині вбраних осей (точка O);

$\frac{1}{r_x}$ – кривина повздовжньої осі в розглядуваному поперечному перерізі в площині дії згинального моменту M_x ;

E_b , E_s , E_L – початковий модуль пружності бетону, модулі пружності j -го стержня арматури та k -го елемента підсилення;

ν_{bi} , ν_{sj} , ν_{Lk} – коефіцієнти пружності i -ї ділянки бетону, j -го стержня арматури, k -го елемента підсилення.

$$\nu_{bi} = \frac{\sigma_{bi}}{E_b \varepsilon_{bi}}; \nu_{sj} = \frac{\sigma_{sj}}{E_s \varepsilon_{sj}}; \nu_{Lk} = \frac{\sigma_{Lk}}{E_l \varepsilon_{Lk}}; \quad (1.6)$$

Розрахунок нормальних перерізів за міцністю виконують за умов:

$$|\varepsilon_{b,max}| \leq \varepsilon_{b,ult}, |\varepsilon_{s,max}| \leq \varepsilon_{s,ult}, |\varepsilon_{L,max}| \leq \varepsilon_{L,ult}, \quad (1.7)$$

де $\varepsilon_{b,max}$, $\varepsilon_{s,max}$, $\varepsilon_{L,max}$ – відносні деформації найбільш стиснутого волокна бетону, найбільш розтягнутого стержня арматури та найбільш розтягнутого елемента підсилення в нормальному перерізі від дії зовнішнього навантаження;

$\varepsilon_{b,ult}$, $\varepsilon_{s,ult}$, $\varepsilon_{L,ult}$ – граничні значення відносних деформацій бетону при стиску, граничні деформації видовження арматури і елементів підсилення.

Перехід від напружень в бетоні до внутрішніх зусиль визначають за допомогою процедури числового інтегрування напружень в нормальному перерізі. Для цього переріз умовно розділяють на малі ділянки по висоті. Напруження в межах малих ділянок приймають рівномірно розподіленими.

І.В. Мельником та А.Я. Муриним [98, 99, 100] проведено теоретично-експериментальне дослідження впливу на міцність, деформативність та тріщиностійкість балкових елементів параметрів підсилення. Для залізобетонних балок, підсилених зовнішньою композитною арматурою проведено пошук оптимального відсотка армування.

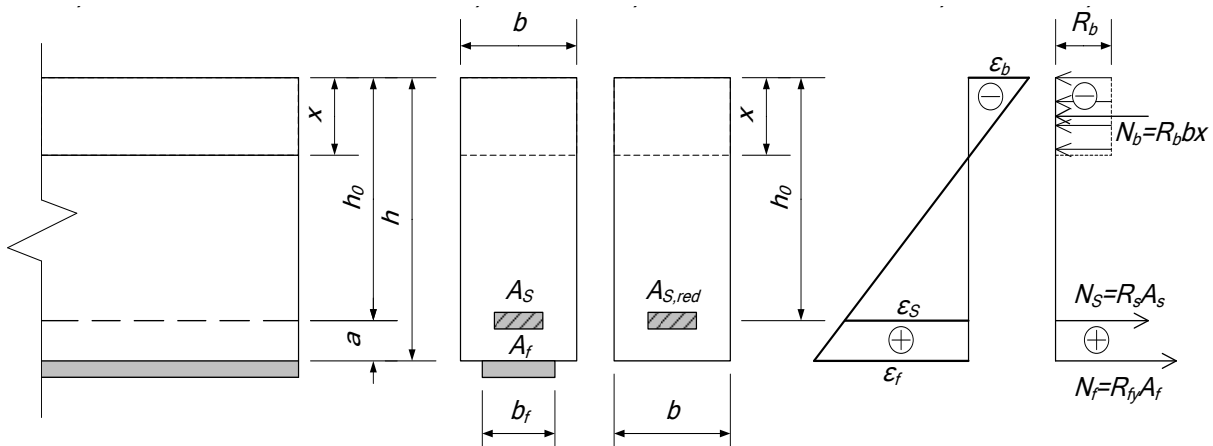


Рисунок 1.4 – Розрахункова схема нормального перерізу залізобетонної балки, підсиленої зовнішньою композитною арматурою

Особливістю запропонованої теорії є приведення відповідної кількості внутрішньої сталевий арматури до кількості зовнішньої композитної арматури за показниками міцності, деформативності та площі поперечного перерізу.

Розрахункова міцність нормального перерізу:

$$M_{SLS} = R_b b x (h_0 - 0,5x) \quad (1.8)$$

Порядок визначення необхідної площі поперечного перерізу зовнішньої композитної арматури, виходячи з умови несучої здатності нормального перерізу M_{SLS} , такий:

1. Умова міцності за бетоном стиснутої зони:

$$M_{SLS} \leq M \quad (1.9)$$

де: M - момент, який повинен сприймати нормальний переріз підсиленої балки.

2. Обчислюють висоту стиснутої зони бетону x з розв'язку рівняння:

$$0,5R_b b x^2 - R_b b h_0 x + M = 0 \quad (1.10)$$

3. Визначають необхідну приведену площу арматури (з умов рівноваги внутрішніх зусиль у перерізі:

$$A_{s,red} = R_b b x / R_s \quad (1.11)$$

4. Визначають необхідну площу зовнішньої композитної арматури:

$$A_f = (A_{s,red} - A_s) R_s / R_{fy} \quad (1.12)$$

А.Я. Барашиков та І.В. Задорожнікова [17, 62] запропонували методику розрахунку підсилених залізобетонних елементів за деформаційною моделлю. Як розрахунковий пропонується приймати переріз, деформації якого дорівнюють середнім деформаціям на ділянці між тріщинами. Використані спрощені діаграми деформування бетону.

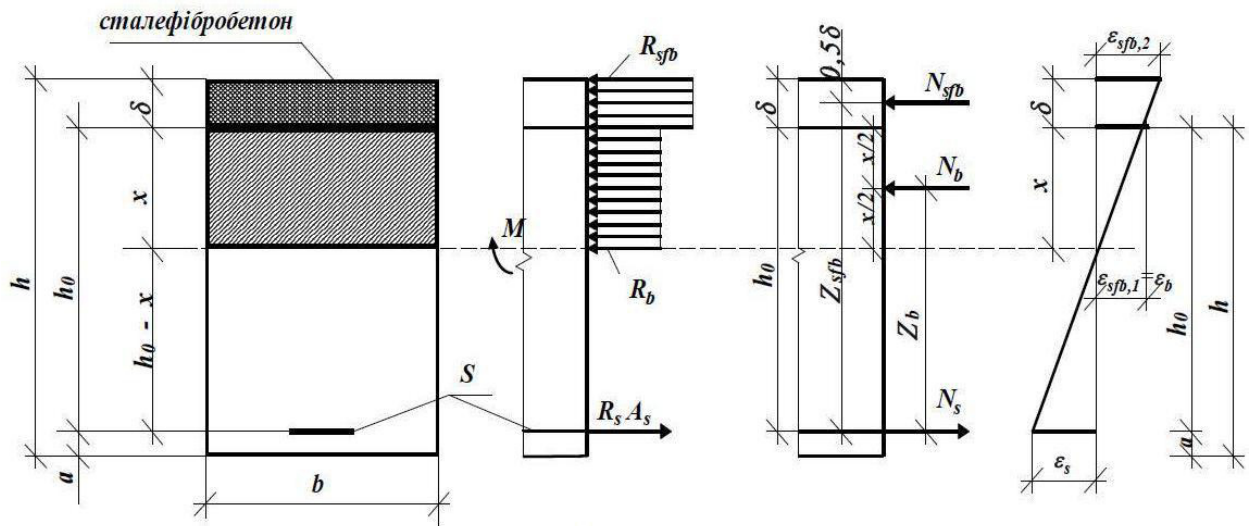


Рисунок 1.5 – Розрахунковий переріз балки підсиленої у стиснутій зоні шаром сталевібробетону

Умову міцності комплексного нормального перерізу з підсиленням сталевібробетоном у стиснутій зоні автори записують так:

$$M = R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sfb} \delta b (h_0 + 0,5\delta) \quad (1.13)$$

В роботах Борисюка О.П. та Конончука О.П. [33, 34, 36, 37, 38] удосконалено методику розрахунку несучої здатності нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів, підсилених композитними матеріалами, за дії на них однократних та малоциклових навантажень, в якій розроблено адаптований розрахунок необхідної площі поперечного перерізу зовнішньої композитної арматури підсилення з дотриманням вимог ДБН В.2.6.-98:2009 та ДСТУ Б.В.2.6-156:2010.

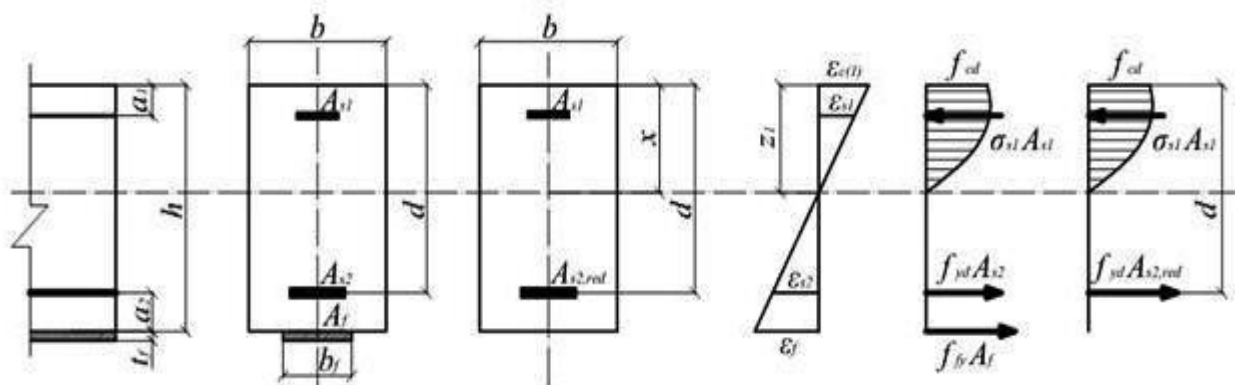


Рисунок 1.6 – Розрахункова схема нормального перерізу залізобетонної балки підсиленої композитною стрічкою;

Приведена площа поперечного перерізу робочої арматури для згинальних залізобетонних елементів підсилених композитними стрічками, обчислюється за формулою:

$$A_{s2,red} = A_{s2} + A_f \cdot \frac{f_{fy}}{f_{yd}}, \quad (1.14)$$

де A_{s2} – площа поперечного перерізу внутрішньої розтягнутої сталеві арматури;

A_f – площа поперечного перерізу зовнішньої композитної арматури;

f_{yd} – розрахунковий опір на розтяг внутрішньої сталеві арматури;

f_{fy} – умовний розрахунковий опір на розтяг зовнішньої композитної арматури, який визначається за формулою:

$$f_{fy} = \varepsilon_{fy} \cdot E_f \leq k_f \cdot f_f, \quad (1.15)$$

де ε_{fy} – граничне відносне видовження зовнішньої композитної арматури;

E_f – модуль пружності зовнішньої композитної арматури;

k_f – коефіцієнт надійності за матеріалом зовнішньої композитної арматури, який для вуглецевих стрічок приймається рівним $k_f = 0,85$;

f_f – межа міцності зовнішньої композитної арматури на розтяг.

Величина внутрішніх зусиль у стиснутому бетоні із врахуванням впливу малоциклових навантажень, буде обчислюватись за формулою:

$$S_{c,cyc(1)} = f_{cd,cyc} b z_{cyc(1)} \left[\frac{a_{1cyc}}{2} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right) + \frac{a_{2cyc}}{3} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^2 + \frac{a_{3cyc}}{4} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^3 + \right]$$

$$\left. + \frac{a_{4cyc}}{5} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^4 + \frac{a_{5cyc}}{6} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^5 \right] = f_{cd,cyc} b z_{cyc(1)} \sum_{k=1}^5 \frac{a_{k,cyc}}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^k \quad (1.16)$$

Значення згинального моменту внутрішнього зусилля в стиснутому бетоні відносно нейтральної лінії визначається аналогічно:

$$\begin{aligned} M_{c,cyc(1)} &= f_{cd,cyc} b z_{cyc(1)}^2 \left[\frac{a_{1cyc}}{3} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right) + \frac{a_{2cyc}}{4} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^2 + \right. \\ &+ \left. \frac{a_{3cyc}}{5} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^3 + \frac{a_{4cyc}}{6} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^4 + \frac{a_{5cyc}}{7} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^5 \right] = \\ &= f_{cd,cyc} b z_{cyc(1)}^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_{k,cyc}}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^k . \end{aligned} \quad (1.17)$$

Після кінцевого знаходження цих значень, сумарний момент внутрішніх зусиль відносно нейтральної лінії знаходиться за формулою:

$$\begin{aligned} M_{S,cyc(1)} &= f_{cd,cyc} b z_{cyc(1)}^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_{k,cyc}}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^k + A_{s1} E_s \frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{z_{cyc(1)}} (z_{cyc(1)} - a_1)^2 + \\ &+ A_{s2,red} \alpha_f E_s \frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{z_{cyc(1)}} (d - z_{cyc(1)})^2 , \end{aligned} \quad (1.18)$$

при цьому повинна виконуватися умова:

$$\begin{aligned} f_{cd,cyc} b z_{cyc(1)} \sum_{k=1}^5 \frac{a_{k,cyc}}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^k &= A_{s2,red} \alpha_f E_s \frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{z_{cyc(1)}} (d - z_{cyc(1)}) - \\ &- A_{s1} E_s \frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{z_{cyc(1)}} (z_{cyc(1)} - a_1) . \end{aligned} \quad (1.19)$$

Можна розрахувати площу поперечного перерізу приведеної робочої арматури у випадку короткочасного та повторного навантаження, тоді формули мають вигляд [39] :

$$A_{s2,red(1)} = \frac{f_{cd,cyc} b z_{cyc(1)} \sum_{k=1}^5 \frac{a_{k,cyc} \left(\frac{\varepsilon_{cu1,cyc}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^k + A_{s1} E_s \varepsilon_{s1(1)}}{\varepsilon_{s2,red(1)} \alpha_f E_s} \quad (1.20)$$

$$M_{S,cyc(1)} = f_{cd,cyc} b z_{cyc(1)}^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_{k,cyc} \left(\frac{\varepsilon_{cu1,cyc}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^k}{k+2} + A_{s1} E_s \frac{\varepsilon_{cu1,cyc}}{z_{cyc(1)}} (z_{cyc(1)} - a_1)^2 + \\ + A_{s2,red(1)} \alpha_f E_s \frac{\varepsilon_{cu1,cyc}}{\varepsilon_{c1,cyc}} (d - z_{cyc(1)}) \quad (1.21)$$

1.7. Мета та задачі досліджень

Проаналізувавши праці та публікації існуючих наукових досліджень в області підсилення згинальних залізобетонних елементів в розтягнутій та стиснутій зонах, сучасними високоефективними матеріалами, можна зробити висновок, що інтерес до таких досліджень не згасає. На даний час ці дослідження не втрачають актуальність.

Підсилення залізобетонних балкових конструкцій достатньо глибоко вивчене. Різними авторами виконано багато експериментально-теоретичних досліджень та практично перевірено різні способи підсилення. Однак дослідження особливостей роботи підсилених під навантаженням залізобетонних конструкцій за дії малоциклових повторних навантажень, що найбільше відповідає реальній роботі конструкцій, досліджено не достатньо.

На основі вище викладеного, метою досліджень є: встановити напружено-деформований стан згинальних залізобетонних елементів, підсилених одночасно у стиснутій і розтягнутій зонах з урахуванням повторних навантажень, та удосконалити наявну методику їх розрахунку на основі чинних відчизняних та європейських норм проектування.

Для досягнення поставленої мети в роботі передбачено вирішити такі задачі:

- розробити програму та методику експериментальних досліджень залізобетонних балок при однократних та малоциклових навантаженнях до підсилення та після підсилення під навантаженням;
- виконати експериментальні дослідження міцності, деформативності та тріщиностійкості нормальних перерізів залізобетонних балок при однократних та малоциклових навантаженнях до та після підсилення;
- встановити вплив підсилення стиснутої і розтягнутої зони залізобетонних балок на тріщиностійкість, напружено-деформований стан, прогини залізобетонних балок із врахуванням впливу повторних навантажень;
- встановити особливості роботи залізобетонних балок посилених у стиснутій і розтягнутій зоні з врахуванням повторних навантажень;
- удосконалити методику розрахунку залізобетонних балок підсилених одночасно у стиснутій і розтягнутій зоні за дії на них однократних та малоциклових навантажень.

Матеріали розділу опубліковані в роботі [28, 29, 31, 41].

РОЗДІЛ 2. МЕТОДИКА ПРОВЕДЕННЯ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

2.1. Програма та методика експериментальних досліджень

Для вирішення поставленої мети та досягнення задач було виготовлено дванадцять дослідних балок. Для експериментальних досліджень виготовлено залізобетонні балки з розмірами поперечного перерізу 100×200 та довжиною 2000 мм. Одночасно із дослідженням балок для визначення міцнісних і деформативних характеристик матеріалів випробовувались зразки 27-ти бетонних призм та 18-ти бетонних кубів, а також чотири арматурні відрізки. Метою випробувань бетонних призм і кубів було встановлення фізико-механічних характеристик бетону, що використовувався для виготовлення основних зразків у віці 28 діб на початку, в середині та в кінці випробувань балок без підсилення, а потім і з підсиленням. Куби розміром ребра 15 см, призми розміром $15 \times 15 \times 60$ см та $10 \times 10 \times 60$ см.

2.2. Матеріали, конструкція дослідних зразків, технологія підсилення

Армування дослідних балок відбувалося за умови, щоб запобігти виникненню похилих тріщин та забезпечити мінімальне армування нормальних перерізів.

Дослідні балки заармовані поздовжньою робочою стержневою арматурою $2\text{Ø}10 \text{ A}500\text{C}$ та поперечною арматурою $\text{Ø}6 \text{ A}240\text{C}$, яка встановлювалась з кроком 50 мм, крім зони чистого згину. Верхня конструктивна арматура із дроту $\text{Ø}4 \text{ B } 500 \text{ (Bp-I)}$. З'єднання в плоский каркас відбувалось за допомогою в'язального дроту. Для виготовлення дослідних зразків використовували важкий бетон класу $\text{C}16/20$ виготовлений на бетонному заводі.

Матеріали. Система підсилення з вуглепластиків (композитні матеріали Сіка-КМС) для підсилення **розтягнутої** зони залізобетонних балок представлена двома видами арматурних виробів: вуглепластикові стрічки Sika® CarboDur® S-512 для підсилення балочних конструкцій в зоні дії згинаючого моменту та полотна SikaWrap®-230 C/45 з вуглецевого волокна які

застосовуються для створення обойми та непряме армування, для сприйняття поперечної сили [36, 75, 130, 131].

Таблиця 2.1 – Програма та обсяг експериментальних досліджень

Характеристика і розміри зразків (мм)	К-сть зразків	Предмет дослідження
Залізобетонні балки 100×200×2000	2	Напружено-деформований стан балок за дії однократного навантаження (руйнівне навантаження)
	2	Напружено-деформований стан балок за дії малоциклового навантаження різних рівнів
	8	Напружено-деформований стан балок за дії малоциклового навантаження різних рівнів
Підсилені залізобетонні балки 100×250×2000	2	Напружено-деформований стан підсилених балок за дії однократного навантаження (руйнівне навантаження-)
	2	Напружено-деформований стан балок, що експлуатувались до підсилення, за дії малоциклового навантаження різних рівнів
	2	Напружено-деформований стан підсилених балок, що випробувались до підсилення, та підсилені за дії навантаження
Бетонні призми 150×150×600	18	Призмova міцність бетону у віці 28 діб та протягом випробування балок
Бетонні куби 150×150×150	18	Кубова міцність бетону у віці 28 діб та протягом випробування балок
Бетонні призми 100×100×600	9	Призмova міцність бетону у віці 28 діб та протягом випробування балок

Для підсилення **стиснутої** зони залізобетонних балок використовували: товарний портландцемент Здолбунівського ПАТ “Волинь-цемент”; пісок з

родовищ Славутського р-ну Хмельницької обл.; гранітний щебінь фракції 5-10 мм Вирівського кар'єру Рівненської області; фібра різана із листа (листова фібра), вироблена на ЗАТ "БудМат"м. Київ, типу «челябинка» ТУ 0991-123-53832025-2001. Підсилення стиснутої зони виконували з дрібнозернистого бетону С16/20 та сталевібробетону із 3% дротяної фібри довжиною 35-45мм, товщина шару складала 50мм. Бетонна матриця для всіх зразків виготовлялась із одного складу бетону (таблиця 2.2).

Враховавши дані попередніх досліджень було прийнято рішення залізобетонні балки підсилювати при навантаженні $0,6M_u$ від руйнівного. В цьому випадку є найбільший ефекту підсилення від рівня попереднього навантаження на несучу здатність експериментальних балок.

Прийнятий рівень навантаження $0,6R_u$ у більшості випадків відповідає значенню навантажень в процесі експлуатації балок та плит покриттів і перекриттів [4].

Таблиця 2.2. – Склад бетону підсилення стиснутої зони

	Цемент, кг	Пісок, кг	Щебінь, кг	Вода, л	Фібра, кг (3%)
на 1 м ³	370	625	1100	210	30
на 60 літрів	22,2	37,5	66	12,6	1,8



Рисунок 2.1 – Полотно SikaWrap®-230 C/45 та стрічка Sika® CarboDur® S-

Вуглецеві волокна — матеріал, що складається з тонких ниток діаметром від 5 до 15 мікрон, утворених переважно атомами вуглецю. Композитні стрічки складаються з вуглецевих волокон 99%, поміщених в синтетичні волокна 1%.



Рисунок 2.2 – Двохкомпонентні клеї Sikadur[®]-30 та Sikadur[®]-330
(компоненти А та В)

Таблиця 2.3 – Фізико-механічні характеристики композитної стрічки

Назва характеристики	Одиниці виміру	Sika [®] CarboDur [®] S-512
Ширина	мм	25
Товщина	мм	1,2
Площа перерізу	мм ²	60
Модуль пружності	МПа	160 000 - 165 000
Щільність	г/см ³	1,6
Термостабільність	°С	> 150
Вміст волокон	%	> 68
Міцність на розтяг	МПа	2800 - 3100
Деформація руйнування (мінімальне значення)	%	> 1,70

Таблиця 2.4 – Фізико-механічні характеристики композитного полотна

Т	Назва характеристики	Одиниці виміру	SikaWrap®-230 C/45
	Ширина тканини	мм	300 (50)
	Вага тканини	г/м ²	230 ± 10
	Проектна товщина тканини	мм	0,131
	Товщина ламінату	мм	1,0
	Щільність волокон	г/см ³	1,76
	Міцність на розтяг волокон	МПа	4300
	Модуль пружності волокон	МПа	238 000
	Деформація руйнування волокон	%	1,8
	Руйнівне навантаження на 1м ширини ламінату	кН	350
	Модуль пружності ламінату	МПа	28 000
	Деформація руйнування ламінату (max)	%	0,6
	Міцність на розтяг ламінату при деформації розтягу 0,4 %	кН/м	100
	Міцність на розтяг ламінату при деформації розтягу 0,6 %	кН/м	150

Т

Таблиця 2.5 – Фізико-механічні характеристики клеїв, що застосовувались при підсиленні

Назва характеристики	Одиниці виміру	Sikadur®-30	Sikadur®-330
Хімічна основа	-	Епоксидна смола	Епоксидна смола
Щільність, при +23°C	кг/л	1,65 ± 0,1	1,3 ± 0,1
Стисливість, при +15°C на 15 кг	мм	4000	-
Максимальна товщина шару	мм	30	-
Усадка	%	0,04	-
Коефіцієнт температурного розширення	-	2,5×10 ⁻⁵ на °C	4,5×10 ⁻⁵ на °C
Час твердіння, при > +23°C	днів	7	7
Міцність на стиск	МПа	70-95	-
Міцність на зріз, при +23°C	МПа	18	-
Міцність на розтяг	МПа	24-31	30
Модуль пружності при стиску, при +23°C	МПа	9 600	-
Модуль пружності при розтягу, при +23°C	МПа	11 200	4 500
Модуль пружності при згині, при +23°C	МПа	-	3 800
Видовження при руйнуванні, при +23°C	%	-	0,9

Технологія підсилення розтягнутої зони. Підготовка поверхні бетону.

Перед початком роботи обробили руки і незахищену шкіру захисним кремом. Застосовували захисний одяг: спецодяг, захисні окуляри, респіратори, каски та рукавиці [106, 144].

Поверхня була очищеною, знежиреною, гладкою, сухою і з неї попередньо видалили пошкоджений бетон та будь-які інші забруднюючі речовини, як пил, чужорідні частинки, цементне молочко, масло, мастило, поверхневі покриття, та інші речовини, які можуть несприятливо впливати або інгібувати зв'язок кріплення системи до тіла бетону. Роботи виконували механічним способом за допомогою фрези з алмазним покриттям відповідно до вимог [130, 131, 144]. На гранях дослідного зразка, де балка обгортається полотном Sika Wrap, улаштовували фаску радіусом 2 см.



Рисунок 2.3 – Підготовка поверхні бетону балки до підсилення



Рисунок 2.4 – Улаштування фаски на торцях балки

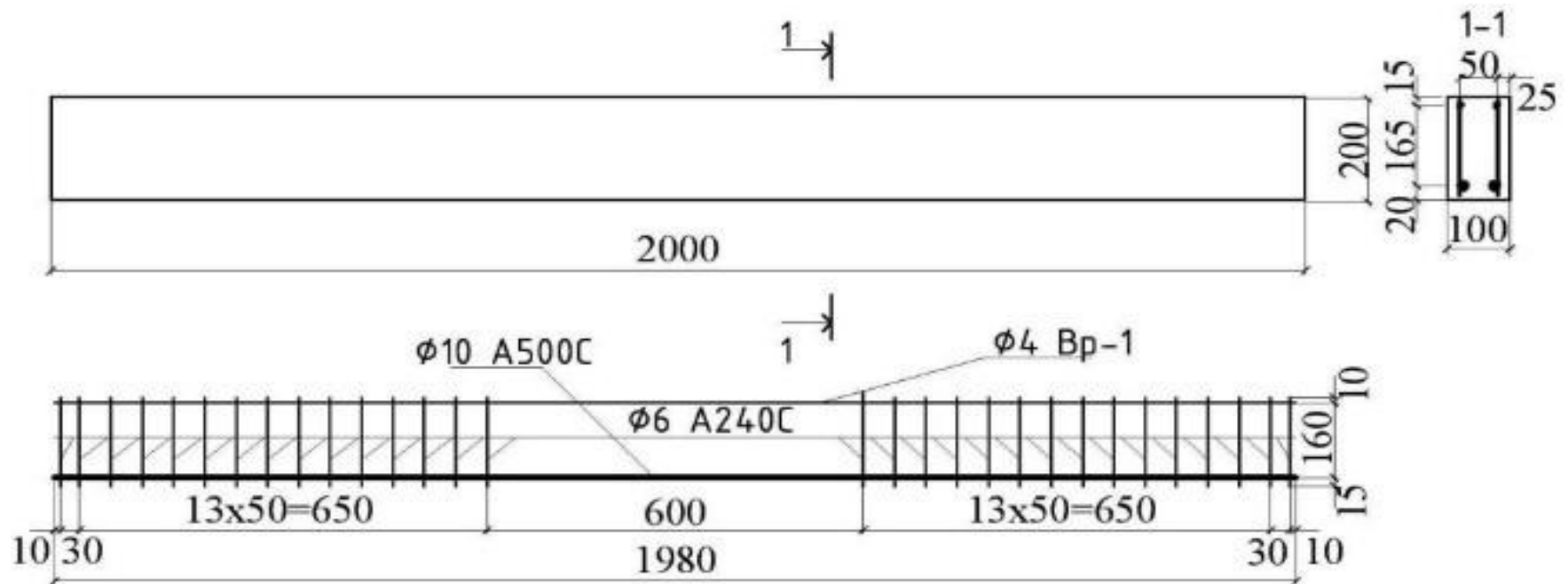


Рисунок 2.5 – Конструкція дослідних балок до підсилення

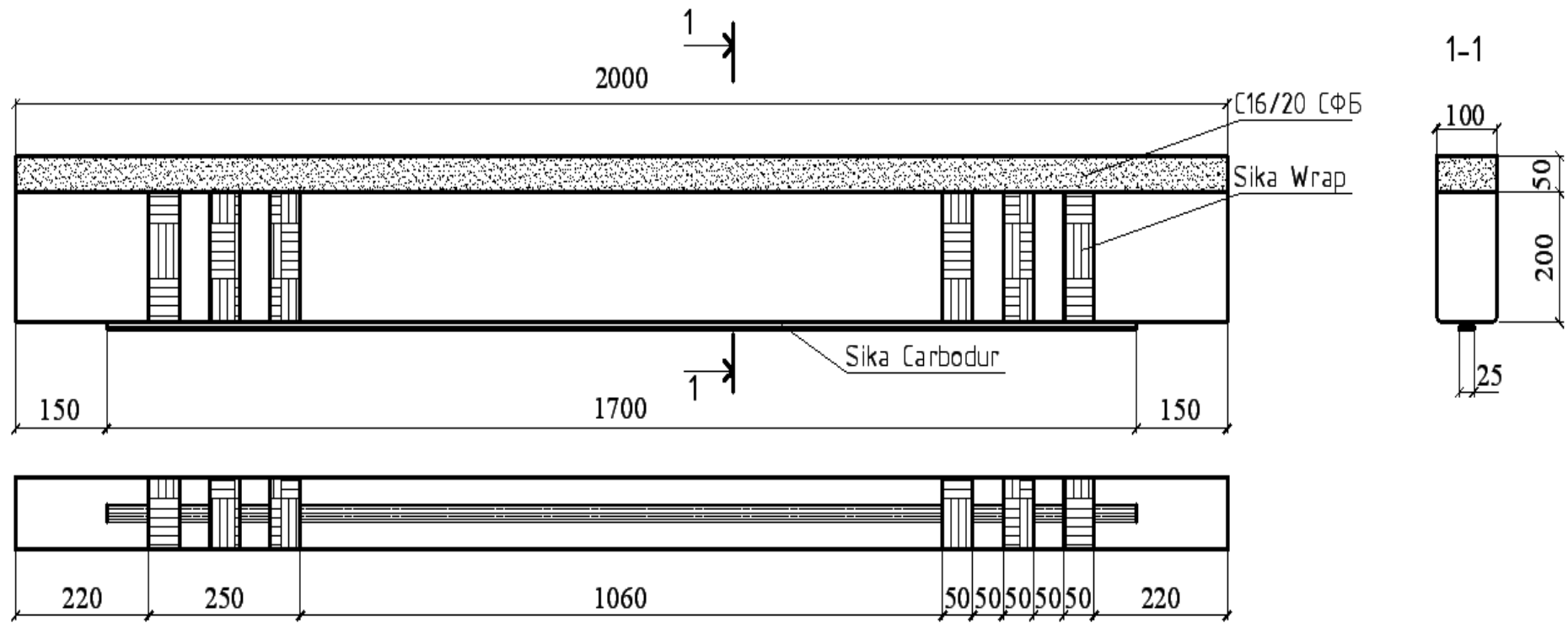


Рисунок 2.6 – Конструкція та схема підсилення дослідних балок

Приготування клею Sikadur®-330 [131,135]. Перед нанесенням перевірили поверхню рівнем, до якої повинна приклеюватися стрічка. Для плоских поверхонь відхилення на довжину 2 метри не повинне перевищувати 10 мм, або 5 мм при довжині 1 м. Сліди від опалубки та інші нерівності які не перевищувати 0,5мм не видаляли. Температура основи була не менше як на 3⁰С вище точки роси. Її визначали за допомогою установки звичайного побутового психрометра.

Компонент А і В ретельно змішали в ємкостях (рисунок 2.7). Далі всю кількість компоненту В додали до компоненту А і перемішали (не менше 3 хвилин) до отримання однорідного кольору. Перемішані компоненти А і В переклали в чисту ємність і ще раз перемішали протягом 1 хвилини. Для перемішування застосовувати низкооборотний змішувач (до 600 об/хв). При використанні не всього клею дотримуватися пропорції змішування вказаній на упаковці (компоненти А:В=4:1 за масою), точно зважували і дозували кожную частину (рис.2.7). Sikadur®-330 необхідно захистити від попадання вологи або конденсату на 24 годин.



Рисунок 2.7 – Зважування та змішування компонентів клею А та В (смоли та затверджувача)

Таблиця 2.6 – Час життя клею Sikadur® - 330

Температура	+10°C	+35°C
Час життя	90 хвилин (5 кг)	30 хвилин (5 кг)
Відкритий час	60 хвилин	30 хвилин

Час життя розчину відраховується з моменту змішування смоли і затверджувача.

Відкритий час - час збереження склеювальних властивостей поверхні (до початку підсихання поверхні).

Таблиця 2.7 – Час пошарової витримки між покриттями попереднього клею Sikadur® - 330 та наступного шару клею.

Температура основи	Витримка min.	Витримка max.
+10°C	24 години	7 днів
+23°C	12 годин	
+35°C	6 годин	

Таблиця 2.8 – Температура твердіння клею Sikadur® - 330

Температура	Повне твердіння
+10°C	7 днів
+23°C	5 днів
+35°C	2 дні

Час затвердіння приблизний і залежить від умов оточуючого середовища. Вкладений матеріал готовий до використання.

Вкладання та ламінування тканини SikaWrap® -230 C/45 [131, 133, 144]. SikaWrap® -230 C/45 це тканина з вуглецевих волокон, розташованих в одному напрямку. Тканину розрізали ножицями та гострим ножом (канцелярським). Відрізаний шматок полотна уклали на чисту білу тканину і провели активацію, ретельно очищуючи чистою ганчіркою, змоченою розчином Sika® Colma-Cleaner. Зачекали 15-30 хвилин. Під час активації не допускали попадання

пилу, обов'язково забезпечили приплив свіжого повітря. Роботи проводили в захисних окулярах, гумових рукавичках та респіраторях.

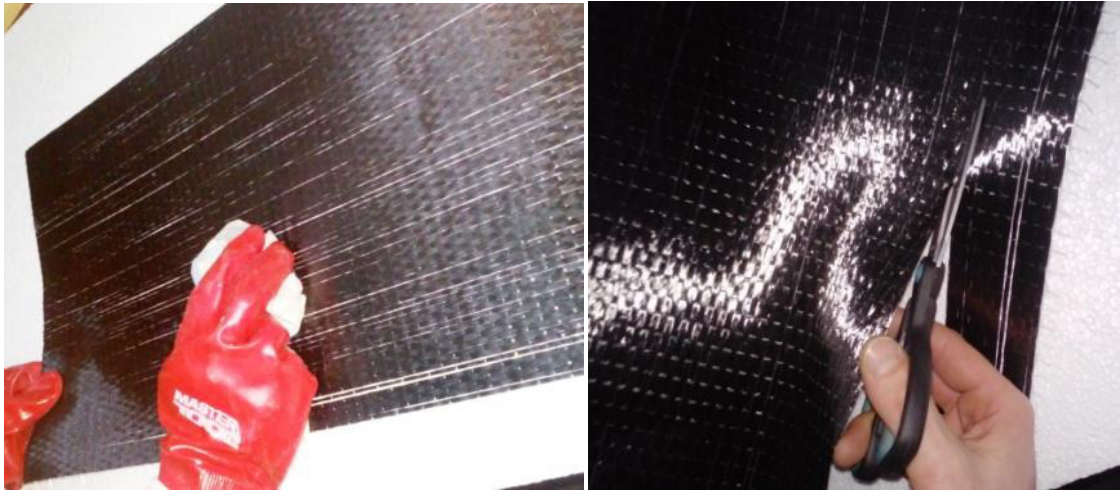


Рисунок 2.8 – Активація полотна Sika Wrap ганчіркою змоченою Sika Colma Cleaner, та різання полотна на потрібні розміри

Нанесли шар клею Sikadur[®]-330 на основу шпателем, можна валиком чи кисточкою. Просочили тканину клейовим матеріалом Sikadur[®]-330. Улаштували вуглепластикову тканину SikaWrap[®] в необхідному напрямку (перпендикулярно осі балки) на шар Sikadur[®]-330. Ретельно вкатували тканину пластиковим валиком в шар клею в напрямку волокон так, щоб клей пройшов крізь волокна і рівномірно розподілився по поверхні всієї тканини. При виконанні підсилення не допускається утворення складок і заломів на поверхні тканини. При вкатанні уникаються надмірні зусилля щоб унеможливити зморщування і викривлення тканин SikaWrap[®]. Величина нахлесту вздовж волокон повинна складатися не менше як 100 мм [138, 144].

При нанесенні в умовах низьких температур (нижче 10⁰С) або високої вологості, на поверхні клею Sikadur[®]- 330 може виникнути клейкий наліт. При нанесенні додаткових шарів чи покриттів на затверділий клей для забезпечення необхідної адгезії такий осад потрібно видалити. Він змивається теплою водою. Після чого конструкція витирається насухо.

Після укладання першого шару тканини чекаємо 24 години, для набору міцності, а потім проводим зачистку вручну наждачним папером (для підвищення адгезії).



Рисунок 2.9 – Наклеювання першого шару та вкатування
полотна Sika Wrap®

Зачистку виконуємо максимально обережно не допускаючи розриву ниток полотна. Наступний шар, наносимо після приклеєння стрічки. Витримуємо 24 години після наклеївки кожного шару і виконуємо зачистку наждачним папером вручну.

Приготування клею Sikadur®- 30 [130, 134]. Компонент А і В ретельно змішуємо в ємкостях (в упаковочній тарі). Ретельно перемішуємо обидва компоненти аналогічно, як було описано вище. При використанні меншої кількості клею дотримуватися пропорції змішування вказаній на упаковці (компоненти А:В=3:1 за масою), точно зважуємо і дозуємо кожен компонент.

Час твердіння обох клеїв при високих температурах менший, ніж при низьких. Чим більшу масу клею, змішано тим менший час твердіння. Щоб збільшити термін життя (експлуатації суміші до використання), при високих температурах, можна розділити приготування суміші на декілька частин. Ще один спосіб - це охолодження компонентів А і В перед змішуванням (не нижче +5°C).

Таблиця 2.9 – Час життя клею Sikadur®- 30

Температура	+8°C	+20°C	+35°C
Час життя	~ 120 хв	~ 90 хв	~ 20 хв
Відкритий час	~ 150 хв	~ 110 хв	~ 50 хв

Приклеювання Sika® CarboDur® S-512. Стрічки Sika CarboDur розкласти на чисту білу тканину і провести активацію, ретельно очистити ганчіркою змоченою розчином Sika® Colma-Cleaner [16]. Після активації, зробили технологічну перерву від 15 до 30 хв. Стрічки необхідно очищати до моменту, поки на ганчірці не з'явиться чорний слід.

Нанесли шпателем тонкий шар клею Sikadur®-30 на стрічку так, щоб вона в розрізі мала форму двосхилого даху, заввишки від 3 до 5 мм, або півкола.

Добре перемішаний клей Sikadur®-30 ретельно втерли шпателем в заздалегідь приготовану і очищену бетонну поверхню, вирівнюючи поверхню приклеювання. Шар клею повинен мати товщину не менше 1 мм. Ширина шару клею, що наноситься, повинна бути не менше чим на 15 мм більше від ширини наклеюваної стрічки.

Приклеїли стрічку Sika® CarboDur® S-512 на заздалегідь підготовлену і pokryту клеєм залізобетонну балку. Валиком щільно притискаємо до очищеної поверхні стрічку так, щоб весь зайвий клей по всій довжині виступив по обидві сторони стрічки. Клей, залишки, зайвий прибраємо ганчіркою.



Рисунок 2.10 – Приклеювання стрічки Sika® CarboDur® S-512 до дослідних балок під навантаженням



Рисунок 2.11 – Підготовка балок до приклеювання другого шару SikaWrap®

Через 24 години виконали зачистку вручну наждачним папером. Після чого протираємо місця зачистки ганчіркою змоченою розчином Sika® Colma-Cleaner. Аналогічно, як було описано вище наносимо другий шар клею Sikadur®-330 на перший шар і стрічку, вкладаємо та ламінуємо полотно SikaWrap®. Для стандартного захисту від ультрафіолетового випромінювання можна використовувати Sikagard®-550 W Elastic, Sikagard® ElastoColor-675 W або Sikagard®-680 S. Від агресивної дії полотно SikaWrap®-230 C/45 повинне бути покрите матеріалами на основі цементу.



Рисунок 2.12 –Ламінування другого шару SikaWrap® під навантаженням



Рисунок 2.13 – Загальний вигляд балки підсиленої системами Sika[®] CarboDur[®] S-512 та SikaWrap[®]-230 C/45 під навантаженням

Після підсилення балки складувалися в лабораторії, де протягом семи днів при температурі 23°C проходило твердіння клею.

Технологія підсилення стиснутої зони. Підготовка поверхні бетону.

Більшість науковців акцентують увагу на тому, що введення в бетон хаотично орієнтованих коротких волокон мало впливає на міцність сталевібробетону на стиск, та приводить до суттєвого збільшення міцності на розтяг та згин. Тому було прийнято рішення стиснуту зону половини балок підсилити дрібнозернистим бетоном (Б), іншу тим же бетоном тільки з додаванням сталевібро (3% за масою бетону СФБ).

Бетонування відбувалось в науково-дослідній лабораторії кафедри промислового цивільного будівництва та інженерних споруд Національного університету водного господарства та природокористування. Для цього провели очистку поверхонь балок, зняли верхній шару бетону (цементне молочко) до крупного заповнювача. Були нанесені насічки на поверхні зчеплення бетону балки з бетоном підсилення. Після улаштування опалубки і було проведено добетонування-підсилення стиснутої зони конструкції. Перед бетонуванням балок “старий” бетон змочили водою до набирання поверхні матового кольору, як було виконано у роботах [44, 139, 137, 155].

Улаштування фібри в бетон [182,190]. Бетонозмішувач завантажують готовою сумішшю. Ми ж по чергово завантажували цемент, пісок, щебінь, воду і після готовності суміші додавали фібру. Завантаження фібри проводиться в 3 прийоми через проміжки часу близько 1 хвилини при обертаючому барабані бетонозмішувача.



Рисунок 2.14 – Листова фібра оцинкована

Таблиця 2.10 – Технічні характеристики фібри листової

Тип фібри	Листова ТУ 0991-123-53832025-2001
Вихідний матеріал	сталь 3сп ГОСТ 380-2005
Довжина фібри (l), мм	$32,0 \pm 2$
Ширина фібри, мм	$3,0 \pm 1,2$
Робочий діаметр фібри (d), мм	0,92
Середня маса 1 фібри, грам	0,5
Кількість фібри в 1 кг, штук	4000
Відношення довжини/діаметра , l/d	35
Тимчасовий опір фібри розриву, МПа	не менше 600



Рисунок 2.15 – Улаштування опалубки на балках



Рисунок 2.16 – Процес приготування бетонної суміші



Рисунок 2.17 – Підсилення стиснутої зони балки під навантаженням

Після набуття шару підсилення 70% проектної міцності зняли опалубку (5 днів). Провели огляд зразків підсилених у стиснутій та розтягнутій зонах, якщо потрібно проводимо зачистку місць потрапляння крапель бетонної суміші на частини конструкції. Після підсилення стиснутої зони, балки складувалися в лабораторії до набуття шару підсилення проектної міцності (28 днів).



Рисунок 2.18 – Підсилені залізобетонні балки після демонтажу опалубки

Для визначення експериментальним шляхом механічних характеристик арматури відібрали по 5 арматурних зразків довжиною 500 мм [126]. Випробування проводились в розривній машині УИМ 50 (шкала вимірювань 100 – 500 кН). Для зняття відліків по приладах, навантаження прикладалось ступенями з витримкою. Деформації арматури вимірювали двома

тензодатчиками та тензометром Гугенбергера з ціною поділок 0,001 мм на базі 20 мм.

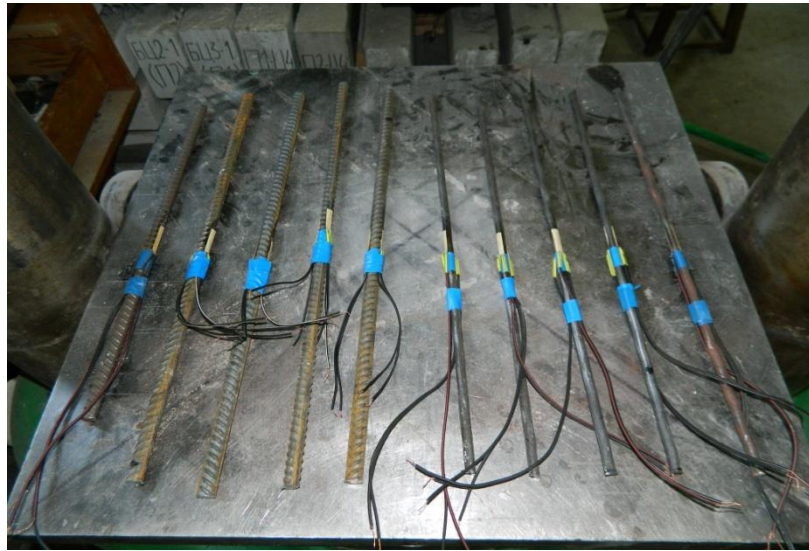


Рисунок 2.19 – Арматурні зразки перед випробуванням

Встановлені характеристики робочої арматури: межа текучості $f_{yd} = 510,5$ МПа; межа міцності $f_u = 600,5$ МПа; модуль пружності $E_s = 20,5 \times 10^4$ МПа; максимальні деформації, які відповідають межі текучості $f_{yd} - \varepsilon_{yd} = 250,0 \times 10^{-5}$.

Кубову і призмову міцність визначали за стандартними методиками згідно з [57]. На гідравлічному пресі П-250 у віці 28 діб при одноразовому статично ступеневому навантаженні було встановлено, що призмova міцність становить $f_{cd} = 14,0$ МПа, а кубова міцність – $f_{ck,cube} = 17,07$ МПа.

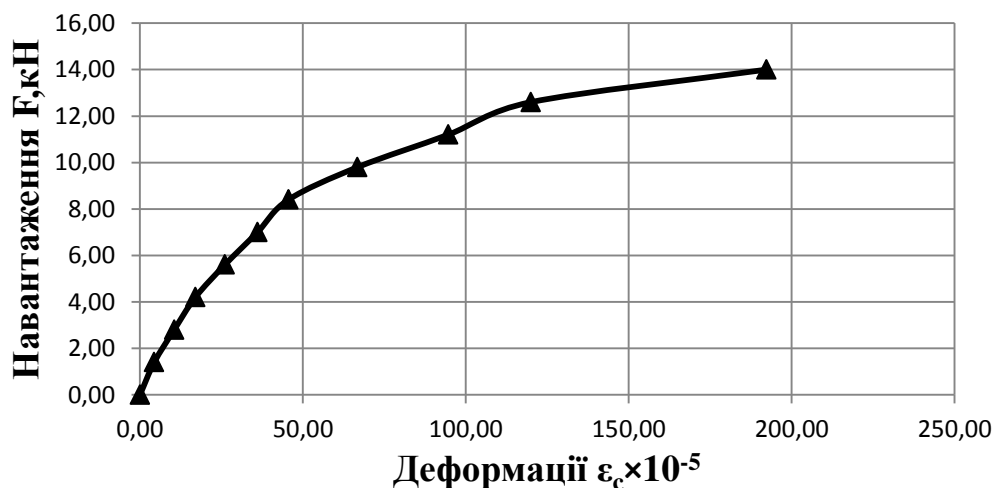


Рисунок 2.20 – Діаграма деформування бетону на стиск

2.3. Методика проведення експериментальних досліджень балок

Для експериментальних досліджень нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів були спеціально розроблені та удосконалені дослідні установки (рисунки 2.21 та 2.22). Дані установки дають можливість вільного доступу до всіх площин дослідного зразка, що дозволило провести підсилення дослідних балок під навантаженням.

Випробування конструкцій виконували за розрахунковою схемою однопролітної вільно обпертої балки на двох опорах прольотом 180 см. Завантажували балки двома зосередженими силами, в 1/3 розрахункового прольоту для забезпечення зони чистого згину. Зусилля створювали гідравлічним домкратом, а вимірювали тарованим кільцевим динамометром (рисунок 2.21). Вимірювання проводились приладами які дублювали один-одного: механічними та тензометричними [7, 8].

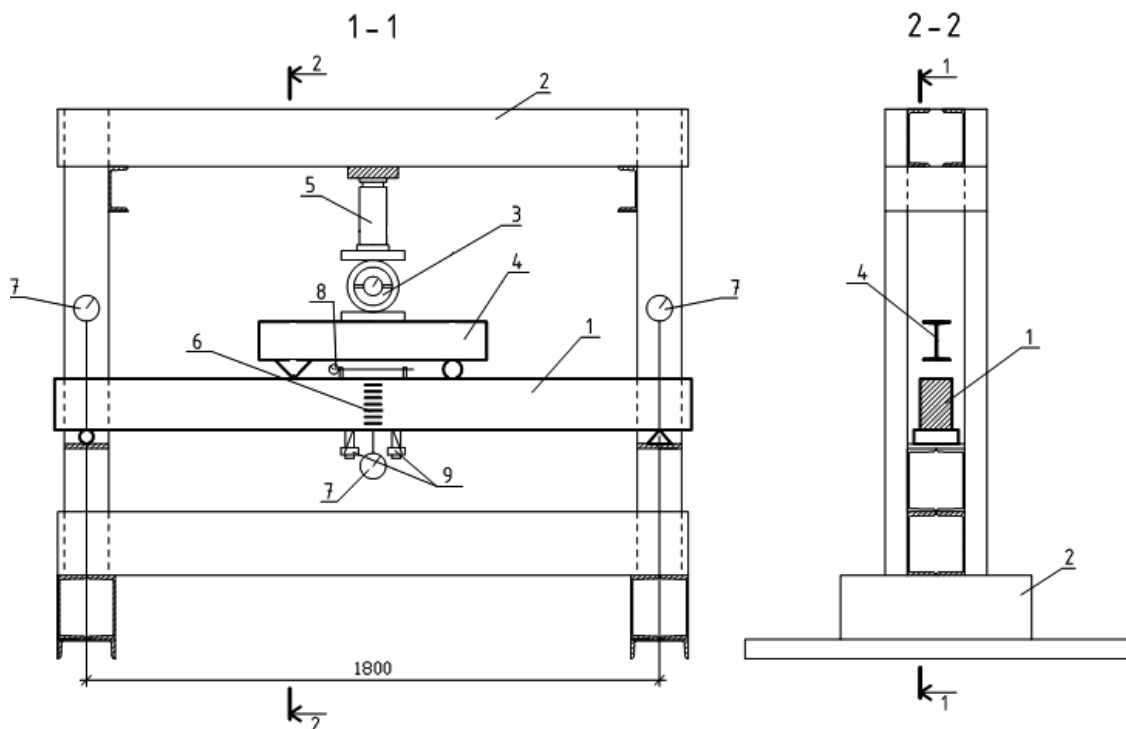


Рисунок 2.21 – Схема дослідної установки №1 та розташування приладів на балці випробуваній до підсилення: 1 – дослідна балка; 2 – дослідна установка; 3 – кільцевий динамометр; 4 – траверса дослідної установки; 5 – домкрат; 6 – електротензодатчики; 7 – прогиномір; 8 – індикатор годинникового типу; 9 – тензомер Гугенбергера.

Перша серія досліду, випробування двох невідсиленних балок (Б0-1 та Б0-2) на однократне навантаження, з доведенням їх до руйнування. Навантаження на балки Б0-1 та Б0-2, здійснювалося ступенями 10 % від теоретично розрахованої несучої здатності. Щоб зняти покази приладів, зафіксувати розвиток та зміну ширини розкриття тріщин, після прикладання кожного ступеня навантаження робилися витримки 5 – 10 хвилин.



Рисунок 2.22 – Вигляд дослідної установки та розташування приладів на балці без підсилення

Друга серія досліду полягає у випробуванні восьми балок (БЦ-1, БЦ-2, БЦ-3, БЦ-4, БЦ-5, БЦ-6, БЦ-7, БЦ-8) на малоциклові навантаження. За одиницю навантаження, при випробуванні балок, взято руйнівний момент зафіксований за результатами випробування на однократне навантаження двох балок Б0-1 та Б0-2. Балки БЦ-1...БЦ-6 піддавалися повторному малоцикловому навантаженню, рівень якого складав приблизно $\eta=0,6$ від руйнівного згинального моменту M_u (середній згинальний момент, визначений з випробувань балок однократним навантаженням). Нижній рівень навантаження приймався рівним $0,3M_u$. Навантаження та розвантаження в циклах

здійснювали ступенями, величина яких приймалась 0,1 від руйнівного навантаження. На на 5 та 9 циклах збільшувався рівень навантаження до 0,85Му. Балки БЦ-3 та БЦ-4 на 13-му циклі доводилися до руйнування. Після випробовування однократним та малоцикловим навантаженням, було виконано підсилення шести балок як у роботі [36].

Половину дослідних балок підсилювали тільки дрібнозернистим бетоном (БП-1_Б, БЦП-5_Б, БЦП-2_Б) половину сталевібробетонном (БП-2_{СФБ}, БЦП-6_{СФБ}, БЦП-2_{СФБ})

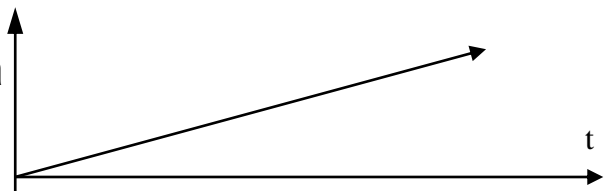
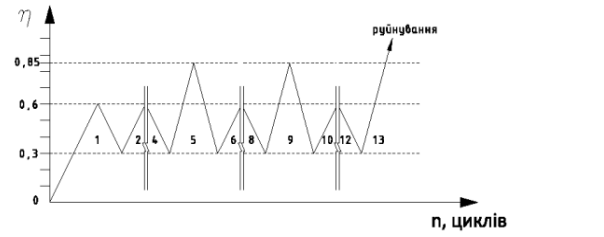
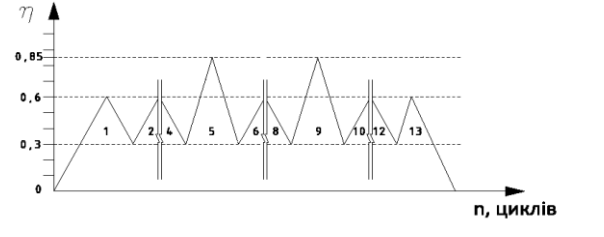
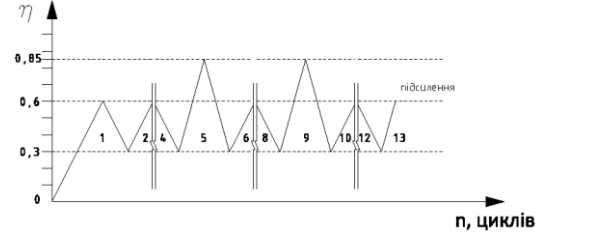
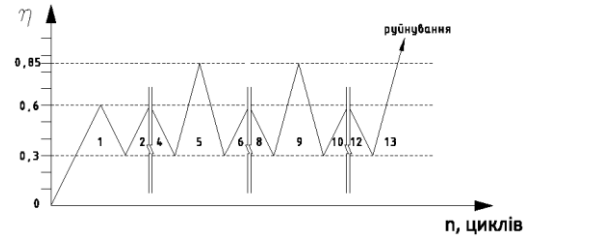
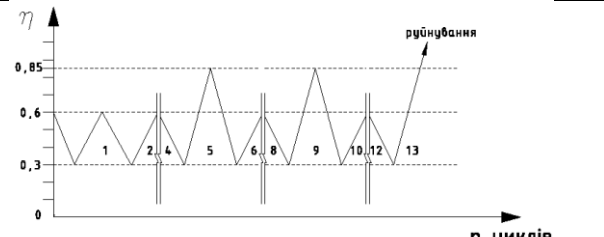
Композитна стрічка Sika CarboDur S-512 шириною 25мм, приклеювалась в нижній розтягнутій зоні конструкції по всій довжині прольоту та анкерувалась на приопорних ділянках однонаправленим полотном Sika Wrap. Приклеювання відбувалось за допомогою двохкомпонентних клеїв: для стрічки Sikadur-30, а для полотна – Sikadur-330. Балки БЦ-5, БЦ-6 підсилювали під навантаженням в установці 0,6 F (від руйнуючого навантаження балок БО-1, БО-2 [2, 10]. Момент при якому відбувається найбільш оптимальне використання додаткового перерізу підсилення [4, 60].

Третя серія досліду полягає у випробуванні шести підсилених балок, двох попередньо випробуваних балок (БЦП-1_{СФБ}, БЦП-2_Б), двох під навантаженням в установці (БЦП_{0,6}-5_Б, БЦП_{0,6}-6_{СФБ}) та двох, що не випробовувались (БП-1_Б, БП-2_{СФБ}). Вони випробовувались на циклічні навантаження, верхній рівень який визначився за результатами випробування підсилених балок БП-1_Б та БП-2_{СФБ} при однократному завантаженні до руйнування.

Індикатором годинникового типу 2 МИГ на базі 200 мм та електротензодатчиками з базою 50 мм вимірювали деформації найбільш стиснутих фібр бетону балок без підсилення. Двома тензодатчиками Гугенбергера та електротензодатчиками з базою 20 мм, (які приклеювались до арматури перед бетонуванням зразків), вимірювали деформації розтягнутої арматури. Електротензодатчиками з базою 50 мм розташованими на боковій поверхні з кроком 20, 15, 10 мм, які дублюються з двох сторін вимірювали зміну деформацій по висоті нормального перерізу балки. Прогиноміром

Аістова-Овчиннікова бПАО, який розташовувався по центру балки визначали прогин. Тріщини фіксувались візуально, за допомогою мікроскопа МПБ-3 з ціною поділки 0,02 мм.

Таблиця 2.11 – Програма випробування балок до та після підсилення

№ п/п	Маркування балок	К-сть циклів	Рівні навантаження
1	БО-1	0-1,0	
2	БО-2		
3	БП-1 _Б		
4	БП-2 _{СФБ}		
5	БЦ-3	13	
6	БЦ-4		
7	БЦ-1	13	
8	БЦ-2		
11	БЦ-7		
12	БЦ-8		
13	БЦ-5	13	
14	БЦ-6		
15	БЦП-1 _{СФБ}	13	
16	БЦП-2 _Б		
17	БЦП _{0,6} -5 _Б	13	
18	БЦП _{0,6} -6 _{СФБ}		

Для дослідження роботи анкерування та підсилюючого шару на підсилені дослідні зразки було додатково встановлено додаткові прилади (рис. 2.23 та 2.24). Електротензодатчиками з базою 50 мм, які дублюються з двох сторін, розташованими на боковій поверхні з кроком 20 мм, вимірювали зміну деформацій “нового” бетону по висоті нормального перерізу балки.

Відносні деформації матеріалів підсилення “нового” бетону, фіксувалися по центру дослідного зразка тензодатчиками з базою 20 мм, індикаторами годинникового типу 1 МИГ на базі 200 мм.

За зміщенням підсилюючого шару стиснутої зони проводилось спостереження чотирма індикаторами годинникового типу 1 МИГ з кожного боку на ділянках у прольотних між силою зрізу прикладеною до балок і опорою балки. Для цього на тіло балки і бетон підсилення епоксидним клеєм приклеювалися тримачі для ніжки та індикатора типу 1 МИГ. За допомогою цього визначалося зміщення бетону підсилення відносно тіла балки [36].

Для фіксування зміщення стрічки підсилення розтягнутої зони також проводилось додаткова установка чотирьох індикаторів годинникового типу 1 МИГ на ділянках зрізу балк, а саме, на нижній грані балки одразу після закінчення анкерування полотном на стрічці.



Рисунок 2.23 – Розміщення індикаторів для вимірювання зміщення підсилення стиснутої зони бетону відносно тіла бетону



Рисунок 2.24 – Розміщення індикаторів для вимірювання зміщення композитної стрічки підсилення відносно тіла бетону

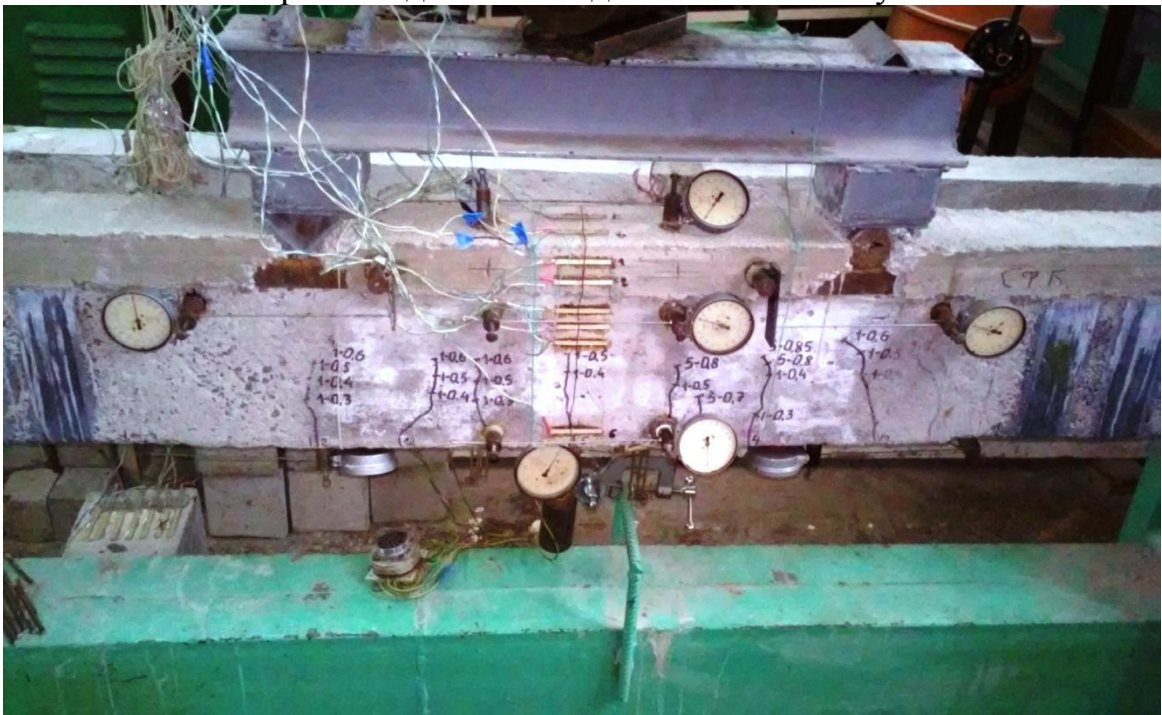


Рисунок 2.25 – Розташування приладів на балці підсиленій композитною стрічкою та фібробетонном

Епоксидним клеєм на стрічку наклеювався спеціальний тримач, до якого на відстані 100 мм на бетон наклеювалися два тримачі, в які закріплювався індикатор. Індикатор за допомогою металевої ніжки впирався у спеціальний тримач і фіксував зміщення стрічки відносно тіла бетону (рис. 2.25) .

2.4. Дослідження деформаційних характеристик бетону та сталевібробетону

Використання сталевібробетону спрощує технологію виготовлення конструкцій. В один процес поєднуються приготування, армування, укладання та ущільнення суміші.

Технологічні процеси пов'язані з укладанням, ущільненням та доглядом за сталевібробетонними виробами не відрізняються від традиційних. Найважливішим етапом є час перемішування та вібрування конструкцій. Перевищення часу вібрації суміші може призвести до розшарування армованої суміші [56].

Для визначення міцнісних і деформативних характеристик матеріалів підсилення випробовувались зразки 9-ти сталевібробетонних призм та 9-ти сталевібробетонних кубів. Метою випробовувань дрібнозернистобетонних та сталевібробетонних призм і кубів було встановлення фізико-механічних характеристик сталевібробетону, що використовувався під час підсилення балок у віці 28 діб на початку підсиленням. Куби розміром ребра 10 см, призми розміром 10×10×40 см. Введення фібри в бетонну суміш відбувалося “класичним способом”.

Були проведенні дослідження міцності на двох видах бетону та сталевібробетону. Значення міцності дрібнозернистобетону та сталевібробетонів наведенні в табл. 2.12 – 2.15

Підвищення міцнісних характеристик дисперсно-армованих бетонів, в нашому випадку сталевібробетонів, досягається використанням волокон – фібри. Введення сталевібробетону сприяє підвищенню стійкості та довговічності бетону [129].

Тонкі волокна фібри дуже зручні, вони перешкоджають відколюванню бетону. Ця властивість листової фібри дуже корисна коли бетон ще не встиг затвердіти. Добившись достатньої анкерівки можна покращити міцність сталевібробетону на стадіях як до, так і після появи тріщин.

Таблиця 2.12 – Випробування кубикових зразків (без фібри)

Марка зразків	Розміри	Руйнуюче зусилля F, Кн	Міцність на стиск, Мпа
К-1	10,3*10*10	139	33,4
К-2	10,2*10,2*10	141	33,5
К-3	10*10,2*10,2	145	34,2

Таблиця 2.13 – Випробування кубикових зразків (з фіброю)

Марка зразків	Розміри	Руйнуюче зусилля F, Кн	Міцність на стиск, Мпа
К _{СФБ} -1	10,1*10,2*10	169	35,4
К _{СФБ} -2	10,1*10*10	164	35,2
К _{СФБ} -3	10,2*10*10	172	36,9

Таблиця 2.14 – Випробування призмових зразків (без фібри)

Марка зразків	Розміри	Руйнуюче зусилля F, Кн	Міцність на стиск, Мпа
П-1	10*10,2*40,1	265	25,9
П-2	10*10*40	260	25,7
П-3	10,1*10,1*40,1	250	24,4

Таблиця 2.15 – Випробування призмових зразків (з фіброю)

Марка зразків	Розміри	Руйнуюче зусилля F, Кн	Міцність на стиск, Мпа
П _{СФБ} -1	10,1*10,1*40,1	306	28,0
П _{СФБ} -2	10,2*10,1*40	310	27,6
П _{СФБ} -3	10,2*10*40	315	30,8



Рисунок 2.26 – Вигляд руйнування куба із фіброю після випробування



Рисунок 2.27 – Зруйнована призма із фібровим армуванням із характерним розташуванням фібр у тілі бетону

Спостерігаючи за характером руйнування бетонних зразків з фібровим армуванням та без нього, спостерігається закономірність, що зразки із фіброю руйнувалися плавніше і в'язко без втрати форми зразка. Зруйновані зразки тримають форму і для того щоб розглянути розташування фібри, необхідно було розбивати їх. За результатами експериментальних досліджень можна зробити висновок, що в бетоні із фіброю відбувається перерозподіл зусиль.

Фіброві волокна накопичують напруження, а потім перерозподіляють їх на крупний заповнювач [28].

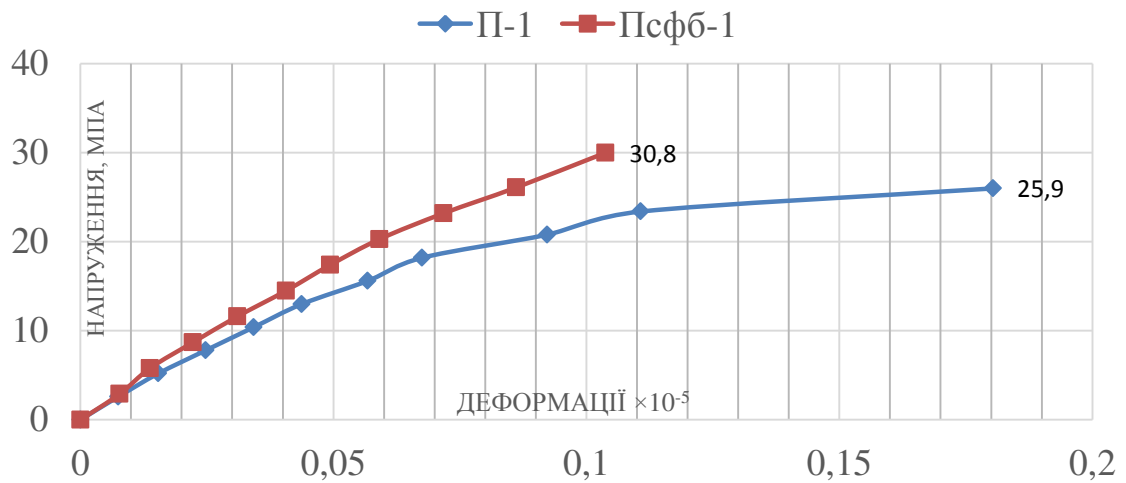


Рисунок 2.28 – Діаграма порівняння напруження-деформації неармованого зразку П-1 і армованого фіброю Псфб-1

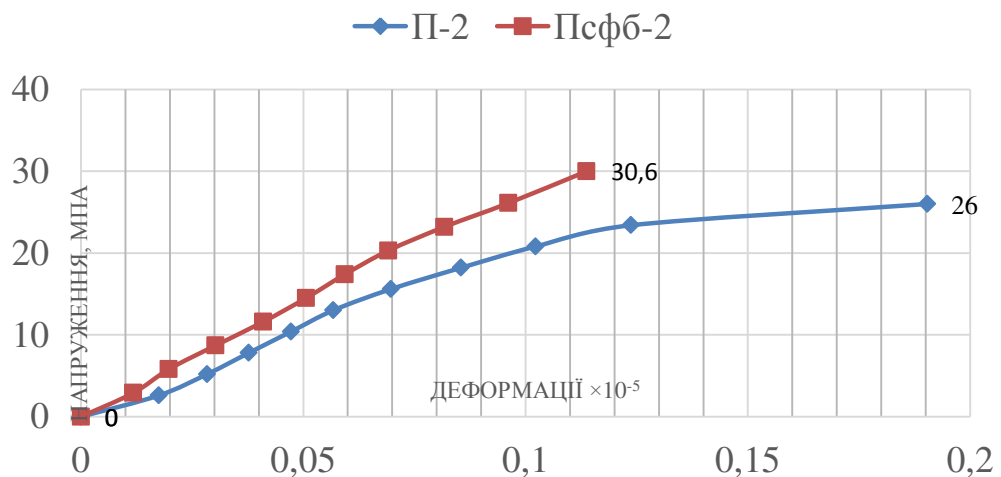


Рисунок 2.29 – Діаграма порівняння напруження-деформації неармованого зразку П-2 і армованого фіброю Псфб-2

Як видно із наведених діаграм на рис.2.27 – 2.28 при використанні фібри досягаються більш високі показники опору навантаженням ніж без неї. Зразки із фіброю сприймають більші напруження перед самим руйнуванням ніж без фібрового армування.

Таким чином, за результатами проведених досліджень можна зробити наступні висновки:

– вироби із сталевібробетону характеризуються підвищеною міцністю, у порівнянні із дрібнозернистим бетоном;

– застосування для армування бетонів різаної листової фібри, виготовленої з оцинкованого листа, дозволяє понизити масу бетонних виробів (у порівнянні із з/б);

— міцність бетону збільшити в середньому від 10-15%.

Однак дослідження по ефективності застосування фібри присутньої на ринку України, не проведені в повній мірі.

Висновки до розділу 2

1. Розроблено програму експериментальних досліджень яка забезпечила отримання достовірних даних про особливості роботи згинальних залізобетонних елементів, підсилених одночасно в стиснутій зоні ствлевібробетоном, дрібнозернистим бетоном та композитними матеріалами в розтягнутій зоні, при дії на них малоциклових навантажень.
2. Розроблена конструкція підсилення дослідних зразків, апробована методика та технологія їх підсилення і випробування дали можливість отримати нові дані про напружено-деформований стан згинальних залізобетонних елементів, підсилених одночасно в стиснутій та розтягнутій зонах, та виконати поставлену мету, задачі, дослідження.
3. Визначено фізико-механічні характеристики арматури та бетону, які були використані при виготовленні та підсиленні дослідних балок, що дозволило отримати їх фактичні міцнісні та деформативні характеристики.
4. Досліджений спосіб підсилення забезпечує сумісну роботу підсилюючих систем з тілом балки. Підсилено 6 балок сталевібробетоном, дрібнозернистим бетоном у стиснутій зоні та композитними матеріалами в розтягнутій зоні, з урахуванням їх історії випробування.

Матеріали розділу опубліковані в роботах [28, 29, 66, 67].

РОЗДІЛ 3. РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ

3.1. Критерій вичерпання несучої здатності дослідних зразків

Проектування експериментальних балок без підсилення проводилось за умов, щоб руйнування відбувалося за нормальними перерізами від дії згинального моменту, що є характерним для таких досліджень [30,79,100].

При проектуванні дослідних балок з підсиленням, анкерування стрічки приймали так, щоб забезпечити високе зчеплення із бетоном, та унеможливити її проковзування. Також полотно підсилювало похилі перерізів балки на опорі.

Згідно [101] несучу здатність фібробетонних елементів на дію згинальних моментів та повздовжніх сил визначають, виходячи з наступних передумов:

- для розрахункового перерізу вважається справедливою гіпотеза про лінійний розподіл деформацій по його висоті;
- зв'язок між напруженнями та деформаціями стиснутого фібробетону приймається у вигляді діаграм [54, 57];
- зв'язок між напруженнями та деформаціями розтягнутого фібробетону приймається у вигляді діаграми, яка показана на рисунку ДБН В.2.6-98;

За критерій вичерпання несучої здатності фібробетонного перерізу приймається руйнування розтягнутого фібробетону при досягненні фібровими деформаціями граничних значень

Для непідсилених зразків за критерій вичерпання несучої здатності перерізу вважається:

- втрата рівноваги між внутрішніми та зовнішніми зусиллями (досягнення максимуму на діаграмах "момент-кривизна (прогин)" або "стискаюча сила-деформація бетону найбільш стиснутої фібри");
- руйнування стиснутого бетону при досягненні фібровими деформаціями граничних значень ϵ_{cu1} , ϵ_{cu3} або розрив усіх розтягнутих стержнів арматури внаслідок досягнення в них граничних деформацій ϵ_{ud} ;

Для підсилених зразків композитною арматурою за критерій вичерпання несучої здатності перерізу згідно [15, 114] вважається:

- відшарування елементів підсилення з композитних матеріалів;
- досягнення в розтягнутій арматурі деформацій межі текучості, розрив композитної арматури підсилення (досягнення зовнішньою композитною стрічкою граничних відносних деформацій 500×10^{-5});
- руйнування стиснутого бетону при досягненні фібровими деформаціями граничних значень.

Підсилені залізобетонні конструкції повинні бути забезпечені необхідною надійністю від виникнення всіх видів граничних станів розрахунком, вибором показників якості матеріалів, призначенням розмірів та конструюванням згідно вимогам ДБН В 2.6-98 та ДСТУ Б В 2.6-156 [54,57] для конструкцій з важких бетонів і рекомендацій [15, 101].

Матеріали підсилення на основі систем Sika повинні сприймати зусилля розтягу за умови забезпечення спільності деформацій зовнішнього армування і бетону конструкції.

У граничному стані згинального елемента зусилля в стиснутій зоні сприймаються бетоном підсилення бетоном і стиснутою стрижневою арматурою, а в розтягнутій зоні – стрижневою арматурою і зовнішньою композитною арматурою. Розрахункове значення опору стиску композитних матеріалів приймається рівним нулю.

Розрахунковий опір фібробетону на стиск приймається рівним розрахунковому опору бетону матриці, який використовується для його отримання. Конструкції з дисперсноармованого бетону виготовляються з попередньо приготовленої бетонної суміші з добавкою сталалевої фібри. Виготовлення конструкцій виконується із застосуванням ущільнення формуванням і пресуванням, торкретуванням і центрифугуванням.

3.2. Напружено-деформований стан та несуча здатність невідсилених експериментальних балок при однократному навантаженні

Під час проведення експерименту фіксувалися деформації стиснутої зони бетону, розтягнутої арматури, спостерігали за шириною розкриття тріщин та прогинами конструкції. При обчисленні розрахункової несучої здатності в формули підставляли дійсні величини призмової міцності бетону, за розрахунковий опір арматури прийнято фактичні значення межі текучості арматури (див. розділ 2).

Таблиця 3.1 – Міцність невідсилених балок за дії однократного навантаження

п/п	Назва балки	Експериментальний згинальний момент	Розрахунковий згідно ДСТУ Б В.2.6-156:2010, кН×м	$\delta = \frac{M^{norm} - M^{exp}}{M^{exp}} \times 100\%$
		M^{exp} , кН×м	M^{norm} , кН×м	δ , %
1	БО-1	13,4	13,6	1,5
2	БО-2	13,0	13,6	3

Згідно програми експериментальних досліджень для визначення напружено-деформованого стану, несучої здатності, тріщиностійкості, та деформативності було випробувано балки без підсилення на однократне навантаження. За результатами випробування було отримано руйнівне значення згинаючого моменту M^{exp} . Балки БО-1, БО-2 навантажувалися ступенево до руйнування. Перша нормальна тріщина виникла при навантаженні в $F = 8$ кН.

Зі збільшенням навантаження почали виникати похилі тріщини першого типу. Деформації в арматурі і бетоні збільшувалися практично лінійно. За результатами випробувань балок БО-1 та БО-2 визначався рівень малоциклових повторних навантажень для балок, що навантажувались повторно. Після досягнень напружень в розтягнутій арматурі межі текучості подальше навантаження балок супроводжувалося значним у порівнянні із першими ступенями приростом деформацій арматури та бетону, розкриттям тріщин, приростом прогинів з подальшим руйнуванням бетону стиснутої зони.

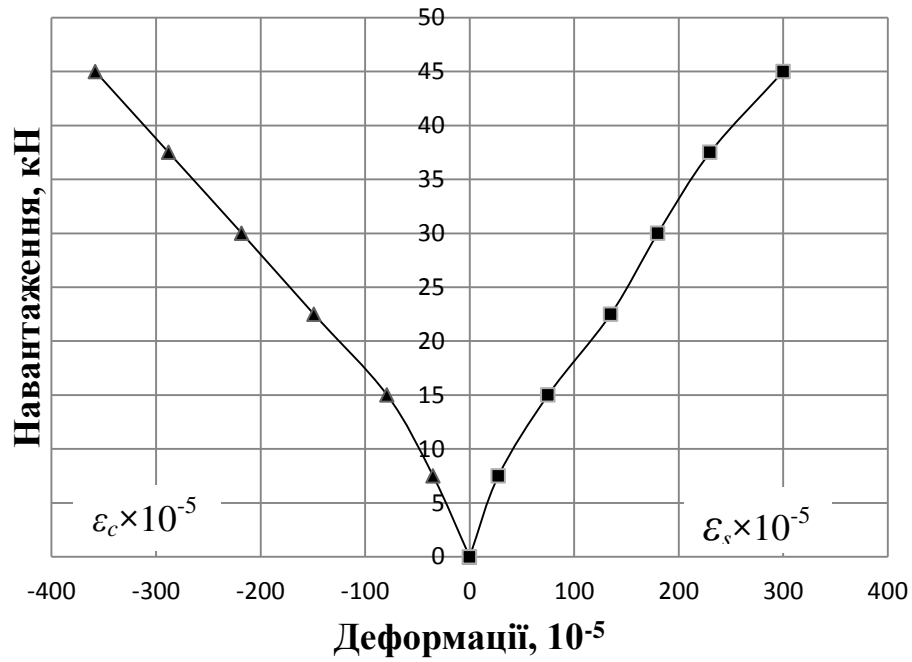


Рисунок 3.1 – Зміна деформацій у бетоні $\varepsilon_c \times 10^{-5}$ і арматурі $\varepsilon_s \times 10^{-5}$ в не підсиленій балці Б0-1



Рисунок 3.2 – Руйнування не підсиленої балки Б0-1 (руйнування лещадки бетону стиснутої зони)

Руйнування обох балок відбулося в стиснутій зоні, по ділянці чистого згину, супроводжувалось появою дрібних нормальних тріщин і завершилось дробленням та виколами бетону в стиснутій зоні. Прогин балки Б0-1, перед руйнуванням, становив 12,00 мм, а ширина розкриття тріщин 0,5 мм.

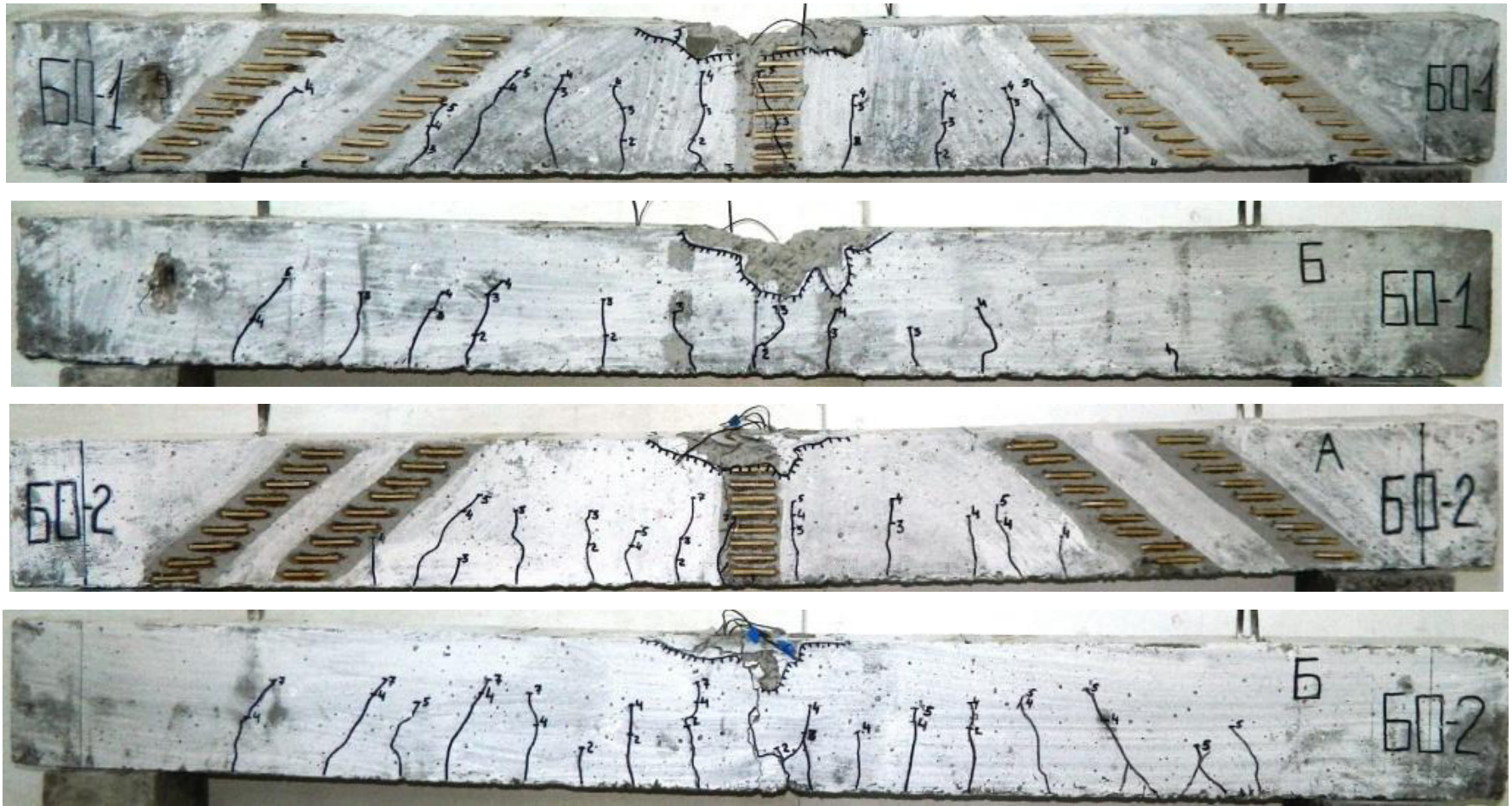


Рисунок 3.3 – Характер тріщиноутворення невідсилених балок

3.3. Напружено-деформований стан та несуча здатність підсилених експериментальних балок при однократному навантаженні

Балки БП-2_Б та БП-1_{СФБ} попереднього не випробовувалися, тобто після виготовлення відразу підсилювалися. А після підсилення проводилось випробування на однократне навантаження. Вони моделювали ситуацію коли підсилення необхідне у зв'язку з помилками при проектуванні конструкцій, чи на стадії виготовлення, та підсилення безпосередньо на етапі будівництва, без навантаження.

Таблиця 3.2 – Міцність підсилених балок за дії онократного навантаження

п/п	Назва балки	Експериментальний згинальний момент	Розрахунковий згідно ДСТУ Б В.2.6-156:2010, кН×м	$\delta = \frac{M^{norm} - M^{exp}}{M^{exp}} \times 100\%$
		M^{exp} , кН×м	M^{norm} , кН×м	δ , %
1	БП-1 _{СФБ}	20,91	17	-18,7
2	БП-2 _Б	22,46	16,3	-24,3

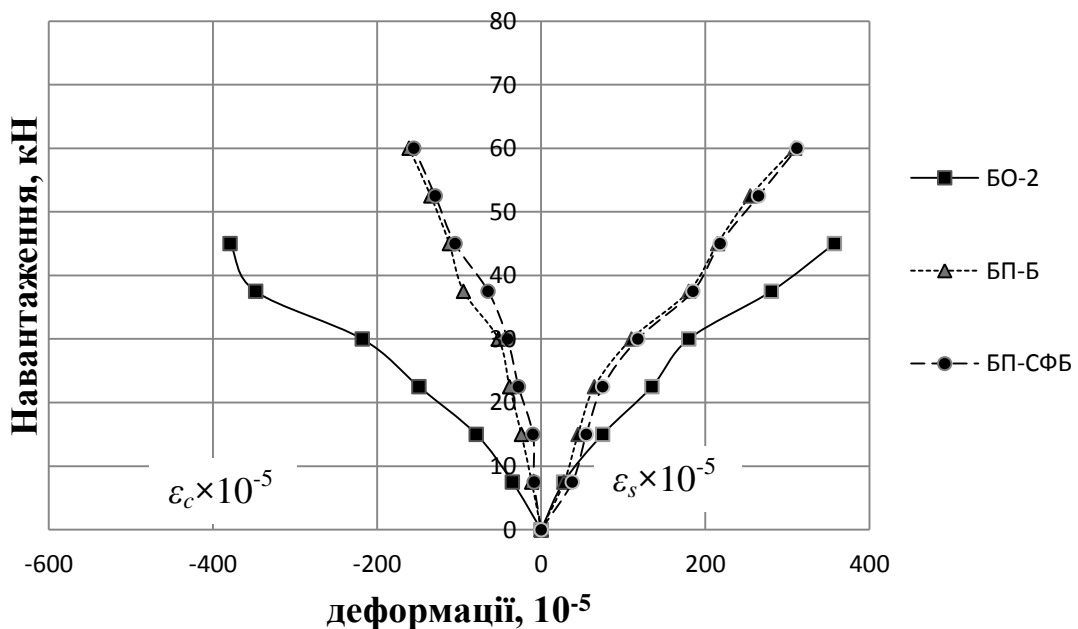


Рисунок 3.4 – Зміна деформацій в бетоні $\epsilon_c \times 10^{-5}$ і арматурі $\epsilon_s \times 10^{-5}$ в не підсиленій Б0-2 та підсиленних балках БП-1_Б та БП-2_{СФБ}

Аналізуючи напружено-деформований стан дослідної серії залізобетонних елементів БП-1_Б та БП-2_{СФБ}, встановлено, що деформування стиснутої зони бетону відбувається пружно-пластично. Залежність відносних деформацій в бетоні від навантаження має криволінійний характер. Залежність “відносні деформації розтягнутої арматури” – “згинаючий момент ” має практично лінійний характер.

Перша нормальна тріщина підсилених балок БП-2_Б та БП-1_{СФБ} виникла при навантаженні $F = 15$ кН. Подальше збільшення навантаження призвело до перевищення деформацій арматури граничних значень, що викликало руйнування балки. Руйнівне зусилля для балки БП-2_Б – $F_u = 68$ кН, а для БП-1_{СФБ} – $F_u = 70$ кН. Прогини балок, перед руйнуванням, становили БП-2_Б – 6 мм, БП-1_{СФБ} – 8 мм, а ширина розкриття тріщин для балки БП-2_Б – 0,32 мм, для балки БП-1_{СФБ} – 0,30 мм.

Таблиця 3.3 – Порівняння основних параметрів тріщиностійкості невідсилених та підсилених балок за дії однократного навантаження

Нав., кН	Ширина розкриття тріщин балок w , мм					
	БП-2 _Б		БП-1 _{СФБ}		БО-1	БО-2
	нормальна тріщина	похила 2 типу	нормальна тріщина	похила 2 типу	нормальна тріщина	нормальна тріщина
0	-	-	-	-	-	-
7,5	-	-	-	-	0,08	0,08
15	0,02	-	0,02	-	0,1	0,1
22,5	0,04	-	0,02	-	0,2	0,14
30	0,06	-	0,04	-	0,3	0,3
37,5	0,08	-	0,08	-	0,36	0,36
45	0,12	-	0,1	-	0,4	0,4
52,5	0,2	0,12	0,2	-	-	-
60	0,24	0,2	0,3	-	-	-
67,5	0,32	0,3	-	-	-	-

Під час руйнування балок БП-2_Б та БП-1_{СФБ} відбувся відрив стрічки підсилення від тіла бетону. При досягненні граничного навантаження по грані стрічки відбулося зім'яття волокон полотна анкерування і відбувся стрімкий відрив стрічки на ділянках між точкою прикладання сили і опорою. Відбувалося стрімке розкриття тріщин з подальшим зростанням прогину, зколи та зім'яття бетону верхнього шару підсилення. Максимальні деформації, зафіксовані в стрічці перед відривом її від тіла балки були в межах 500×10^{-5} . Дослідники в працях [88, 100, 141, 142, 143, 144, 148, 149] описують подібний процес руйнування згинальних залізобетонних елементів, при анкеруванні підсиленних композитних стрічок на приопорних ділянках балок.

Таблиця 3.4 – Ефект підсилення експериментальних балок за прогинами за дії однократного навантаження

Назва балки	Площа поперечного перерізу стрічки підсилення $A_f, \text{см}^2$	Площа поперечного перерізу бетону підсилення $A_{\text{sfb}}, \text{см}^2$	Згинальний момент, кНм	Експериментальний прогин $f_{\text{max}}^{\text{exp}}, \text{мм}$	Ефект підсилення $\delta, \%$
БО-1	-	-	4,5	1,15	-
			11,25	7,02	-
			13,5	12,0	-
БО-2	-	-	4,5	1,14	-
			11,25	7,26	-
			13,5	11,94	-
БП-1 _{СФБ}	0,3	50	4,5	1,10	4,3
			11,25	4,95	29,5
			13,5	6,41	42,3
			16,56	7,8	43,3
БП-2 _Б	0,3	50	4,5	1,11	2,6
			11,25	5,04	30,6
			13,5	5,41	52,4
			16,56	5,85	54,7

При навантаженні до моменту тріщиноутворення прогини у балках розвиваються практично однаково. Ширина розкриття тріщин в непідсилених балках при однакових величинах навантаження є більшою, ніж в підсилених. На початкових етапах навантаження прогини балок практично не відрізняються. У підсилених балках зі збільшенням навантаження прогини, у порівнянні з не підсиленими, мають менші значення. За рахунок включення в роботу систем підсилення (сталефібробетону та стрічки).

Ефект підсилення перед руйнуванням склав: 43,3% – балок підсилених у стиснутій зоні сталефібробетоном, та 54,7% – у балках підсилених дрібнозернистим бетоном. Прогини підсилених балок перед руйнуванням становили 5,85 мм у балки БП-2_Б та 7,8 мм у балки БП-1_{СФБ}.

Порівнюючи величину деформацій нормальних перерізів, прогинів та тріщин можна стверджувати про суттєве підвищення жорсткості та тріщиностійкості підсилених балок у порівнянні із непідсиленими.

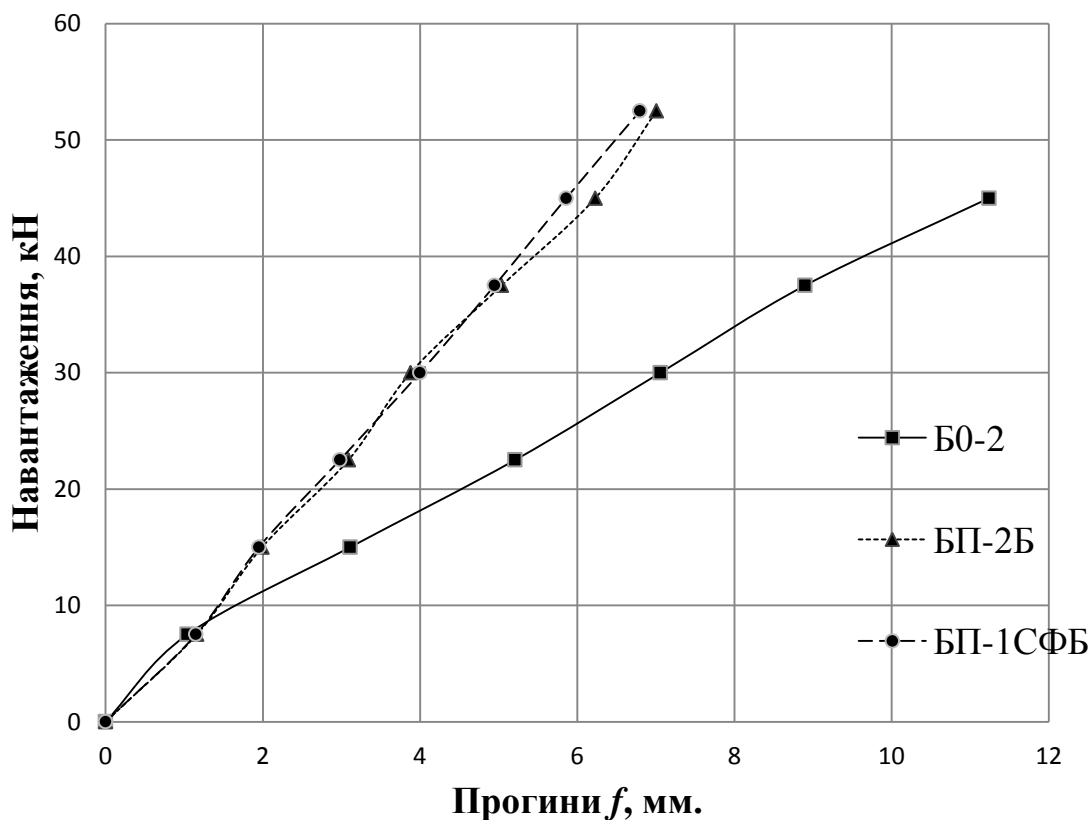


Рисунок 3.5 – Зміна прогинів балок в не підсилений Б0-2 та підсилених балках БП-2_Б та БП-1_{СФБ}

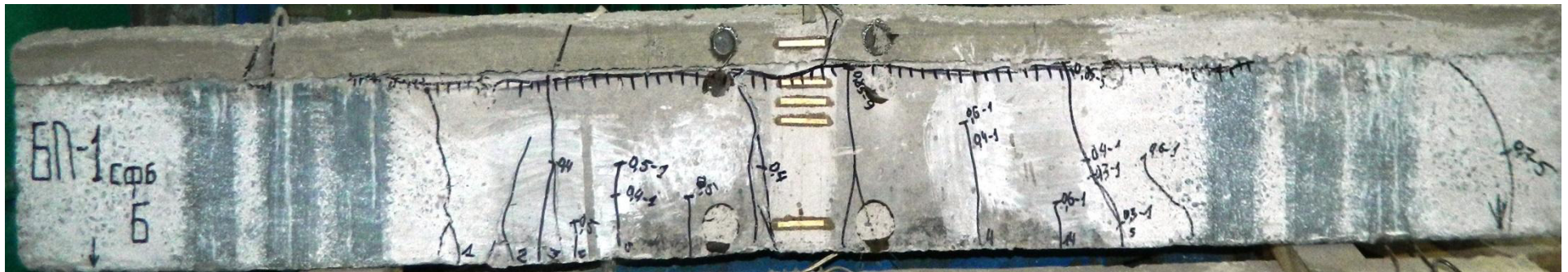
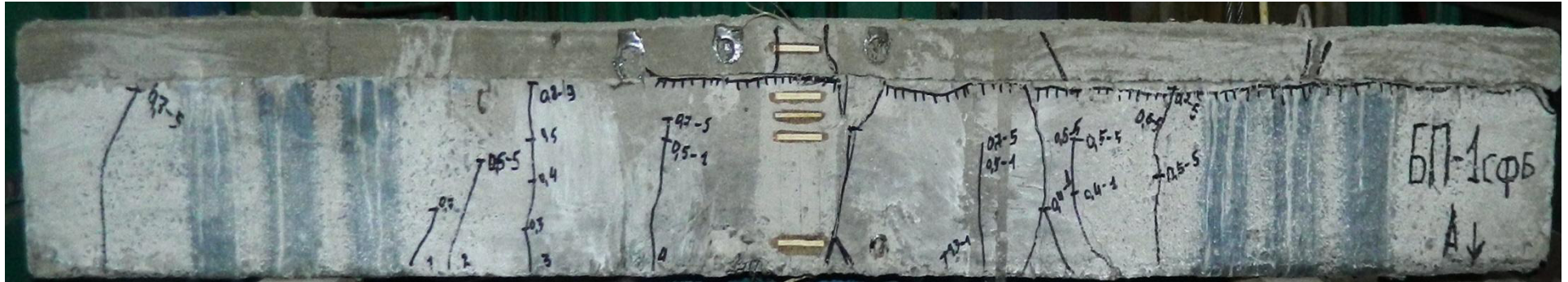


Рисунок 3.6 – Характер тріщиноутворення підсиленої балки БП-1_{сфб}

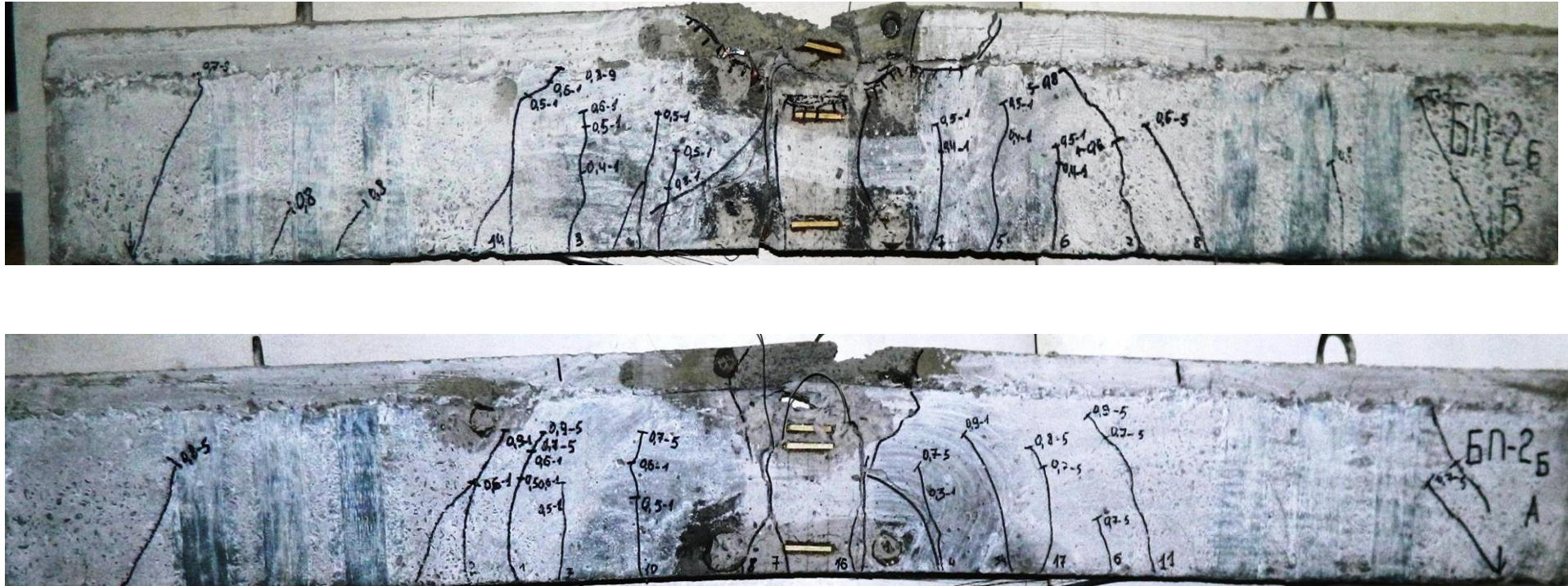


Рисунок 3.7 – Характер тріщиноутворення підсиленої БП-2_Б балки та руйнування відрив стрічки від тіла бетону



Рисунок 3.8 – Руйнування підсиленої балки БП-1_{СФБ} за дії однократного навантаження (зміщення та відрив стрічки від тіла балки)



Рисунок 3.9 – Руйнування підсиленої балки БП-2_Б за дії однократного навантаження

3.4. Напружено-деформований стан та несуча здатність залізобетонних не підсилених та підсилених балок за дії малоциклових навантажень

Між початком та кінцями кривих на рис. 3.10 зображені 1-13 цикли деформацій розтягнутої арматури та стиснутого бетону (між кривими розташовані криві деформування на 5 та 9 циклах в яких збільшували рівень навантаження на $0,85M_u$).

За результатами дослідження напружено-деформованого стану балки БЦ-3 побудовано залежності деформацій бетону в стиснутій зоні балки за дії малоциклового повторного навантаження, а також діаграму деформування розтягнутої арматури (рис. 3.10).

Як видно з рис. 3.10 залежність “відносної деформації бетону – навантаження ” має нелінійний характер, проте залежність “відносної деформації арматури – напруження ” має практично лінійний характер. З графіка видно, що з першого по п'ятий цикл відбувається накопичення пластичних деформацій. Приріст деформацій між першим і п'ятим циклом при рівні $0,3F=13,8$ кН (8,28 кНм) складає 8×10^{-5} , при $0,6 F =27,6$ кН (16,56 кНм) склав 18×10^{-5} .

Стабілізація приросту відносних деформацій проходила на третьому – четвертому циклах. На п'ятому та дев'ятому циклах як було виконано в роботах [88, 100] верхній рівень навантаження. доводим до $0,85 F =34,5$ кН (20,7 кНм). Після довантаження балок на 5 та 9 циклу стабілізація напружень відбувається на 10-11 циклі навантаження.

Балки БЦ-3 та БЦ-4, після випробувань на малоциклові навантаження, доводились до руйнування таблиця 3.5. Після довантаження балок до $0,85 F$ відбувається стабілізація деформацій на дев'ятому – десятому циклах завантаження.

Таблиця 3.5 – Міцність експериментальних невідсилених балок за дії малоциклових навантажень

п/п	Назва балки	Експериментальний згинальний момент	Розрахунковий згідно ДСТУ Б В.2.6-156:2010, кН×м	$\delta = \frac{M^{norm} - M^{exp}}{M^{exp}} \times 100\%$
		M^{exp} , кН×м	M^{norm} , кН×м	δ , %
1	БЦ-3	13,8	13,2	2
2	БЦ-4	13,5	13,2	1

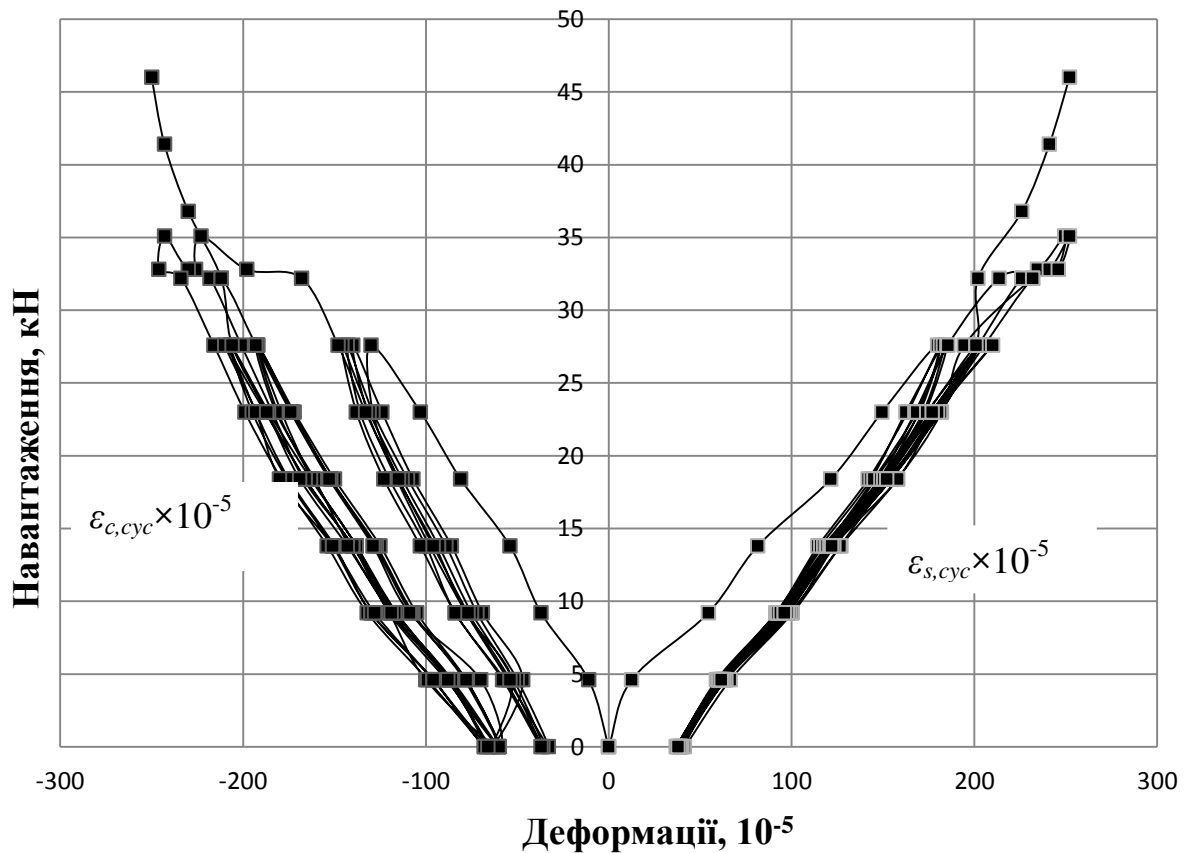


Рисунок 3.10 – Зміна деформацій розтягнутої арматури та стиснутого бетону в балці БЦ-3 при повторних навантаженнях

Балки БЦ-1, БЦ-2 після проведення випробувань знімалися, підсилювалися і повторно випробовувалися на повторні навантаження (цикли від руйнування балок БП-2_Б та БП-1_{СФБ}), з доведенням їх до руйнування.

Таблиця 3.6 – Ширина розкриття тріщин непідсилених балок

№ п/п	Шифр балки	Рівень наван-ння	Приріст ширини розкриття тріщин Δw , мм													
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
1	БЦ-1	0,3*	-	0,14	0,14	0,14	0,14	0,16	0,16	0,16	0,14	0,1	0,1	0,1	0,1	
		0,6*	-	0,16	0,16	0,16	0,16	0,20	0,20	0,20	0,22	0,16	0,16	0,16	0,16	
		0,85**					0,26				0,26					
2	БЦ-2	0,3*	-	0,06	0,06	0,06	0,08	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	
		0,6*	-	0,16	0,16	0,16	0,16	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18	0,10	
		0,85**					0,26				0,26					
3	БЦ-3	0,3*	-	0,06	0,06	0,06	0,06	0,08	0,08	0,08	0,10	0,10	0,08	0,08	0,08	
		0,6*	-	0,10	0,10	0,10	0,14	0,18	0,18	0,18	0,20	0,20	0,18	0,18	0,18	
		0,85**					0,22				0,24					
4	БЦ-4	0,3*	-	0,08	0,08	0,08	0,10	0,10	0,08	0,08	0,10	0,10	0,10	0,08	0,08	
		0,6*	-	0,12	0,12	0,12	0,16	0,16	0,14	0,14	0,18	0,18	0,18	0,16	0,16	
		0,85**					0,22				0,24				0,22	
5	БЦ-5	0,3*	-	0,10	0,10	0,10	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,10	0,10	
		0,6*	-	0,12	0,14	0,14	0,14	0,18	0,18	0,20	0,20	0,20	0,20	0,18	0,18	
		0,85**					0,22				0,28					
6	БЦ-6	0,3*	-	0,08	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,12	0,12	0,12	0,10	0,10	
		0,6*	-	0,14	0,16	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18	0,20	0,22	0,22	0,18	0,18
		0,85**					0,22				0,26					

* – в порівнянні з 1-м циклом навантаження.

** – в порівнянні з 5-м циклом навантаження.

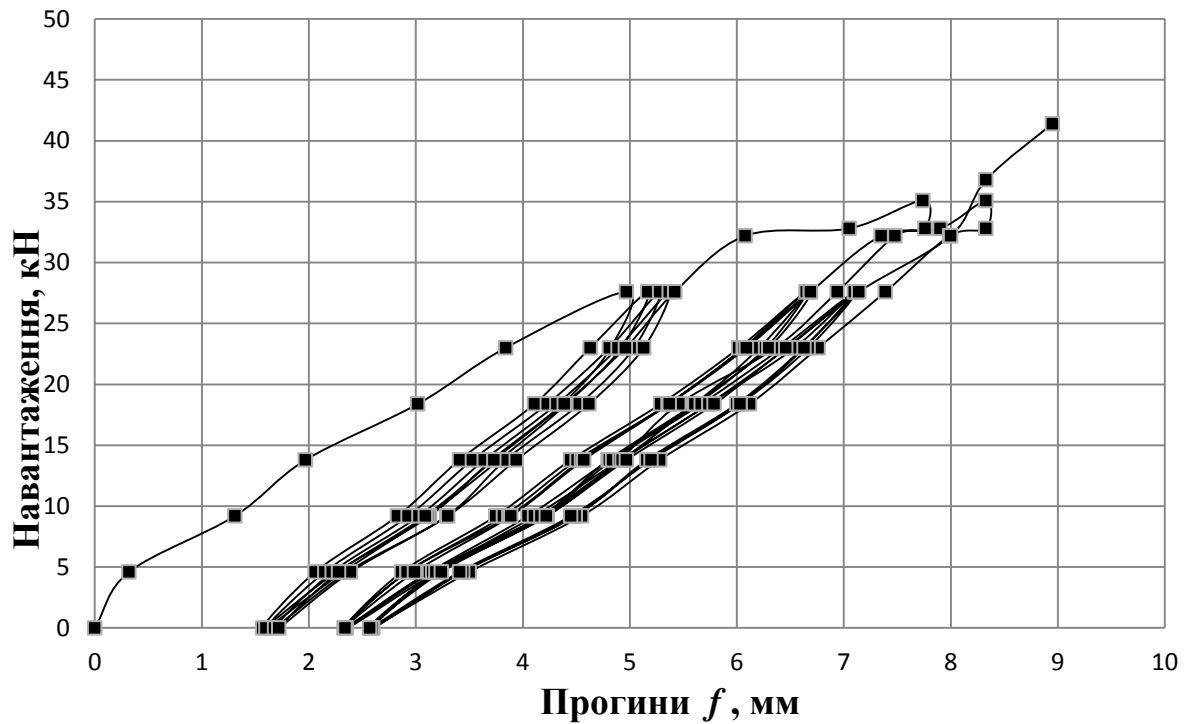


Рисунок 3.11 – Зміна прогинів в балці БЦ-3 при повторних навантаженнях

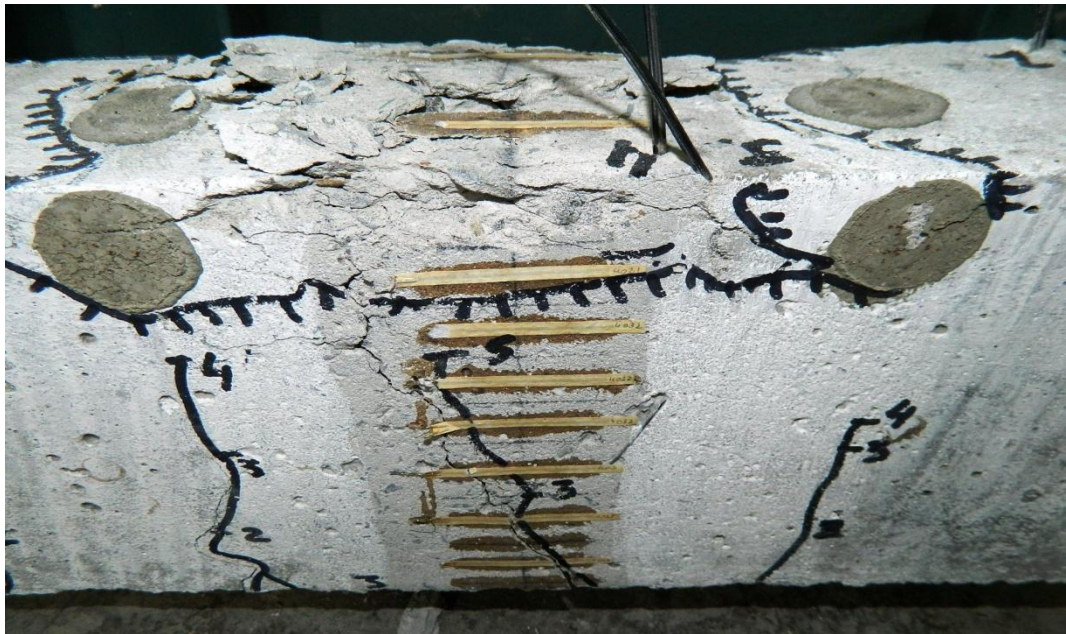


Рисунок 3.12 – Руйнування невідсиленої балки БЦ-3 за дії малоциклових навантажень

За результатами досліджень підсилених балок БЦП-2_Б та БЦП-1_{СФБ} на рис. 3.17 та 3.18 побудовані залежності максимальні відносної деформації бетону та бетону підсилення. Відносні деформації стрічки мають нелінійний характер. Зі збільшенням навантаження в роботу включилась стрічка.

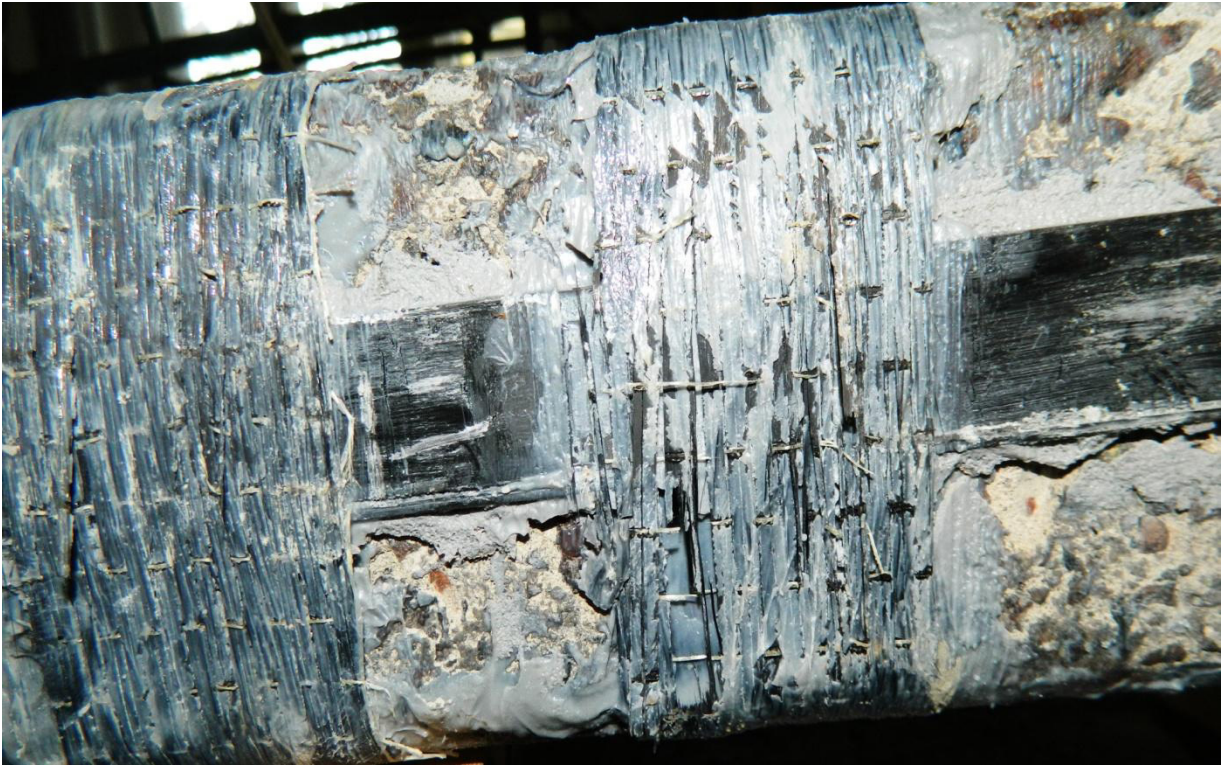


Рисунок 3.15 – Руїнування підсиленої балки БЦП-2Б

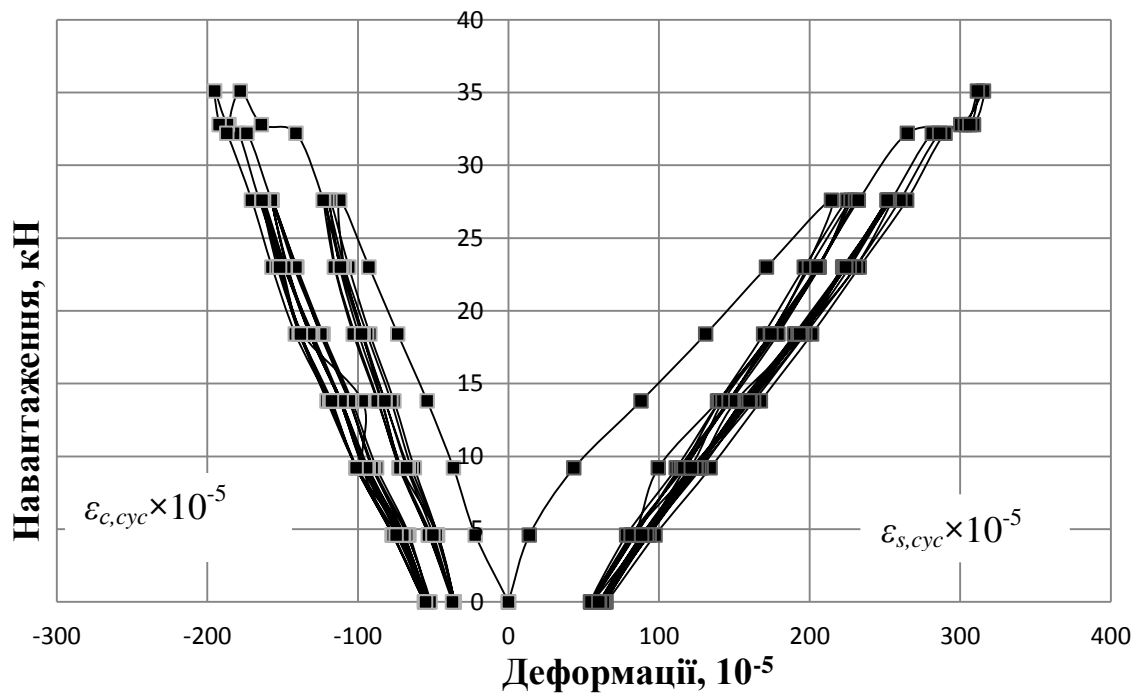


Рисунок 3.16 – Зміна деформацій розтягнутої арматури та стиснутого бетону в балці БЦ-2 до підсилення при повторних навантаженнях

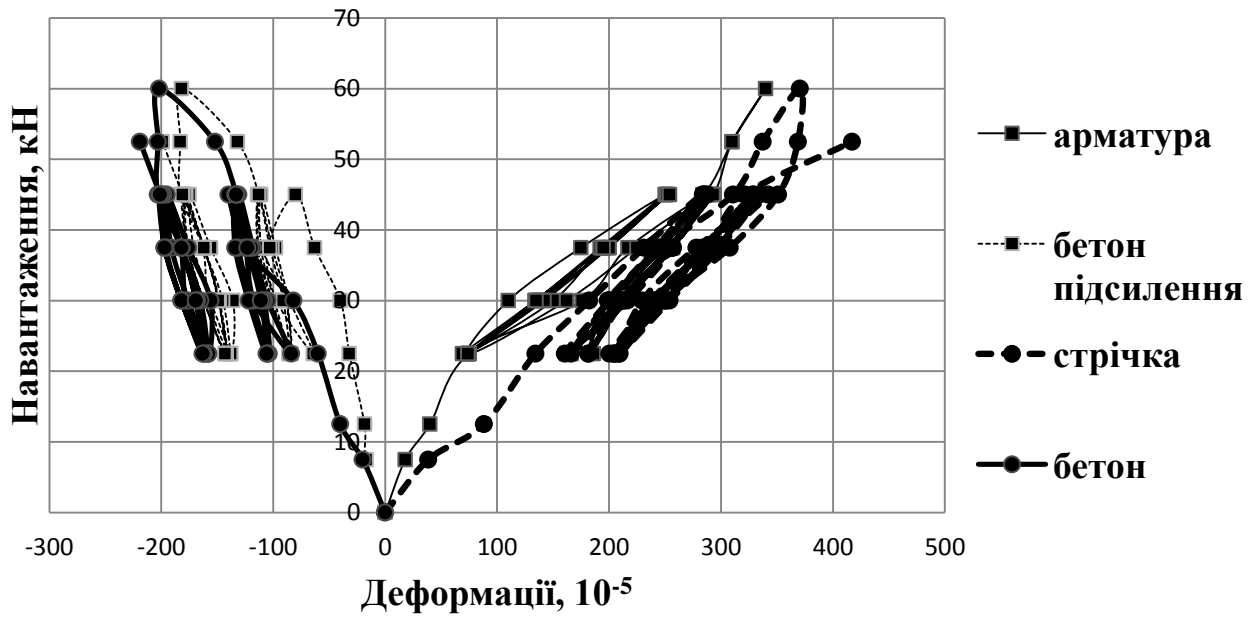


Рисунок 3.17 – Зміна деформацій розтягнутої арматури та стиснутого бетону в балці БЦП-2_Б після підсилення при повторних навантаженнях

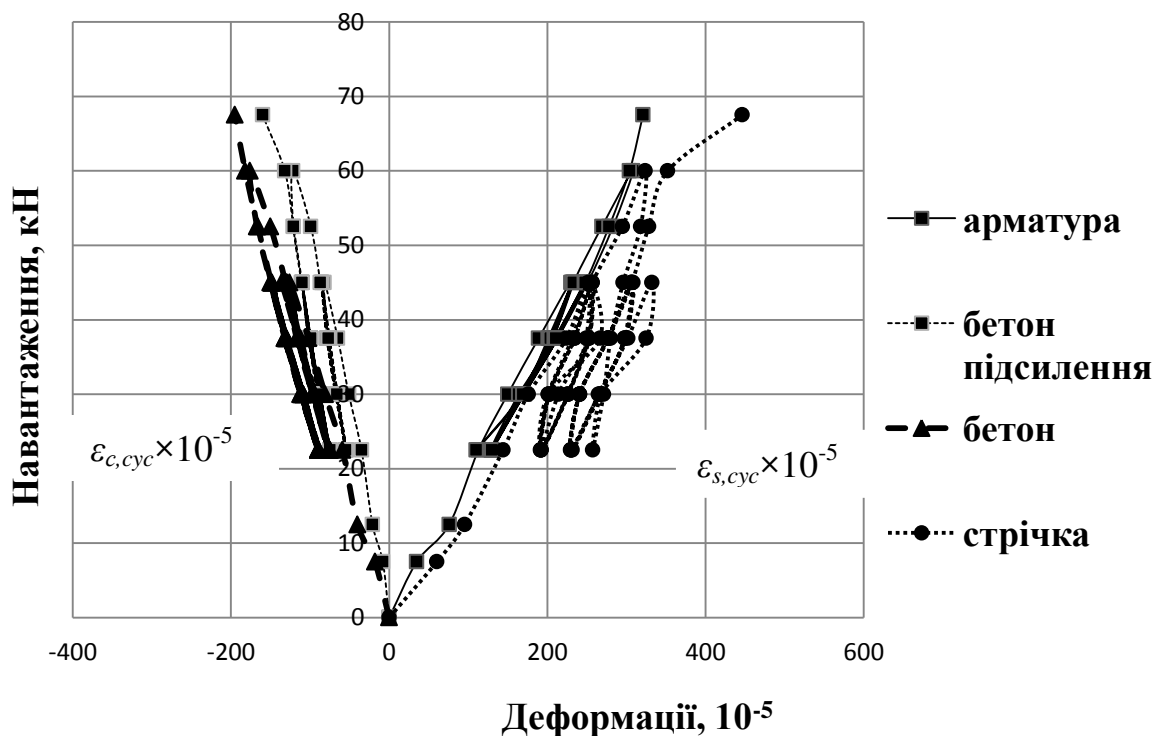


Рисунок 3.18 – Зміна деформацій розтягнутої арматури, стрічки, стиснутого бетону підсилення в балці БЦП-1_{CFB} після підсилення при повторних навантаженнях

З графіка видно, що з першого по п'ятий цикл відбувається накопичення пластичних деформацій. Приріст деформацій в арматурі балки БЦП-2_Б між

першим і четвертим циклом при рівні $0,3F = 22,5$ кН ($M=13,5$ кНм) складає 4×10^{-5} ; при $0,6F = 45$ кН ($M=27$ кНм) 4×10^{-5} . Стабілізація приросту відносних деформацій проходила на третьому – четвертому, та шостому – дев'ятому циклах. На п'ятому циклі збільшували навантаження до $0,85F = 60$ кН (36 кНм). Приріст деформацій в стрічці між першим і четвертим циклом при рівні $0,3F = 22,5$ кН (13,5 кНм) складає 4×10^{-5} ; при $0,6F = 45$ кН (27 кНм) 3×10^{-5} .

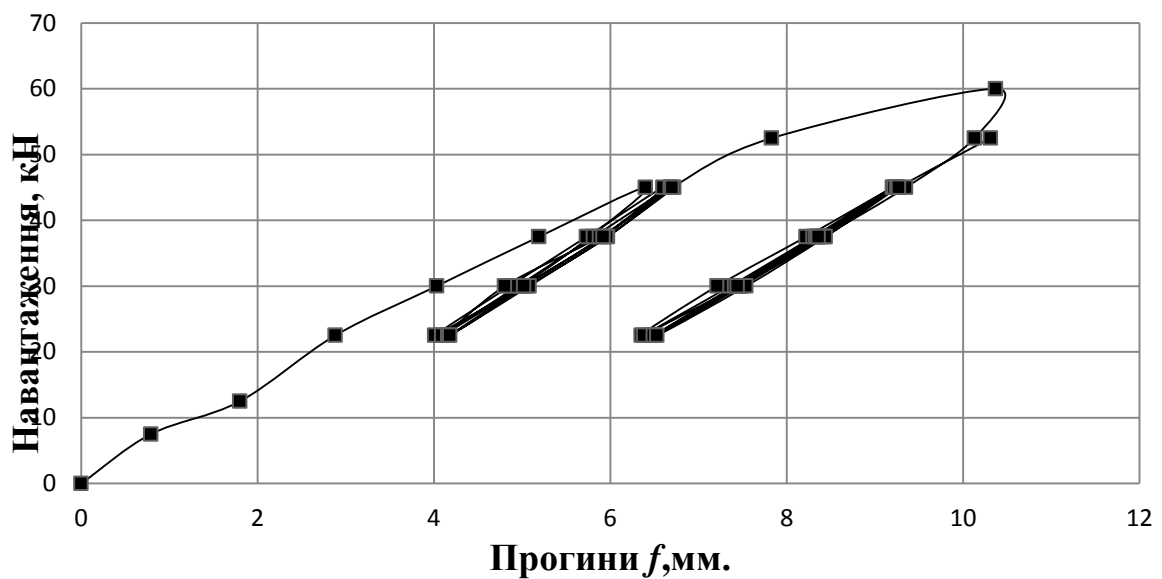


Рисунок 3.19 – Зміна прогинів в балці БЦП-2_Б після підсилення при повторних навантаженнях

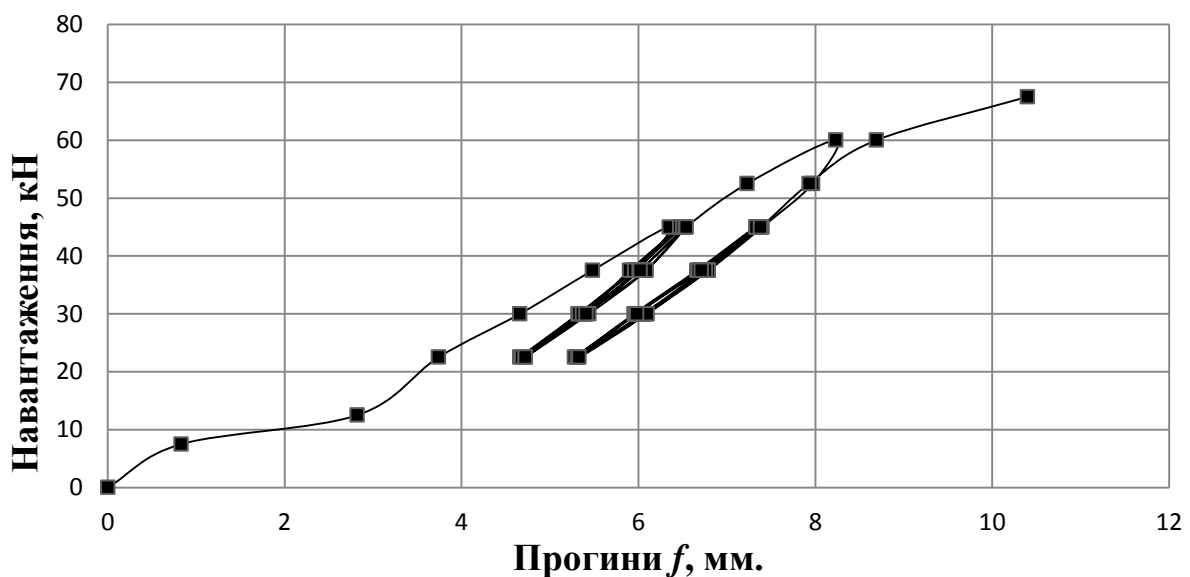


Рисунок 3.20 – Зміна прогинів в балці БЦП-1_{СФБ} після підсилення при повторних навантаженнях

Руйнування балок БЦП-2_Б БЦП-1_{СФБ} відбулося так само як і БП-1_Б, а саме, відбувся відрив стрічки від тіла бетону на ділянках між точкою прикладання сили і опорою. Прогини балок перед руйнуванням, становили БЦП-2_Б – 11,33 мм, БЦП-1_{СФБ} – 10,4 мм, а ширина розкриття тріщин для балки БЦП-2_Б - 0,26 мм, для балки БЦП-1_{СФБ} – 0,24 мм. Конструкція підсилення майже відразу вступає в роботу під час збільшення навантаження. Цим можна пояснити стрибки на діаграмі сумісною роботою бетону підсилення та вуглепластиків.

Малоциклові навантаження суттєво впливають на напружено-деформований стан залізобетонних балок. Повні деформації в бетоні і арматурі стабілізуються до четвертого циклу навантаження, а після збільшення навантаження на 5, 9 циклах, стабілізація відбувається до одинадцятого циклу навантаження. Внаслідок їхньої дії збільшуються повні і залишкові деформації бетону і арматури, прогини та ширина розкриття тріщин в балках.

Розвиток прогинів та тріщин у балках має однаковий характер як у підсилених дрібнозернистим бетоном так і сталевібробетоном. У балках підсилених сталевібробетоном відзначено незначне збільшення прогиноміцності близько 8% та тріщиностійкості біля 7% по відношенню до балок підсилених дрібнозернистим бетоном.

З аналізу графіків зміни прогинів в балці БЦП-2_Б після підсилення при повторних навантаженнях, видно приріст прогину на 2 мм після збільшення навантаження на п'ятому циклі. В балці БЦП-1_{СФБ} приріст прогину склав менше 1мм. Можна зробити висновки, що зразки підсиленні сталевібробетонном мають більшу жорсткість ніж підсиленні дрібнозернистим бетоном. Характер руйнування зразків – пластичний, оскільки в роботу системи підсилення стиснутої зони включається фібра, яка сприймає навантаження від крупного заповнювача.

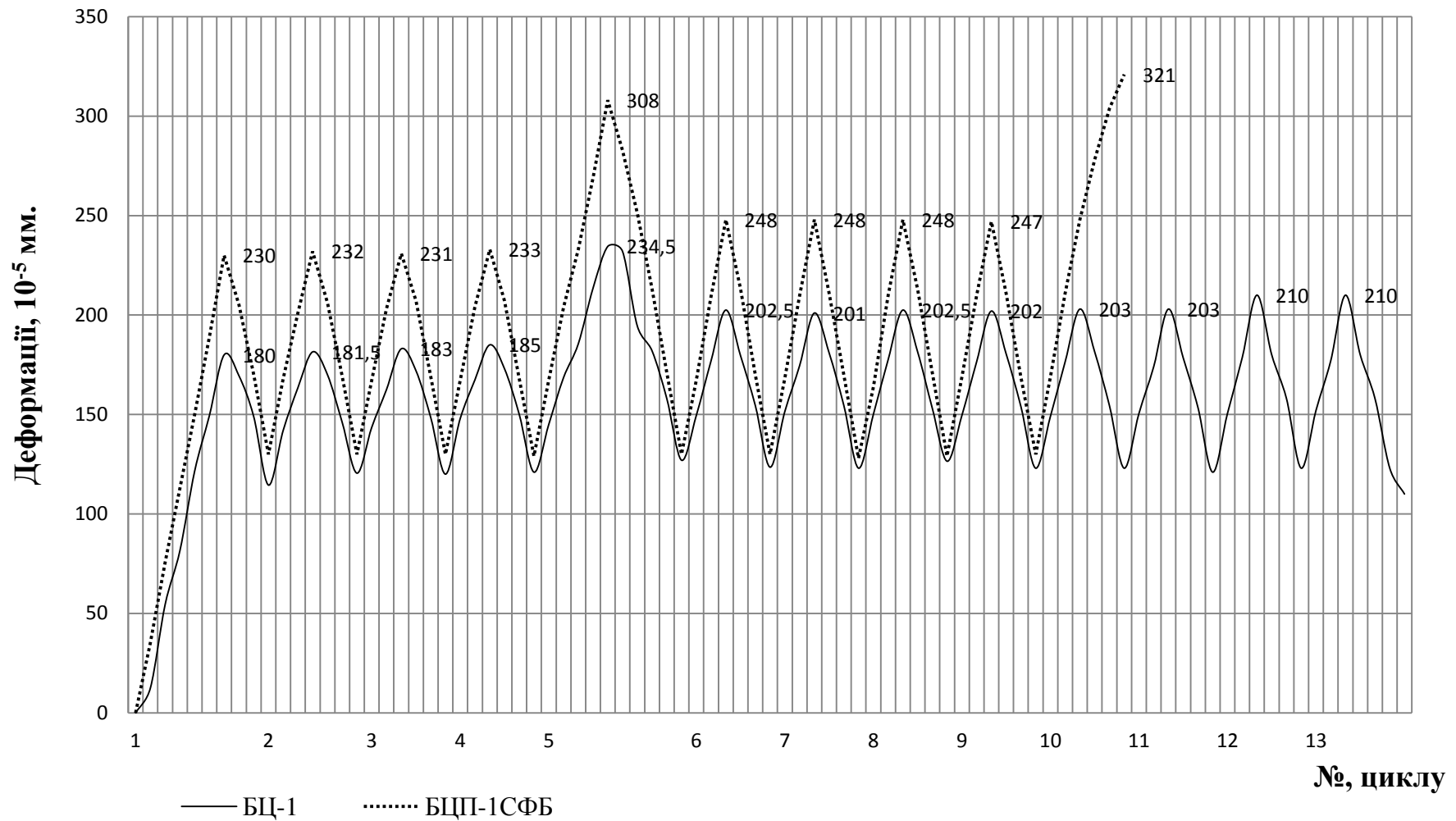


Рисунок 3.21 – Деформування робочої арматури бетону дослідних балок випробуваних до та після підсилення при однакових рівнях малоциклового навантаження

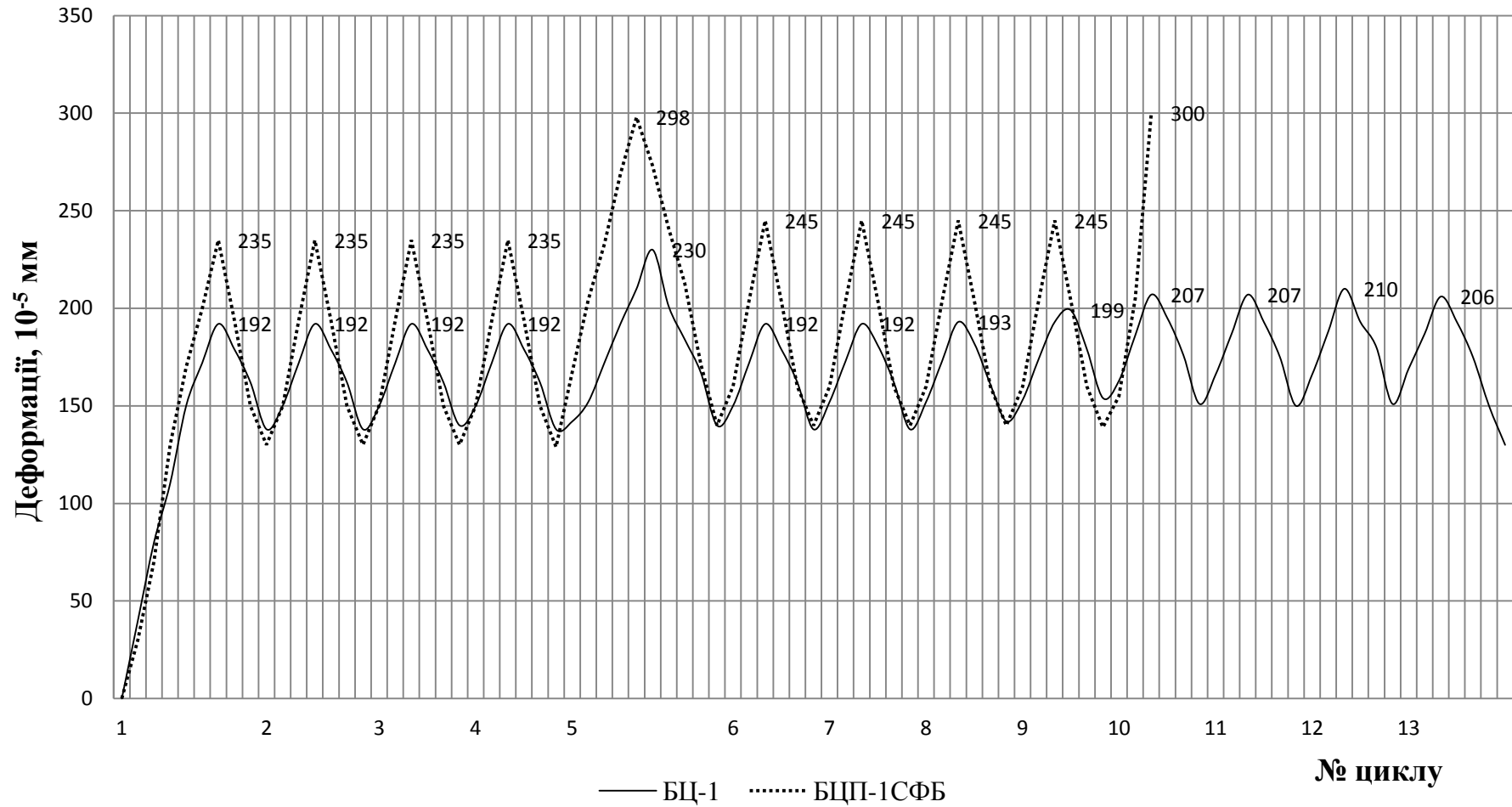


Рисунок 3.22 – Деформування стиснутих фібрових волокон бетону дослідних балок випробуваних до та після підсилення при однакових рівнях малоциклового навантаження

На рис 3.21 та 3.22 показано деформування стисненої фібри бетону та робочої арматури непідсиленої балки БЦ-1 та підсиленої БЦП-1_{СФБ}, випробуваних при однакових рівнях навантаження. З графіків видно, що криві майже накладаються. Лінія деформування балки БЦП-1_{СФБ} наближається до лінії деформування БЦ-1, з якими була підсилена балка. Деформування робочої арматури проходить аналогічно. Залишкові деформації при розвантаженні балок на кожному циклі склали близько 40×10^{-5} .

При навантаженні до моменту тріщиноутворення прогини у балках практично однакові. Ширина розкриття тріщин в непідсиленних балках при однакових величинах навантаження є більшою, ніж в підсиленних. На початкових етапах навантаження прогини балок практично не відрізняються. У підсиленних балках зі збільшенням навантаження прогини, у порівнянні з не підсиленними, зменшуються. За рахунок включення в роботу систем підсилення (сталефібробетону та стрічки). Ефект підсилення перед руйнуванням у порівнянні із непідсиленними балками склав 60,9%, балок підсиленних у стиснутій зоні сталефібробетоном, та 32,8% у балках підсиленних дрібнозернистим бетоном. Прогин підсиленних балок пред руйнуванням склав 10,4 мм у балки БЦП-1_{СФБ} та 11,33 мм у балки БЦП-2_Б.

3.5. Напружено-деформований стан та несуча здатність залізобетонних балок, підсиленних під навантаженням, за дії малоциклових навантажень

За результатами дослідження напружено-деформованого стану балки БЦ-5 побудовано залежності зміни деформацій бетону в стиснутій зоні балки за дії малоциклового повторного навантаження (рис. 3.23), а також діаграму деформування розтягнутої арматури для найбільш завантаженого нормального перерізу. Як видно з рис. 3.23, залежність “відносної деформації бетону – навантаження” має нелінійний характер, проте залежність “відносної деформації арматури – навантаження” має практично лінійний характер.

З графіка видно, що з першого по п'ятий цикл відбувається накопичення пластичних деформацій. Приріст деформацій між першим і п'ятим циклом при

рівні $0,3F=13,8$ кН ($M=8,28$ кНм) складає 10×10^{-5} ; при $0,6F=27,6$ кН ($M=16,56$ кНм) 21×10^{-5} . Стабілізація приросту відносних деформацій проходила на третьому–четвертому. На п'ятому та дев'ятому циклах ми збільшуємо навантаження до $0,85F=34,5$ кН ($M=20,7$ кНм). Після довантаження балок на 5 та 9 циклах стабілізація деформацій відбувається на 10-13 циклу навантаження. З графіка (рис. 3.23) видно як працює розтягнута арматура на всіх циклах завантаження-розвантаження. Можна зазначити що, після довантаження балок до $0,85F$ відбувається стабілізація деформацій на десятому – одинадцятому циклах завантаження. Внаслідок перерозподілу зусиль в балці спостерігалось накопичення деформацій в арматурі, яке дорівнювало в середньому значенню по балках.

За результатами дослідження напружено-деформованого стану балки БЦ-6 із залежності “відносної деформації бетону – навантаження” має нелінійний характер, проте залежність “максимальні відносної деформації арматури – навантаження” має практично лінійний характер. З графіка (рис. 3.24) видно, що з першого по п'ятий цикл відбувається накопичення пластичних деформацій. Приріст деформацій між першим і п'ятим циклом при рівні $0,3F=13,8$ кН ($M=8,28$ кНм) складає 10×10^{-5} ; при $0,6F=27,6$ кН ($M=16,56$ кНм) 19×10^{-5} . Стабілізація приросту деформацій проходила на третьому – четвертому циклах. На п'ятому та дев'ятому циклах ми збільшуємо навантаження до $0,85F=34,5$ кН ($M=20,7$ кНм) як було виконано в роботах [35, 87]. Після довантаження балок на 5 та 9 циклах стабілізація напружень відбувається на 10-13 циклах навантаження. З графіка (рис. 3.24) видно як працює розтягнута арматура на всіх циклах завантаження-розвантаження. Можна зазначити після довантаження балок до $0,85F$ відбувається стабілізація деформацій на десятому – одинадцятому циклах завантаження.

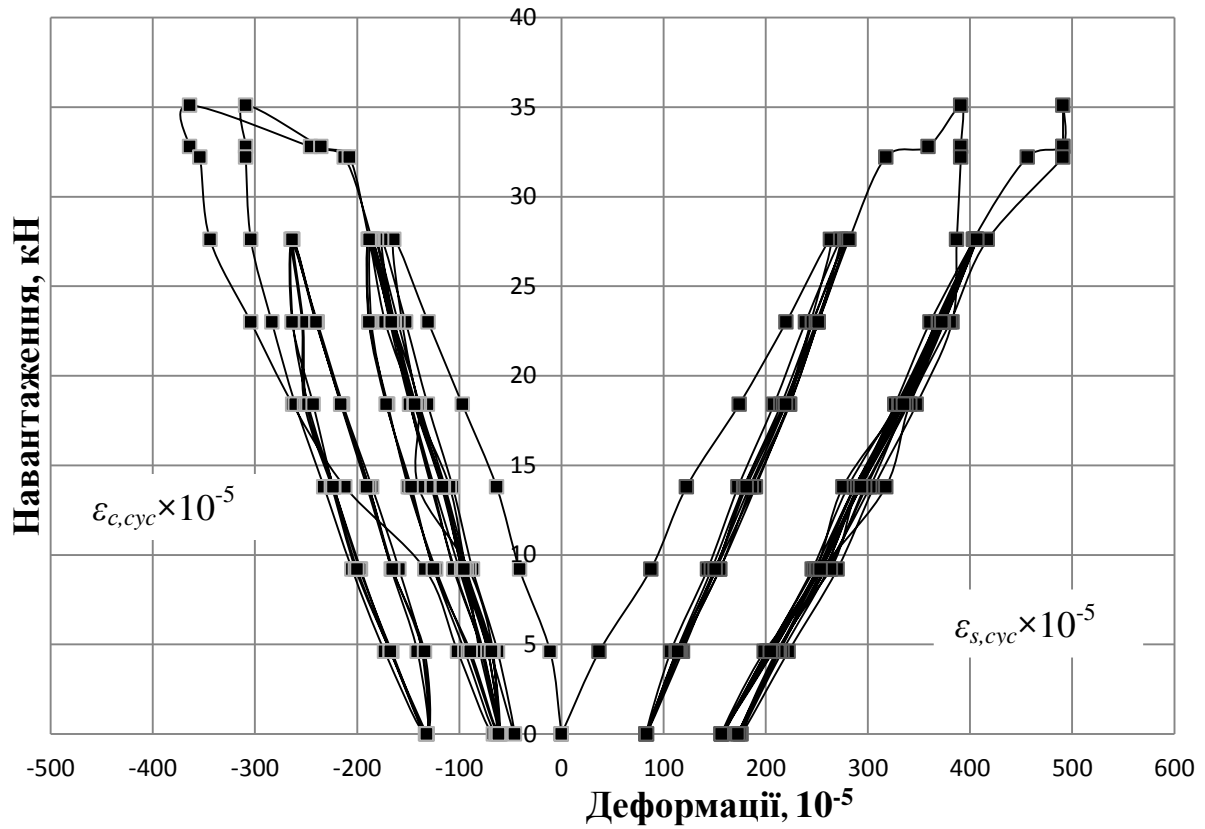


Рисунок 3.23 – Зміна деформацій розтягнутої арматури та стиснутого бетону в балці БС-5 до підсилення при повторних навантаженнях

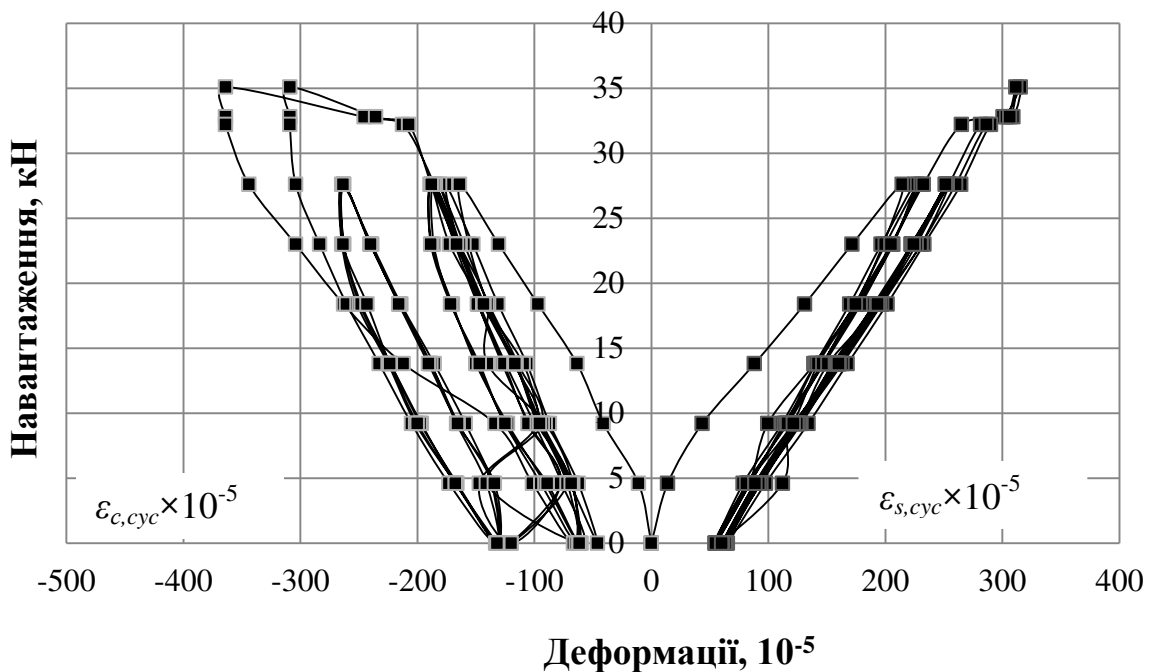


Рисунок 3.24 – Зміна деформацій розтягнутої арматури та стиснутого бетону в балці БС-6 до підсилення при повторних навантаженнях

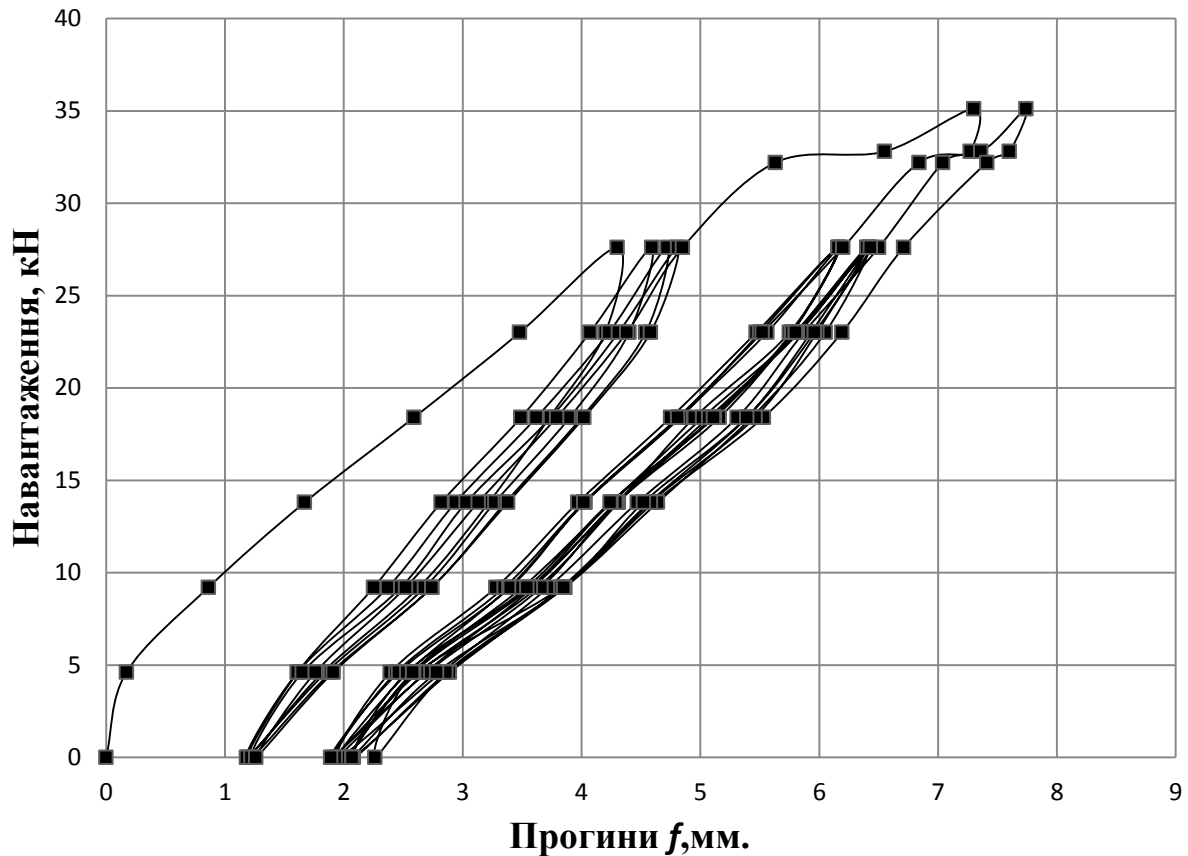


Рисунок 3.25 – Зміна прогинів балок в балці БЦ-5 до підсилення при повторних навантаженнях

Балки БЦ-5, БЦ-6 підсилювались під навантаженням $0,6F=45$ кН (27 кНм) і повторно випробовувались на повторні малоциклові навантаження (цикли від руйнування балок БП-2_Б та БП-1_{СФБ}), з доведенням їх до руйнуванням (БЦП_{0,6-5Б} та БЦП_{0,6-6СФБ}).

За результатами досліджень підсилених балок БЦП_{0,6-5Б} та БЦП_{0,6-6СФБ} на рис. 3.23 та 3.24 побудовані залежності відносної деформації бетону, бетону підсилення – навантаження які мають нелінійний характер, та залежність відносної деформації арматури – навантаження в них має практично лінійний характер. Залежності відносної деформації стрічки також мають нелінійний характер. Із збільшенням навантаження стрічка сприймала основне навантаження. З графіка видно, що з першого по п'ятий цикл відбувається накопичення пластичних деформацій. Приріст деформацій в арматурі балки БЦП_{0,6-5Б} між першим і четвертим циклом при рівні $0,3F=22,5$ кН ($M=13,5$ кНм) складає 4×10^{-5} , при $0,6F=45$ кН ($M=27$ кНм) 4×10^{-5} . Стабілізація приросту

відносних деформацій проходила на третьому – четвертому, та шостому – дев'ятому циклах. На п'ятому та дев'ятому циклах ми давали збільшення навантаження до $0,85F=60$ кН ($M=36$ кНм).

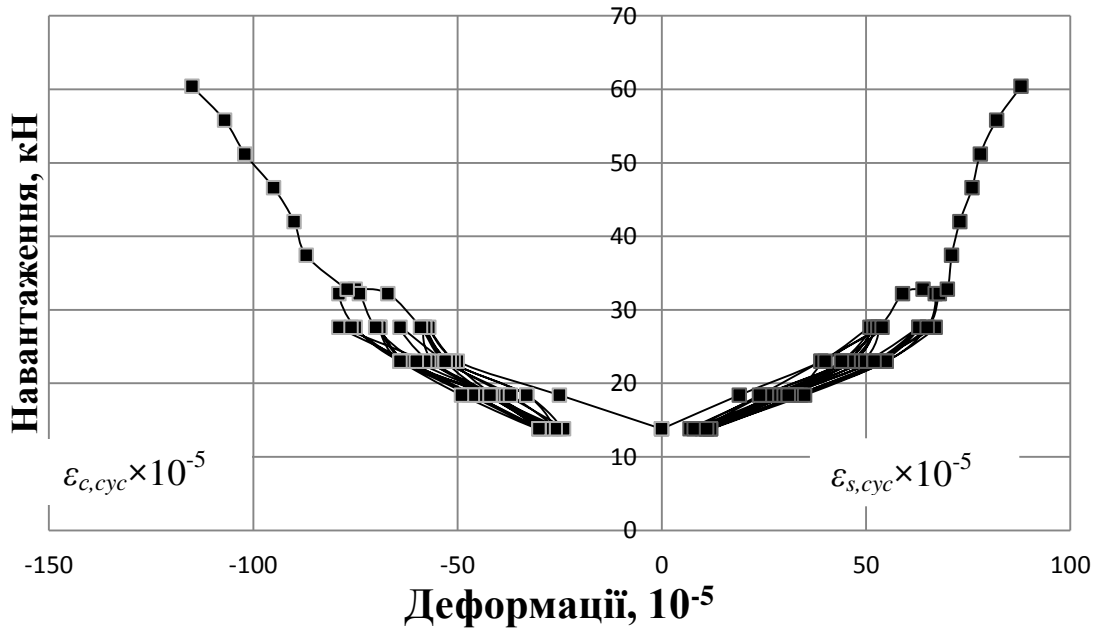


Рисунок 3.26 – Зміна деформацій розтягнутої арматури та стиснутого бетону в балці БЦП_{0,6}-6_{CFB} після підсилення (без залишкових деформацій)

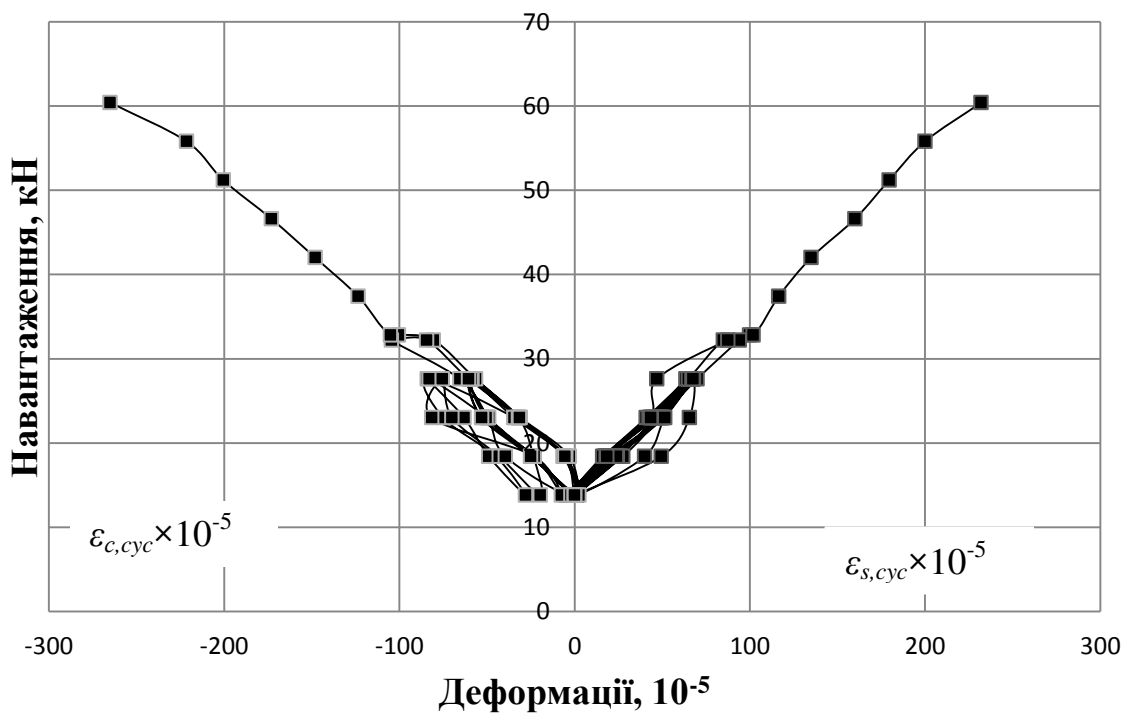


Рисунок 3.27 – Зміна деформацій розтягнутої арматури та стиснутого бетону в балці БЦП_{0,6}-5_Б після підсилення (без залишкових деформацій)

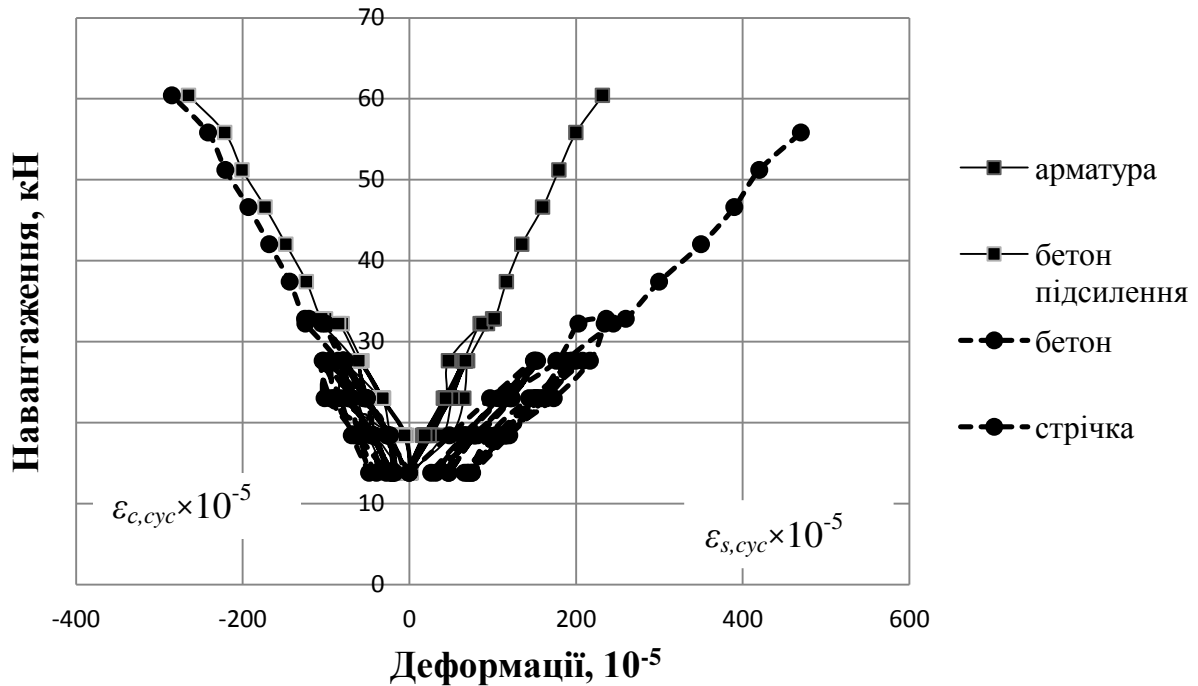


Рисунок 3.28 – Зміна деформацій розтягнутої арматури та стиснутого бетону в балці БЦП_{0,6-5Б} після підсилення (без залишкових деформацій)

З графіка рис.3.28 видно, що з першого по п'ятий цикл відбувається накопичення пластичних деформацій у бетоні. Приріст деформацій в системі стрічки підсилення балки БЦП_{0,6-5Б} між першим і четвертим циклом при рівні $0,3F=22,5$ кН ($M=13,5$ кНм) складає 4×10^{-5} ; при $0,6F=45$ кН ($M=27$ кНм) 3×10^{-5} . Стабілізація приросту відносних деформацій проходила на третьому – четвертому, та шостому – дев'ятому циклах. На п'ятому циклі збільшували навантаження до $0,75F=60$ кН ($M=36$ кНм).

Приріст деформацій в системі підсилення стрічки балки БЦП_{0,6-6СФБ} між першим і четвертим циклом при рівні $0,3F=22,5$ кН ($M=13,5$ кНм) складає 5×10^{-5} ; при $0,6F=45$ кН ($M=27$ кНм) 5×10^{-5} . Стабілізація приросту відносних деформацій проходила на третьому – четвертому, та шостому - дев'ятому циклах. На п'ятому циклі ми давали сплеск навантаження $0,75F=60$ кН ($M=36$ кНм).

Конструкція підсилення майже відразу вступає в роботу під час збільшення навантаження. Цим можна пояснити стрибки на діаграмі, що обумовлено сумісною роботою бетону підсилення та вуглепластиків [35, 37].

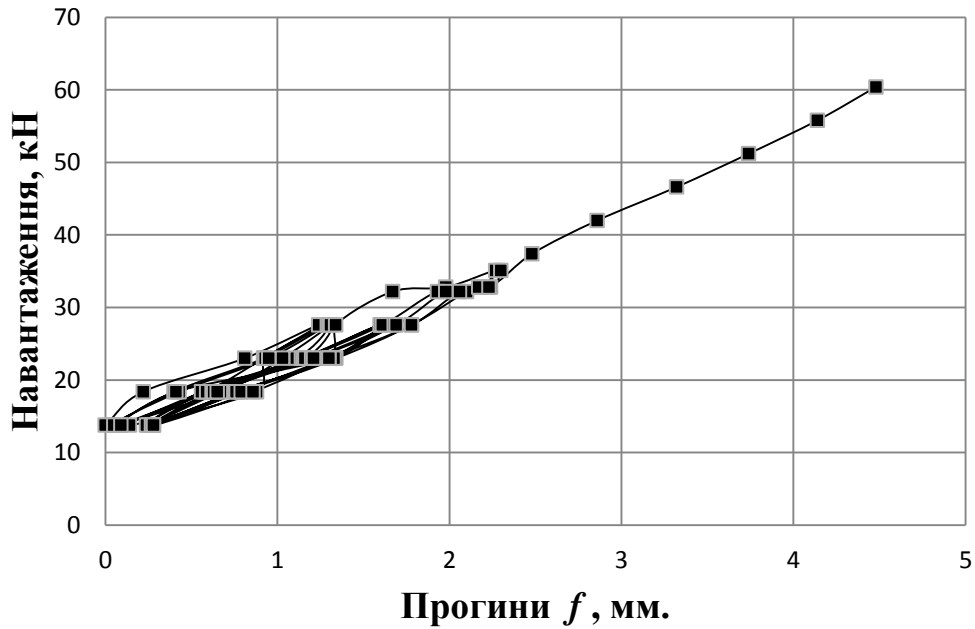


Рисунок 3.30 – Зміна прогинів балки БЦП 0,6-б СФБ при повторних навантаженнях

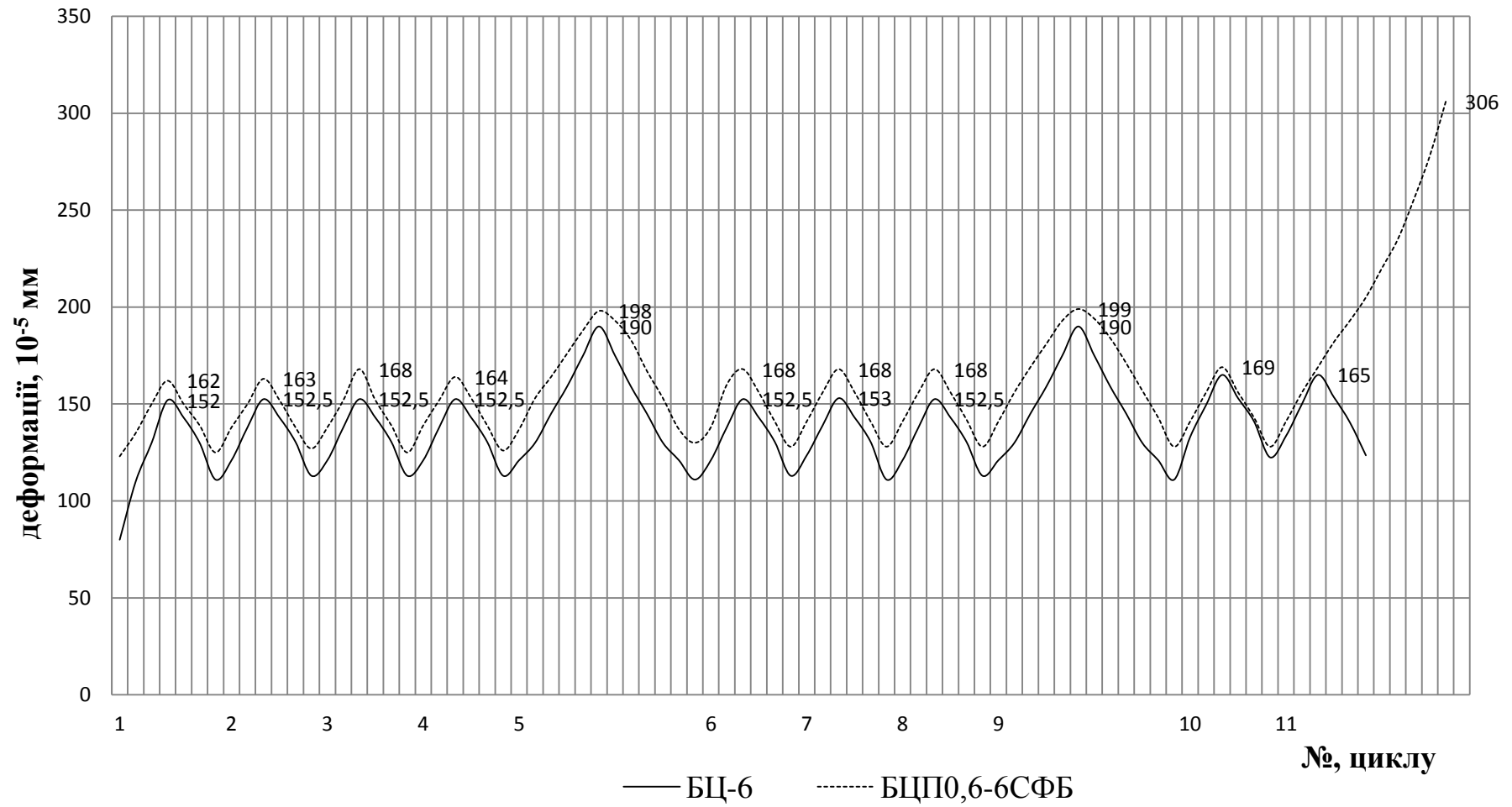


Рисунок 3.30 – Деформування стисненої фібри бетону дослідних балок випробуваних до та після підсилення при однакових рівнях малоциклового навантаження

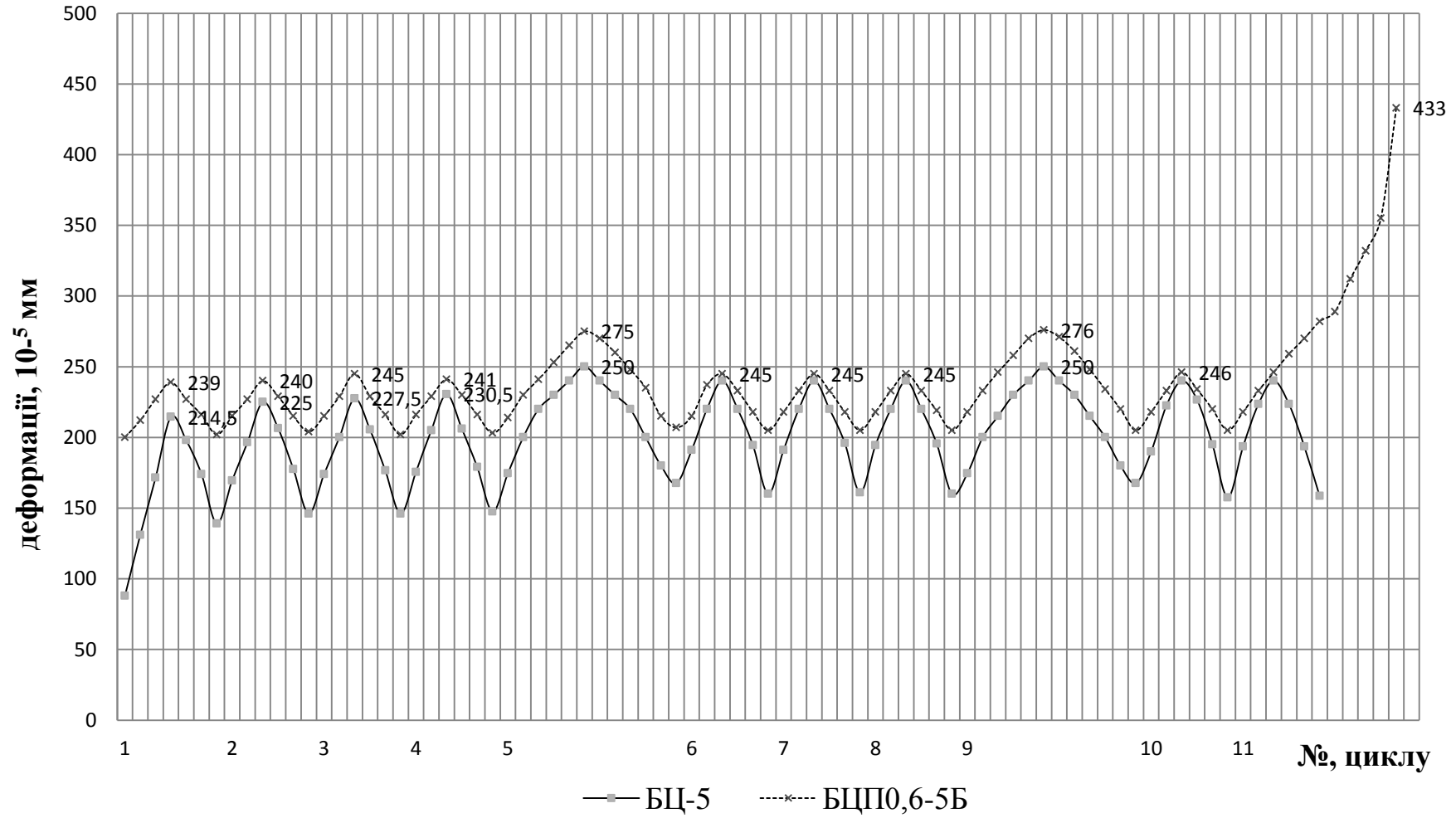


Рисунок 3.31 – Деформування робочої арматури бетону дослідних балок випробуваних до та після підсилення при однакових рівнях малоциклового навантаження

На рис 3.30 та 3.31 показано деформування крайньої стисненої фібри бетону та внутрішньої сталевий робочий арматури непідсиленої балки БЦ-5 та підсиленої БЦП_{0,6}-5_Б, випробуваних при однакових рівнях навантаження. З графіків видно, що криві майже накладаються. Лінія графіку балки БЦП_{0,6}-5_Б проходить біля лінії графіку БЦ-5, з якими була підсилена балка. Деформування внутрішньої сталевий арматури проходить аналогічно. Залишкові деформації при розвантаженні балок на кожному циклі склали близько 30×10^{-5} . На графіках спостерігається ефект попереднього напруження, оскільки порівнюючи з графіками балок підсиленних під навантаженням графіки без навантаження мають більший приріст деформації.

При навантаженні до моменту тріщиноутворення прогин у балках відбувається практично однаково. Ширина розкриття тріщин в непідсиленних балках при однакових величинах навантаження є більшою, ніж в підсиленних. На початкових етапах навантаження прогини підсиленних балок практично не відрізняються. У підсиленних балках зі збільшенням навантаження прогини, у порівнянні з не підсиленними, зменшуються. За рахунок включення в роботу систем підсилення (сталевий фібробетону та стрічки).

Напружено-деформований стан підсиленних балок під навантаженням під час випробування умовно можна розділити на три стадії, як описано у роботах [3, 37, 60, 62]. Ці стадії спостерігають і у інших серіях підсиленних балок. На першій стадії після підсилення в роботу включалась стрічка, сталевий фібробетон та дрібнозернистий бетон, тому приріст деформації основної арматури значно зменшувався. Друга стадія починалася з приросту деформації робочий арматури, прогинів та утворення похилих тріщин другого порядку, досягнення граничних напружень в стрічці. Руйнування – остання третя стадія. На третій стадії роботи балки спостерігався стрімкий приріст деформації робочий арматури, та значне збільшення прогинів балки.

Ефект підсилення перед руйнуванням у порівнянні із непідсиленними балками склав 65,5% балок підсиленних у стиснутій зоні сталевий фібробетоном, та 66,5% у балках підсиленних дрібнозернистим бетоном. Прогини підсиленних

балок перед руйнуванням із врахуванням залишкових прогинів при підсиленні склав 9,73 мм у балки БЦП_{0,6-6} СФБ та 10,2 мм у балці БЦП_{0,6-5Б}.

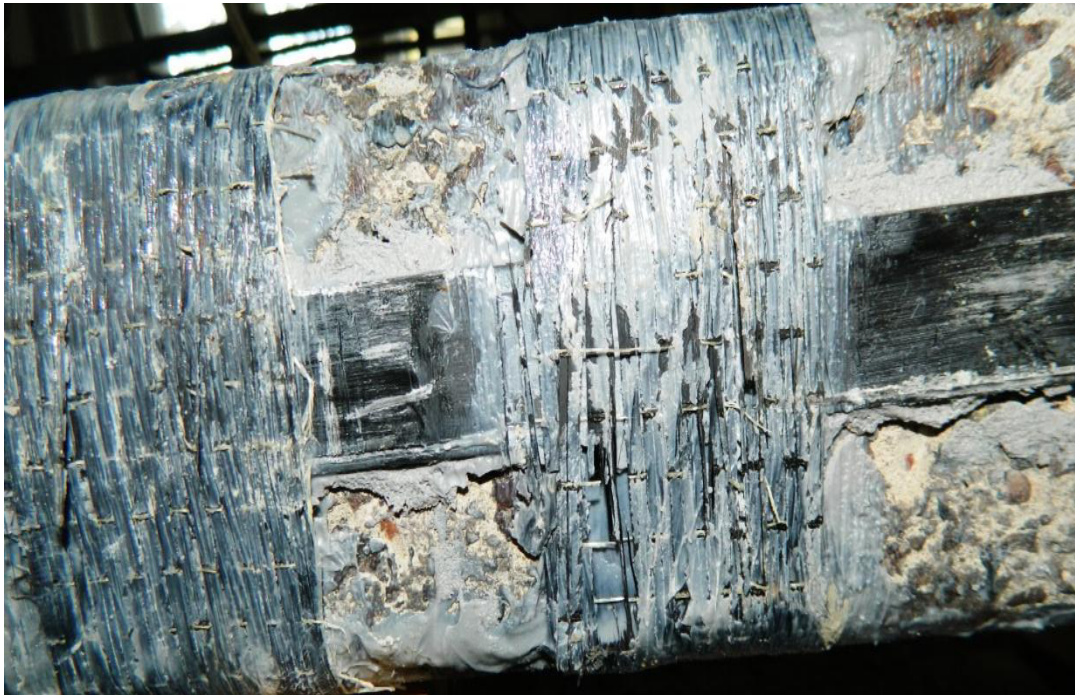


Рисунок 3.32 – Руйнування балки БЦП_{0,6-5Б} та БЦП_{0,6-6} СФБ підсиленої під навантаженням за дії малоциклових впливів (зміщення полотна та відрив стрічки від тіла балки)

3.6. Сумісна робота систем підсилення відносно тіла підсилених балок

Система підсилення стиснутої зони під навантаженням виконувалась за схемою, що була розроблена у НУ "Львівська політехніка" Бліхарським З.Я. та Дубіжанським Д.І. [60]. Для передачі навантаження на балку, під час підсилення в стиснуту зону вкладали закладні деталі, які сприймали навантаження від траверси під час бетонування. за технологією наведеною в пункті 2.2. Склад матеріалу підсилення наведено в пункті 2.1.

Для підсилення розтягнутої зони була прийнята ширина композитної стрічки 25 мм. На приопорних ділянках виконували анкерування композитної стрічки дослідних зразків балок за схемою, що була розроблена у НУ "Львівська політехніка" [15], та за рекомендаціями Собка Ю.М. та Аришина О. В. За технологією наведеною в пункті 2.2 один шар полотна клеївся під стрічку обмотуючи тіло балки утворюючи анкеруюче кільце. Другий шар таких самих розмірів наносився поверх першого та стрічки (див. рис. 2.4; 2.13). Останній шар ламінування анкерівки забезпечує надійне зчеплення стрічки з тілом балок, та приклеювання до попереднього шару ламінування. Перший шар ламінату збільшує площу приклеювання стрічки та додатково анкерує її до балки на опорах.

Під час проведення експерименту із збільшення несучої здатності дослідних балок можна ствержувати про ефективність даного одночасного підсилення стиснутої та розтягнутої зон.

Виділено такий випадок руйнування підсилених експериментальних балок. При досягненні граничного навантаження відбувався відрив стрічки на ділянці між точкою прикладання сили та опорою. Стрімко ріс прогин та розвивались тріщини, утворювалась похила тріщина другого типу. При цьому система анкерування продовжувала утримувати стрічку. При подальшому навантаженні відбувався розрив та зім'яття волокон полотна анкерування по грані стрічки та відрив стрічки від тіла бетону практично по всій довжині між анкеруванням полотном. Зміщення країв композитної стрічки у системі анкерування, з наступним роздробленням стиснутої зони бетону.

Таблиця 3.11 –Результати дослідження несучої здатності балок

Назва балки	Площа поперечного перерізу елемента підсилення			Площа армування внутрішньої сталеві арматури	Експериментальний згинальний момент	Ефект підсилення
	$A_f, \text{см}^2$	$A_b, \text{см}^2$	$A_{sfb}, \text{см}^2$	$A_s, \text{см}^2$	$M_{ULS}^{\text{exp}}, \text{кН}\times\text{м}$	$\delta_{ULS}^{\text{exp}}, \%$
БО-1	-	-	-	1,57	13,4	-
БО-2	-	-	-	1,57	13,0	-
БЦ-3	-	-	-	1,57	13,5	-
БЦ-4	-	-	-	1,57	13,8	-
БП-1 _{СФБ}	0,3	-	50	1,57	20,91	46,7
БП-2 _Б	0,3	50	-	1,57	22,46	57,6
БЦП-1 _{СФБ}	0,3		50	1,57	21,96	60,9
БЦП-2 _Б	0,3	50	-	1,57	18,13	32,8
БЦП _{0,6-5Б}	0,3	50	-	1,57	22,72	66,5
БЦП _{0,6-6СФБ}	0,3	-	50	1,57	22,59	65,5

У цьому випадку має місце чинник руйнування зразків, внаслідок руйнування контактної зони на відстані між прикладеними вертикальними зусиллями. Стиснута зона деяких балок залишилася практично не зруйнованою. Це свідчить про те, що чинником руйнування зразків виявилась міцність контактної зони з початком відриву стрічки.

У другому випадку виявлений інший вид руйнування підсиленних зразків. При навантаженні $0,70F$ та $0,85F$ з'являються похилі тріщини другого порядку. Зі збільшенням навантаження ближче до руйнівного відбувається стрімкий приріст деформації, та значне збільшення прогинів балки. Розкриття похилої тріщини другого типу більше граничного та зім'яття зони опирання балки на

опорі, при одночасному відриву стрічки на ділянці між точкою прикладання сили та опорою. При цьому система підсилення продовжувала утримувати стрічку підсилення і конструкція балки в цілому сприймала навантаження. Це пов'язане з міцністю бетону балки на опорах оскільки система анкерування стрічки не заходила за опору. Улаштування стрічки під опору не можна було виконати оскільки балка знаходилась під навантаженням в установці, спроба виконати такі роботи могли призвести до випадання балки із установки чи падіння домкрата із балки.

На експлуатаційній стадії роботи основні конструкції балок та система підсилення стиснутої і розтягнутої зон працюють спільно. На останніх стадіях напружено-деформованого стану виникає розшарування стиснутої зони нового шару підсилення від бетону балки.

Під час випробовування спостерігалось незначне викривлення волокон полотна в перпендикулярному напрямку до поздовжньої осі балки. Після випробування балок, нанесення тріщин та їх огляду, було виявлено зміщення стрічки відносно центра дослідної балки. Волокна ламінату підсилення були розірвані по обидві сторони граней стрічки.

Індикаторами годинникового типу 1 МИГ на базі 200 мм в розтягнутій зоні, під час проведення експерименту, фіксувалося зміщення композитної стрічки відносно тіла балки. Під час досліду також фіксувалося зміщення шару бетону підсилення відносно тіла балки. Відрив елемента підсилення відбувався з однієї із сторін, до відриву величина зміщення з обох боків тіла балки була практично однаковою. Ще можна сказати і про зміщення шару бетону підсилення відносно тіла балки. У цьому випадку відбувається ефект описаний у роботі [92, 93].

Таблиця 3.12 – Характер руйнування експериментальних балок

Тип балки	Величина згинального моменту перед руйнуванням $M, \text{кНм}$	Характер руйнування
БЦП-1 _{СФБ} ; БЦП _{0,6-6} СФБ БП-2 _Б ; БП-1 _{СФБ} БЦП _{0,6-5} Б; БЦП-2 _Б	21,96 22,59 22,46 20,91 22,72 18,13	за нормальними перерізами (відрив стрічки)
БО-1; БО-2; БЦ-3; БЦ-4	13,4 13,0 13,5 13,8	за нормальними перерізами



Рисунок 3.35 – Індикатори для виміру сумісного деформування бетону підсилення та бетону балки

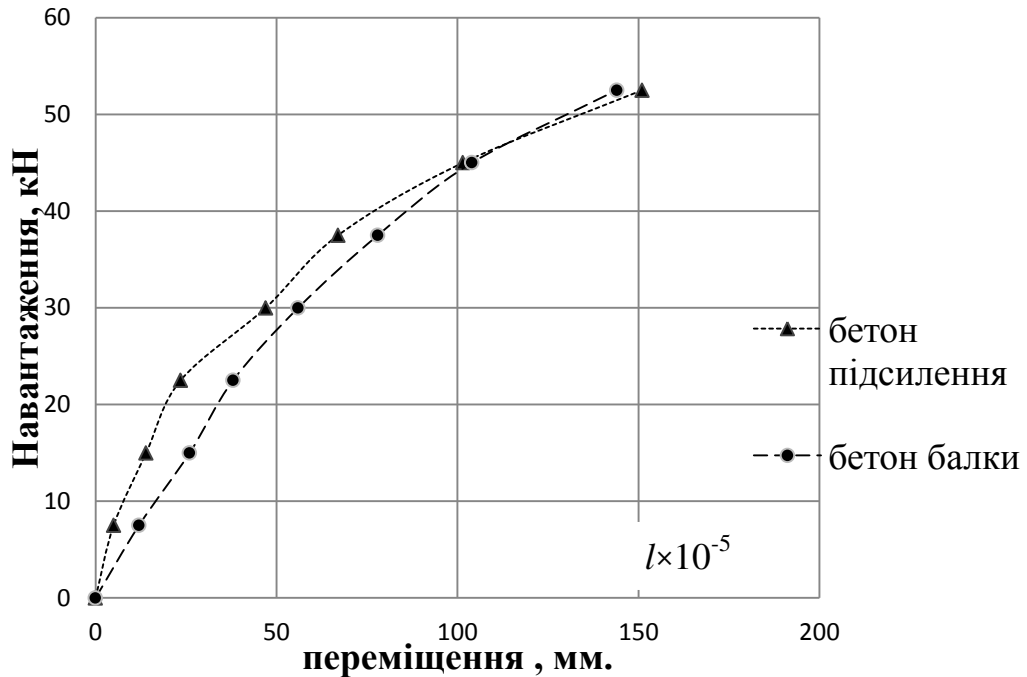


Рисунок 3.36 – Сумісне деформування шару підсилення та бетону балки випробуваних однократним навантаженням

На рис. 3.36 наведено графік сумісного деформування шару підсилення стиснутої зони та бетону балки БП-2_б, що підсилювалась без попереднього випробування. Якщо порівняти ці дві криві, то можна побачити, що вони перетинаються в точці, яка відповідає моменту зовнішнього навантаження в 45 кН. До цієї точки сумісні переміщення бетону підсилення та бетону балки є меншими. Після зростання навантаження відбувається переміщення бетону підсилення і перед руйнуванням відбувається незначне переміщення бетону підсилення від тіла балки. При подальшому навантаженні зростає відрив бетону підсилення від тіла балки. До навантаження 22,5кН деформування бетону підсилення є меншим від тіла балки, а після навантаження відбувається приріст деформацій, і при збільшенні навантаження вони наближаються один до одного. При випробуванні балок на однократне навантаження, максимальне сумісне деформування бетону підсилення та бетону балки, що було зафіксовано, становило 160×10^{-5} в балці БП-1_{сфб}, яка підсилювалась без попереднього випробування. В загальному робота бетону

підсилення та бетону балки відбувається сумісно без різких перепадів деформування.



Рисунок 3.37 – Індикатори та датчики для виміру сумісного деформування стрічки та бетону балки

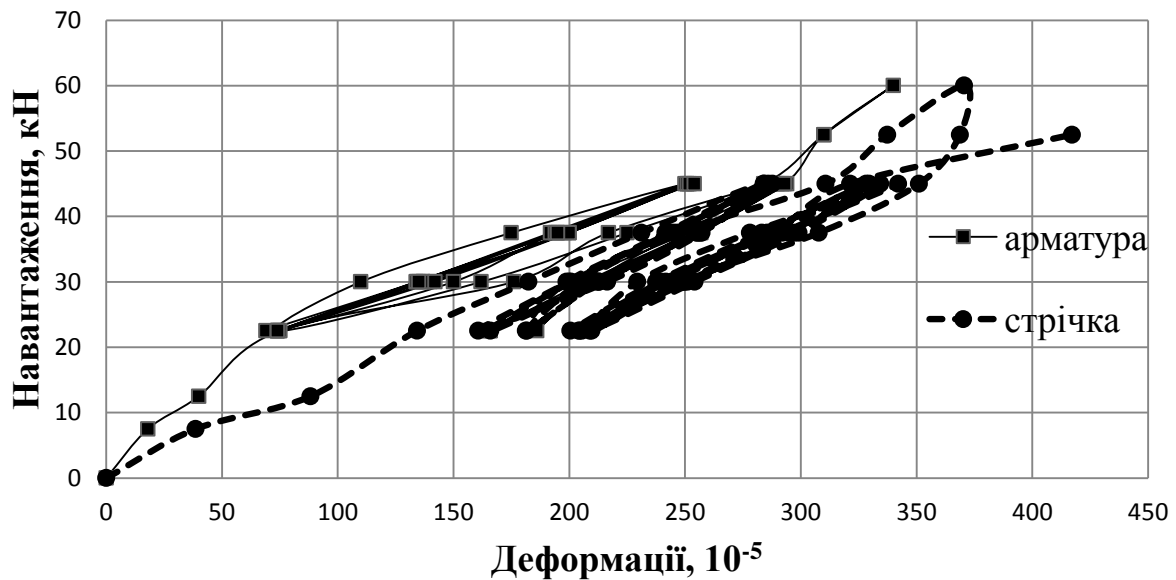


Рисунок 3.38 – Сумісне деформування шару підсилення та бетону балки БЦП_{0,6}-б_{СФБ} випробуваних малоцикловим повторним навантаженням

В ході проведення дослідів, виявлений значний вплив на експериментальну систему підсилення та тіло конструкції, малоциклові навантаження суттєво підвищили сумісні деформації розтягнутої арматури та

стрічки підсилення. Найбільше значення було зафіксовано в балці БЦП-2_Б – 100×10^{-5} . За рахунок ущільнення бетону стиснутої зони перерізу.

З рис. 3.38 можна відслідкувати зміщення стрічки підсилення відносно тіла у балках, що були підсилені після попереднього випробування на малоциклові навантаження, зміщення стрічки є дещо меншими ніж у балках які були підсилені без попереднього випробування. На перших циклах навантаження зміщення становить: для балок БЦП-1_{СФБ}, БЦП-2_Б – $4 \dots 8 \times 10^{-5}$ мм, а для балок БП-2_Б, БП-1_{СФБ} – 16×10^{-5} мм. Після збільшення рівня до 0,85F, зміщення становить: для перших – $15 \dots 20 \times 10^{-5}$ мм, а для балок БП-2_Б, БП-1_{СФБ} – $29 \dots 32 \times 10^{-5}$ мм.

Релаксація приросту деформацій відбувається після повторення одного і того ж рівня навантаження, після розвантаження балки на кожному циклі, існує залишкове зміщення. Збільшення зміщення спостерігається лише після підвищення рівня навантаження. Наявність залишкового зміщення пояснюється пластичними деформаціями, які проходять у стиснутому бетону в результаті дії повторних навантажень. Стабілізація величини зміщення відбувається таким самим чином, як і деформацій, прогинів та ширини розкриття тріщин у балках.

За результатами проведеного експерименту підсилених під навантаженням балок встановлено, що стабілізація величини зміщення відбувається таким самим чином, як і деформацій, прогинів та ширини розкриття тріщин. Релаксація приросту деформацій відбувається після повторення одного і того ж рівня навантаження. За рахунок пластичних деформацій які проходять у стиснутому бетону, при дії малоциклових повторних навантажень, пояснюється наявність залишкового зміщення. У балках, підсилених під навантаженням за дії малоциклових впливів, на перших циклах навантаження зміщення становить: для балок БЦП-1_{СФБ}, БЦП-2_Б – $2 \dots 4 \times 10^{-5}$ мм. Після збільшення рівня до 0,85F, зміщення становить: 8×10^{-5} мм. У балках спостерігається ефект попереднього напруження.

Висновки до розділу 3

1. Проведені експериментальні дослідження міцності нормальних перерізів, жорсткості та тріщиностійкості згинальних залізобетонних балок до та після підсилення композитами матеріалами на основі вуглепластиків в розтягнутій зоні, дрібнозернистим бетоном та сталевібробетоном в стиснутій зоні.

2. В підсиленних балках виявлено значний ефект системи підсилення. При однократному навантаженні відбулось збільшення несучої здатності в балках підсиленних дрібнозернистим бетоном на 57%, в балках підсиленних сталевібробетоном на 46%. При малоциклового навантаженні для підсиленних дрібнозернистим бетоном на 32%, для підсиленних сталевібробетоном на 69%. Для балок підсиленних під навантаженням дрібнозернистим бетоном на 66%, в балках підсиленних сталевібробетоном в на 65%.

3. Прогин підсиленних залізобетонних балок зменшились, а саме:

- в балках підсиленних дрібнозернистим бетоном в стиснутій зоні на 50%, в балках підсиленних сталевібробетоном в стиснутій зоні на 40%;
- при малоциклового навантаженні для балок підсиленних дрібнозернистим бетоном на 16%, для балок підсиленних сталевібробетоном на 10%.
- для балок підсиленних під навантаженням дрібнозернистим бетоном на 10%, в балках підсиленних сталевібробетоном на 9%.

Момент тріщиноутворення у підсиленних балках збільшився у два рази.

4. Руйнування підсиленних дослідних зразків проходило одночасно по стиснутій та розтягнутій зоні перерізу.

5. Малоциклові навантаження сприяють збільшенню несучої здатності підсиленних згинальних залізобетонних елементів у порівнянні із однократним навантаженням. Це відбувається за рахунок ущільнення бетону стиснутої зони перерізу в результаті впливу повторних навантажень.

Матеріали розділу опубліковані в роботах [31, 40, 68, 69].

РОЗДІЛ 4. ПРОПОЗИЦІЇ З РОЗРАХУНКУ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ПІДСИЛЕНИХ В СТИСНУТІЙ ТА РОЗТЯГНУТІЙ ЗОНАХ

4.1. Основні положення та умови рівноваги

Несуча здатність залізобетонних елементів без попереднього напружування арматури на дію згинальних моментів визначається, виходячи з наступних передумов:

- за розрахунковий приймається усереднений переріз, що відповідає середнім деформаціям бетону і арматури по довжині ділянки між тріщинами, якщо такі є;
- деформації у звичайній арматурі однакові з оточуючим її бетоном, як при розтязі, так і при стиску;
- для розрахункового перерізу вважається справедливою гіпотеза про лінійний розподіл деформацій по його висоті (гіпотеза плоских перерізів);
- зв'язок між напруженнями і деформаціями у стиснутому бетоні приймається криволінійним у вигляді діаграми, яка показана на рис. 4.1;
- зв'язок між напруженнями і деформаціями у арматурі приймається у вигляді діаграми, яка наведена на рис. 4.2;
- роботу бетону в розтягнутій зоні допускається не враховувати;
- зв'язок між напруженнями та деформаціями у композитних матеріалах приймається у вигляді діаграми, яка відповідає закону Гука і напруження в армуючому матеріалі визначається за залежністю $\sigma_f = \Delta \varepsilon_f E_f$ [15].

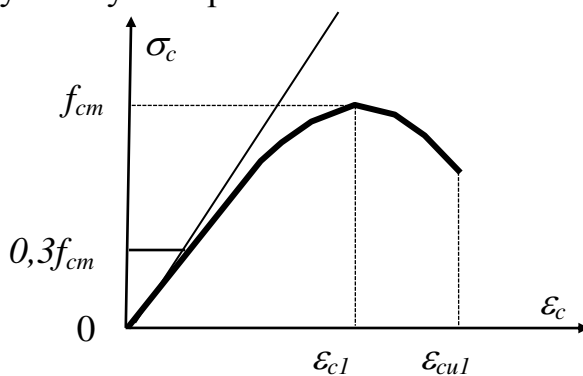


Рисунок 4.1 – Діаграма
“напруження - деформації”
бетону

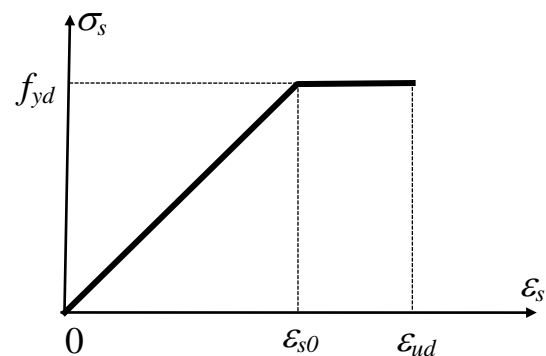


Рисунок 4.2 – Діаграма
“напруження - деформації”
арматури

Залежність між напруженнями в бетоні σ_c і деформаціями ε_c для короткотривалого осьового навантаження описується рівнянням типу

$$\sigma_c = f_{cd} \sum_{k=1}^5 a_k \eta^k, \quad (4.1)$$

де f_{cd} - розрахункове значення міцності бетону на стиск ;

a_k - коефіцієнти поліноміальної залежності;

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1} ;$$

ε_{c1} - деформація бетону при максимальних напруженнях при розрахунку за першою групою граничних станів приймається $\varepsilon_{c1,cd}$.

За критерій вичерпання несучої здатності перерізу приймається:

- втрата рівноваги між внутрішніми та зовнішніми зусиллями (досягнення максимуму на діаграмах “момент – кривизна (прогин)”) – екстремальний критерій;
- руйнування стиснутого бетону при досягненні фібровими деформаціями граничних значень (ε_{cu1} , ε_{cu3} , див 3.1.5 та 3.1.7 ДБН В.2.6 - 98), або розрив усіх розтягнутих стержнів арматури внаслідок досягнення в них граничних деформацій ε_{ud} ;
- розрив при досягненні граничних значень деформацій композитного матеріалу підсилення ε_{fu} ;
- відшарування елементів підсилення з композиційних матеріалів;
- руйнування дрібнозернистого та сталевібробетону при досягненні фібровими деформаціями граничних значень.

Залізобетонні конструкції, підсилені композиційними матеріалами, дрібнозернистим бетоном та сталевібробетоном, повинні задовольняти вимогам: безпеки (по несучій здатності); експлуатаційній придатності; довговічності; додатковим вимогам, які вказані в завданні на проектування підсилення.

Розрахунок виконується за нелінійною деформаційною методикою, сутність якої полягає в тому, що враховується приріст не зусиль, а деформацій

у перерізі. Приймається таке правило знаків: для стиску як бетону, так і арматури знак додатній, для розтягу – від'ємний.

4.2. Розрахунок несучої здатності прямокутного перерізу

Розглядається згинальний елемент у якого в нормальному перерізу є стиснута зона і зона розтягу (рис. 4.3), але робота бетону в розтягнутій зоні не враховується. Умова рівноваги для прямокутного перерізу із подвійним армуванням запишуться у вигляді наведено в роботі [12].

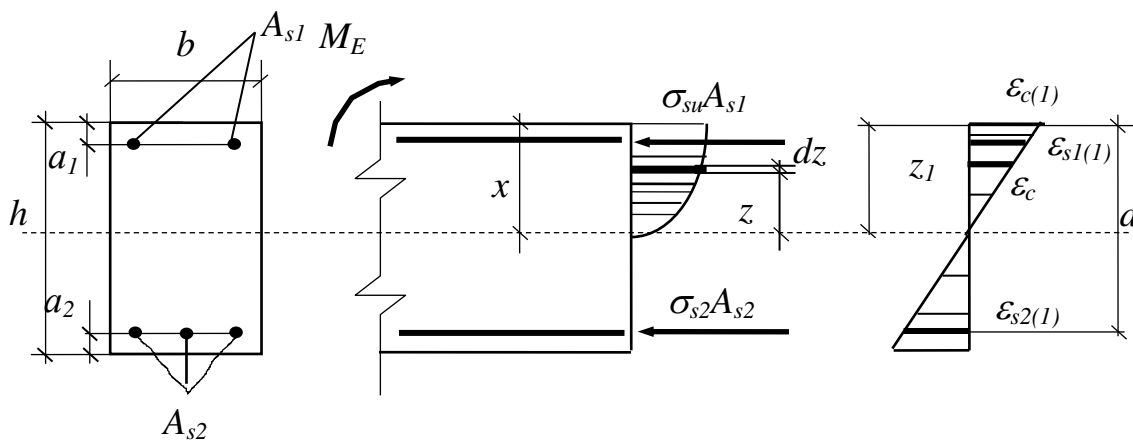


Рисунок 4.3 – Напружено-деформований стан прямокутного перерізу з подвійного арматурою

$$M_{Ed} \leq M_{ss(1)} = M_{c(1)} + M_{s(1)} ; \quad (4.2)$$

$$S_{c(1)} = S_{s2(1)} - S_{s1(1)} ; \quad (4.3)$$

M_{Ed} , $M_{ss(1)}$, $M_{c(1)}+M_{s(1)}$ - розрахункові значення відповідно зовнішнього згинального моменту, моменту внутрішніх зусиль, зусиль у стиснутому бетоні та арматурі при значенні $\varepsilon_c = \varepsilon_{c(1)}$;

$S_{c(1)}$, $S_{s2(1)}$, $S_{s1(1)}$ - внутрішні зусилля відповідно у стиснутому бетоні, в арматурі A_{s1} і A_{s2} .

За гіпотезою плоских перерізів при заданому значенні деформацій у стиснутому бетоні $\varepsilon_c = \varepsilon_{c(1)}$ деформації у стиснутій $\varepsilon_{s1(1)}$ і розтягнутій арматурі $\varepsilon_{s2(1)}$ за фіксованого значення $x = z_1$ визначаються за формулами:

$$\varepsilon_{s1(1)} = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (d - a_1) ; \quad (4.4)$$

$$\varepsilon_{s2(1)} = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (d - z_1); \quad (4.5)$$

$$\varepsilon_c = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} z. \quad (4.6)$$

За відомих деформацій в матеріалах внутрішні зусилля в елементах прямокутного перерізу знаходяться за формулами

$$S_{c(1)} = b \int_0^{z_{(1)}} \sigma_c dz = b \frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \sigma_c d\varepsilon_c; \quad (4.7)$$

$$S_{s(1)} = A_s \sigma_{s1(1)} = A_{s1} E_s \varepsilon_{s(1)} = A_{s1} E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (d - a_1); \quad (4.8)$$

$$S_{s(2)} = A_{s2} \sigma_{s2(1)} = A_s 2 E_s \varepsilon_{s2(1)} = A_{s2} E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (d - z_{(1)}), \quad (4.9)$$

де E_s - модуль пружності арматури;

- dz висота елементарної площадки поперечного перерізу;

- z – віддаль від центра ваги елементарної площадки до нейтральної лінії.

Враховуючи вираз (4.6), значення z і dz знаходяться за формулами:

$$z = \frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \varepsilon_c; \quad (4.10)$$

$$dz = \frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} d\varepsilon_c. \quad (4.11)$$

Моменти внутрішніх зусиль відносно нейтральної лінії знаходяться за формулами:

$$M_{c(1)} = b \int_0^{z_{(1)}} \sigma_c z dz = b \left[\frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \right]^2 \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \sigma_c \varepsilon_c d\varepsilon_c; \quad (4.12)$$

$$M_{s(1)} = A_{s1} E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (d - a_1)^2 + A_{s2} E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (d - z_{(1)})^2 \quad (4.13)$$

Формули (4.2) – (4.13) дають можливість визначати внутрішні зусилля в нормальних перерізах балок на всьому діапазоні їхньої роботи залежно від значення деформацій крайнього волокна стиснутого бетону ε_c .

В формулах (4.7) і (4.12) в підінтегральні вирази входять напруження в бетоні σ_c , які описуються залежністю (4.1). Значення внутрішнього зусилля в стиснутому бетоні після підстановки (4.1) у вираз (4.7) набуває вигляду:

$$S_{c(1)} = b \frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \int_0^{z_{(1)}} \left[f_{cd} \sum a_k \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right) \right]_c d\varepsilon_c =$$

$$\begin{aligned}
&= f_{cd} b \frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \int_0^{z_{(1)}} \left[a_1 \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} + a_2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 + a_3 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^3 + a_4 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^4 + a_5 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^5 \right] d\varepsilon_c = \\
&= f_{cd} b \frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \left[\frac{a_1 \varepsilon_{c(1)}^2}{2 \varepsilon_{c1}} + \frac{a_2 \varepsilon_{c(1)}^2}{3 \varepsilon_{c1}^2} + \frac{a_3 \varepsilon_{c(1)}^2}{4 \varepsilon_{c1}^3} + \frac{a_4 \varepsilon_{c(1)}^5}{5 \varepsilon_{c1}^4} + \frac{a_5 \varepsilon_{c(1)}^6}{6 \varepsilon_{c1}^5} \right] d\varepsilon_c = \\
&= f_{cd} b \frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \left[\frac{a_1 \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right) + \frac{a_2 \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^2}{3} + \frac{a_3 \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^3}{4} + \frac{a_4 \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^4}{5} + \frac{a_5 \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^5}{6} \right] \varepsilon_c = \\
&= f_{cd} b z_{(1)} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k \tag{4.14}
\end{aligned}$$

Аналогічно, значення згинального моменту внутрішнього зусилля в стиснутому бетоні відповідно нейтральної лінії визначається за формулою

$$\begin{aligned}
M_{c(1)} &= b \left(\frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \right)^2 \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \left[f_{cd} \sum a_k \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^k \right] \varepsilon_c d\varepsilon_c = \\
&= f_{cd} b \left(\frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \right)^2 \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \left[a_1 \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} + a_2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 + a_3 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^3 + a_4 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^4 + a_5 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^5 \right] \varepsilon_c d\varepsilon_c \\
&= f_{cd} b \left(\frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \right)^2 \left[\frac{a_1 \varepsilon_{c(1)}^3}{32 \varepsilon_{c1}} + \frac{a_2 \varepsilon_{c(1)}^4}{4 \varepsilon_{c1}^2} + \frac{a_3 \varepsilon_{c(1)}^5}{5 \varepsilon_{c1}^3} + \frac{a_4 \varepsilon_{c(1)}^6}{6 \varepsilon_{c1}^4} + \frac{a_5 \varepsilon_{c(1)}^7}{7 \varepsilon_{c1}^5} \right] \varepsilon_c d\varepsilon_c = \\
&= f_{cd} b \left(\frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \right)^2 \left[\frac{a_1 \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right) + \frac{a_2 \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^2}{4} + \frac{a_3 \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^3}{5} + \frac{a_4 \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^4}{6} + \frac{a_5 \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^5}{7} \right] = \\
&= f_{cd} b \left(\frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \right)^2 \left[\frac{a_1 \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right) + \frac{a_2 \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^2}{4} + \frac{a_3 \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^3}{5} + \frac{a_4 \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^4}{6} + \frac{a_5 \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^5}{7} \right] d\varepsilon_c \\
&= f_{cd} b z_{(1)}^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k \tag{4.15}
\end{aligned}$$

Кінцеву несучу здатність нормального перерізу згинальних елементів прямокутного перерізу можна записати у вигляді

$$M_{s(1)} = f_{cd} b z_{(1)}^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k + A_{s1} E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (d - a_1)^2 +$$

$$+A_{s2}E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (d - z_1)^2 \quad (4.16)$$

при цьому повинна виконуватися умова

$$f_{cd}bz_{(1)} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k = A_{s2}E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (d - z_1) - A_{s1}E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (d - a_1) \quad (4.17)$$

Для згинальних елементів прямокутного перерізу з одиничним армуванням в наведених вище формулах приймається $A_{s1} = 0$ (рис. 4.3), а значення $\varepsilon_{c(1)}$ не визначається.

4.3. Визначення міцності нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів до підсилення

Розрахунок виконується з дотриманням всіх вимог і умов, передбачених нормативними документами [54, 57]. Для визначення внутрішніх зусиль в поперечному перерізу прямокутної балки, що зазнає впливу однократного завантаження розглянемо згинальний елемент з одиничним армуванням, напружено-деформований стан якого перед руйнуванням представлений на рис. 4.4

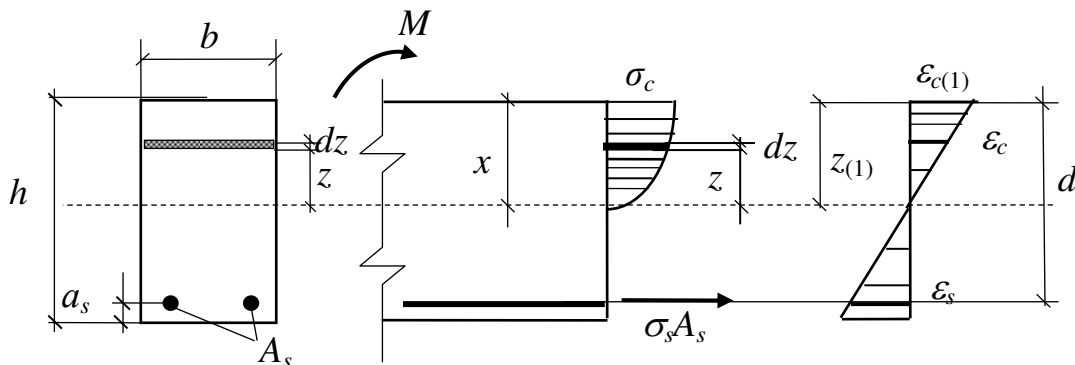


Рисунок. 4.4 – Напружено-деформований стан нормального перерізу згинального елемента з одиничною арматурою без підсилення

Для визначення міцності нормального перерізу використаємо методику, наведену в роботі [14]. Умови рівноваги для перерізу представляються у вигляді:

$$M_{c(1)} + M_{s(1)} - M = 0; \quad S_{c(1)} = S_{s(1)}, \quad (4.18)$$

де M ; $M_{c(1)}$; $M_{s(1)}$ – значення відповідно згинального моменту від дії зовнішнього навантаження та моментів внутрішніх зусиль у стиснутому бетоні та розтягнутій арматурі при значенні $\varepsilon_c = \varepsilon_{c(1)}$;

$S_{c(1)}$, $S_{s(1)}$ – внутрішні зусилля відповідно у стиснутому бетоні та в розтягнутій арматурі A_s при значенні $\varepsilon_c = \varepsilon_{c(1)}$.

За гіпотезою плоских перерізів при заданому значенні деформацій у стиснутій крайній фібрі бетоні $\varepsilon_c = \varepsilon_{c(1)}$ деформації у розтягнутій арматурі $\varepsilon_{s(1)}$ дорівнюють

$$\varepsilon_{s(1)} = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (h - z_{(1)} - a_s), \quad (4.19)$$

а їх зміна по висоті визначається за формулою

$$\varepsilon_c = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} z. \quad (4.20)$$

де z – віддаль від нейтральної лінії до центра елементарної площадки висотою dz в стиснутій зоні бетону ($z_{(1)}$ відповідає значенню $\varepsilon_c = \varepsilon_{c(1)}$);

dz – висота елементарної площадки з напруженням в бетоні σ_c .

З формули (4.20) випливає:

$$z = \frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \varepsilon_c; \quad dz = \frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} d\varepsilon_c \quad (4.21)$$

Епюра напружень в стиснутому бетоні має криволінійний характер, а тому внутрішнє зусилля в бетоні $S_{c(1)}$ можна визначити як суму зусиль в елементарних площадках нескінченної малої висоти dz (рис. 4.1), або як інтеграл зусиль по висоті стиснутої зони бетону, тобто, з урахуванням співвідношень (4.20) і (4.21)

$$S_{c(1)} = b \int_0^{z_{(1)}} \sigma_c dz = b \frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \sigma_c d\varepsilon_c. \quad (4.22)$$

Внутрішні зусилля в арматурі визначаються залежно від напружень та відносних деформацій в ній з урахуванням співвідношення (4.19):

$$S_{s(1)} = A_s \sigma_{s(1)} = A_s E_s \varepsilon_{s(1)} = A_s E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (h - z_{(1)} - a_s), \quad (4.23)$$

де E_s – модуль пружності арматури.

Значення згинального моменту від зусиль в стиснутому бетоні $M_{c(1)}$ знаходиться як сума моментів зусиль в елементарних площадках висотою dz , або шляхом інтегрування з урахуванням співвідношення (4.21) за формулою

$$M_{c(1)} = b \int_0^{z(1)} \sigma_c z dz = b \left[\frac{z(1)}{\varepsilon_{c(1)}} \right]^2 \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \sigma_c \varepsilon_c d\varepsilon_c, \quad (4.24)$$

а момент від внутрішніх зусиль в арматурі $M_{s(1)}$ - за формулою

$$M_{s(1)} = S_{s(1)}(h - z(1) - a_s) = A_{s1} E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z(1)} (h - z(1) - a_s)^2. \quad (4.25)$$

З урахуванням (4.22) – (4.25) рівняння рівноваги нормальних перерізів згинальних елементів прямокутного профілю (1) набувають вигляду

$$b \left[\frac{z(1)}{\varepsilon_{c(1)}} \right]^2 \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \sigma_c \varepsilon_c d\varepsilon_c + A_s E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z(1)} (h - z(1) - a_s)^2 - M = 0 \quad (4.26)$$

$$b \frac{z(1)}{\varepsilon_{c(1)}} \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \sigma_c d\varepsilon_c = A_s E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z(1)} (h - z(1) - a_s) \quad (4.27)$$

Формули (4.22) – (4.27) дають можливість визначати внутрішні зусилля в поперечних перерізах балок на всьому діапазоні їхньої роботи залежно від значення деформацій крайньої фібри стиснутого бетону ε_c . Вони можуть бути використані при визначенні міцності нормального перерізу (руйнівного зусилля) та в розрахунках за граничними станами першої та другої груп. В усіх випадках треба використовувати відповідні міцнісні і деформативні характеристики матеріалів.

В формулах (4.22) – (4.27) в підінтегральні вирази входять напруження в бетоні, які визначаються залежно від того, якою формою рівняння описується нелінійна діаграма «напруження–деформація» (« $\sigma_c - \varepsilon_c$ »). В нормах [54] діаграму деформування (механічного стану) бетону « $\sigma_c - \varepsilon_c$ » пропонується описувати поліномом п'ятої степені у вигляді

$$\begin{aligned} \sigma_c &= f_{(ck),(cd)} \sum_{k=1}^5 a_k \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^k = \\ &= f_{(ck),(cd)} \left[a_1 \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} + a_2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 + a_3 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^3 + a_4 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^4 + a_5 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^5 \right] \end{aligned} \quad (4.28)$$

де $f_{(ck),(cd)}$ – розрахунковий опір бетону осьовому стиску (приймається рівним f_{ck} в розрахунках за граничними станами другої групи та f_{cd} – в розрахунках за граничними станами першої групи);

ε_{c1} – деформація при максимальних напруженнях, які встановлюються залежно від мети розрахунків;

a_k – коефіцієнти полінома, які визначаються відповідно до [12, 54].

При визначенні міцності нормальних перерізів (руйнуючого зусилля) в формулі доцільно використовувати середню призмову міцність бетону f_{cm} та середні деформації бетону $\varepsilon_{c1,cm}$, які відповідають максимальним напруженням на діаграмі механічного стану, а коефіцієнти a_k (до їх уточнення) приймати відповідно до [54] як для розрахунків за граничними станами другої групи. З урахуванням наведеного та [11] рівняння (4.26) і (4.27) після інтегрування і математичних перетворень набувають вигляду:

$$\beta f_{cm} b z_{(1)}^2 + \sigma_{s(1)} A_s (d - z_{(1)}) - M = 0; \quad (4.29)$$

$$\omega f_{cm} b z_{(1)} = \sigma_{s(1)} A_s, \quad (4.30)$$

де ω - коефіцієнт повноти епюри напружень в стиснутому бетоні;

β – коефіцієнт відносної міцності нормального перерізу.

Коефіцієнти ω і β залежать від деформаційних характеристик бетону, тобто тільки від класу бетону, та інваріантні по відношенню до інших характеристик поперечного перерізу і можуть бути визначені за формулами:

$$\omega = \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1,cm}} \right)^k; \quad \beta = \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1,cm}} \right)^k. \quad (4.31)$$

Система двох нелінійних алгебраїчних рівнянь (4.29) і (4.30) розв'язуються методом послідовних наближень із контролем критеріїв вичерпання міцності нормального перерізу на кожному кроці розрахунків [54, 14]. Задача знаходження площі розтягнутої арматури може також бути вирішена за методикою, наведеною у [13].

За критерій вичерпання міцності нормального перерізу, що обумовлює втрату рівноваги між зовнішніми і внутрішніми зусиллями, граничний (руйнівний) момент можна визначити як максимальний на діаграмі “момент -

кривизна” (« $M - \chi$ »). Графік залежності « $M - \chi$ » будується наступним чином. Задаючись з певним кроком зміну деформацій стиснутого бетону $\varepsilon_{c(1)}$, методом поступових наближень знаходяться відповідні значення деформацій в розтягнутій арматурі $\varepsilon_{s(1)}$, а із формули (4.30) – відповідні значення згинального моменту $M_{(1)}$ – згинальний момент, який може сприйняти нормальний переріз елемента при деформації крайньої стиснутої фібри бетону $\varepsilon_c = \varepsilon_{c(1)}$). На кожному кроці розрахунків повинна виконуватися умова (13). Кривизна елемента знаходиться за формулою

$$\kappa_{(1)} = \frac{\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{s(1)}}{d}. \quad (4.32)$$

Деформації стиснутого бетону необхідно змінювати від $\varepsilon_c = 0$ до $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu1,ck}$, наприклад через $0,1\varepsilon_{cu1,ck}$. За знайденими M і χ будується графік (рис. 4.5), на якому визначається значення граничного (руйнівного) згинального моменту M_u . Докладно методика використання максимального критерію наведена в [11].

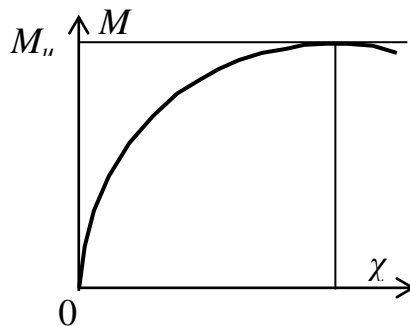


Рисунок 4.5 – Графік залежності «момент – кривизна» [11]

4.4. Визначення міцності нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів, підсилених в розтягнутій зоні

Розглянемо згинальний залізобетонний елемент з одиночним армуванням, який підсилений в розтягнутій зоні вуглецевою стрічкою з розміром $b_{sf} \times h_{sf}$. Напружено-деформований стан нормального перерізу такого елемента представлений на рисунку 4.6.

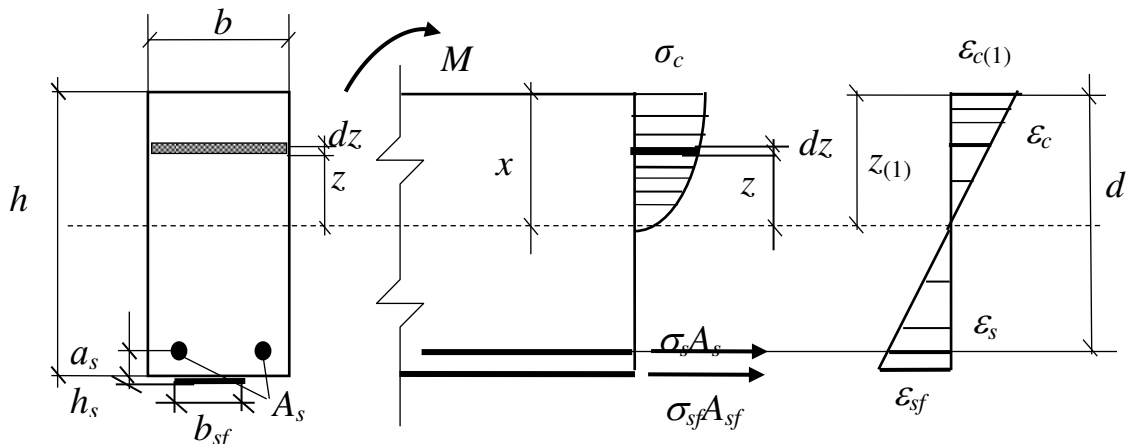


Рисунок 4.6 – Напружено-деформований стан нормального перерізу згинального елемента з однічною арматурою, підсиленого в розтягнутій зоні вуглецевою стрічкою

Будемо вважати, що зчеплення вуглецевої стрічки з бетоном достатнє для забезпечення надійного спільного деформування на контактi. Виходячи з цього, деформації стрічки при заданій деформації крайнього стиснутого волокна $\varepsilon_{c(1)}$ можуть знаходитися за формулою

$$\varepsilon_{sf(1)} = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (h - z_{(1)}). \quad (4.33)$$

Аналізуючи напружено-деформований стану елемента без підсилення (рис. 1) та з підсиленням в розтягнутій зоні вуглецевою стрічкою (рис. 3), можна прийти висновку, що формули рівноваги можуть бути прийняті у вигляді (4.29) і (4.30) з доповненням їх зусиллями, які виникають в стрічці підсилення, тобто

$$\beta f_{cm} b z_{(1)}^2 + \sigma_{s(1)} A_s (d - z_{(1)}) + \sigma_{sf(1)} A_{sf} (h - z_{(1)}) - M = 0 \quad (4.34)$$

$$\omega f_{cm} b z_{(1)} = \sigma_{s(1)} A_s + \sigma_{sf(1)} A_{sf}, \quad (4.35)$$

де $\sigma_{sf(1)} = \varepsilon_{sf(1)} E_f$ (E_f – модуль пружності матеріалу стрічки).

Методика визначення міцності нормального перерізу згинального елемента з підсиленням в розтягнутій зоні приймається такою ж як і без підсилення, яка наведена вище.

4.5. Визначення міцності нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів підсилених в стиснутій та розтягнутій зоні

Розглянемо згинальний залізобетонний елемент з одиночним армуванням, який підсилений в стиснутій зоні шаром будь-якого бетону товщиною h_{cf} , а в розтягнутій зоні вуглецевою стрічкою з розміром $b_{sf} \times h_{sf}$. Напружено-деформований стан нормального перерізу такого елемента представлений на рис. 4.7.

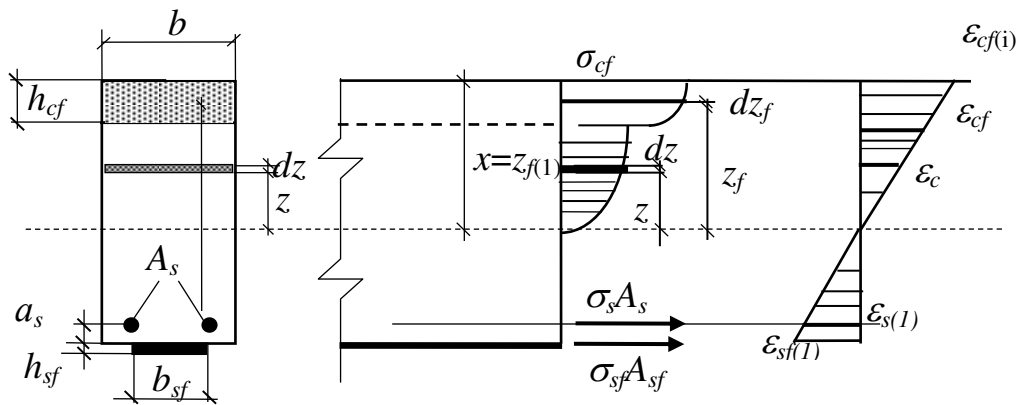


Рисунок 4.7 – Напружено – деформований стан нормального перерізу згинального залізобетонного елемента, підсиленого в стиснутій і розтягнутій зонах

Додатково до встановлених передумов [56] для підсилених елементів приймемо що: зчеплення підсилюючих матеріалів з бетоном підсилювальної конструкції забезпечує надійну спільну роботу суміжних волокон, поперечний переріз розглядається як суцільний; при підсиленні розтягнутої зони вуглецевими стрічками рівнодіюча зусилля в стрічці прикладена на рівні шва; механічний стан бетону при стиску описується залежністю (4.18); руйнування елемента може відбутися при досягненні деформаціями в крайніх фібрах матеріалу підсилення граничних значень ϵ_{cfu1} , а в розтягнутій зоні може відбутися розрив матеріалу підсилення внаслідок досягнення в ньому граничних деформацій ϵ_{fu} ; при перевищенні деформаціями в матеріалі підсилення розтягнутої зони значення ϵ_{f0} ($\epsilon_{f0} = f_{yf} / E_f$) напруження в ньому приймаються рівними $\sigma_{sf} = f_{yf}$.

При заданій деформації крайнього стиснутого волокна матеріала підсилення $\varepsilon_{cf(1)}$ за гіпотезою плоских перерізів (рис. 4.6) деформації в інших матеріалах можуть бути визначеними по аналогії з (4.19) і (4.20) за формулами:

$$\varepsilon_{s(1)} = \frac{\varepsilon_{cf(1)}}{z_{f(1)}} (h - z_{f(1)} - a_s); \quad (4.36)$$

$$\varepsilon_{sf(1)} = \frac{\varepsilon_{cf(1)}}{z_{f(1)}} (h - z_{f(1)}); \quad (4.37)$$

$$\varepsilon_{cf} = \frac{\varepsilon_{cf(1)}}{z_{f(1)}} z_f; \quad \varepsilon_c = \frac{\varepsilon_{cf(1)}}{z_{f(1)}} z; \quad (4.38)$$

$$\varepsilon_{cfc} = \frac{\varepsilon_{cf(1)}}{z_{f(1)}} (z_{f(1)} - h_{cf}), \quad (4.39)$$

де ε_{cfc} – деформація суміжних волоко бетону підсилення та існуючого бетону.

Значення z і dz знаходяться за формулою (4.21) при $\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cf(1)}$, а z_f і dz_f – за формулами

$$z_f = \frac{z_{f(1)}}{\varepsilon_{cf(1)}} \varepsilon_{cf}; \quad dz_f = \frac{z_{f(1)}}{\varepsilon_{cf(1)}} d\varepsilon_{cf}. \quad (4.40)$$

Значення z можна також визначити за виразом $z = z_f - h_{cf}$, а при $z_f \leq h_{cf}$ приймати $z_f = 0$.

Для підсиленого перерізу умови рівноваги в загальному вигляді можна представити у виразі:

$$M_{cf(1)} + M_{c(1)} + M_{sf(1)} + M_{s(1)} - M = 0; \quad (4.41)$$

$$S_{cf(1)} + S_{c(1)} = S_{sf(1)} + S_{s(1)}, \quad (4.42)$$

де M ; $M_{cf(1)}$; $M_{c(1)}$; $M_{sf(1)}$; $M_{s(1)}$ – значення відповідно згинального моменту від дії зовнішнього навантаження та моментів внутрішніх зусиль у стиснутому бетоні підсилення і основного бетону, в розтягнутій стрічці підсилення та в основній арматурі при значенні $\varepsilon_{cf} = \varepsilon_{cf(1)}$;

$S_{cf(1)}$; $S_{c(1)}$; $S_{sf(1)}$; $S_{s(1)}$ – внутрішні зусилля відповідно у стиснутому бетоні підсилення, в основному бетоні, в матеріалі підсилення та в розтягнутій арматурі A_s при значенні $\varepsilon_{cf} = \varepsilon_{cf(1)}$.

Зусилля в стиснутому бетоні підсилення можна знайти за формулою при заданій деформації стиснутого крайнього волокна $\varepsilon_{cf(1)}$

$$S_{cf(1)} = b \int_{z_{f(1)}-h_{cf}}^{z_{f(1)}} \sigma_{cf} dz_f = b \frac{z_{f(1)}}{\varepsilon_{cf(1)}} \int_{\varepsilon_{cf(1)}}^{\varepsilon_{cf(1)}} \sigma_{cf} d\varepsilon_f, \quad (4.43)$$

а в бетоні елемента, який підсилюється,

$$S_{c(1)} = b \int_0^{z_{f(1)}-h_{cf}} \sigma_c dz = b \frac{z(1)}{\varepsilon_{cf(1)}} \int_0^{\varepsilon_{cf(1)}} \sigma_c d\varepsilon_c. \quad (4.44)$$

Після інтегрування та математичних перетворень формули (4.41) та (4.42) та з урахуванням (4.18) можуть набути такого вигляду

$$S_{cf(1)} = \omega_f f_{cfm} b z_{f(1)}; \quad S_{c(1)} = \omega_{cm} b z_{f(1)}, \quad (4.45)$$

де f_{cfm} - середня призмова міцність бетону підсилення;

ω – коефіцієнт, що визначається за формулою (4.31) при $\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cf(1)}$;

ω_f – коефіцієнт, який визначається за формулою

$$\omega_f = \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{cf(1)}^{k+1} - \varepsilon_{cf(1)}^{k+1}}{\varepsilon_{cf(1)}^{k+1}} \right), \quad (4.46)$$

де ε_{cf1} – деформація при максимальних напруженнях на діаграмі механічного стану бетону підсилення.

Внутрішні зусилля в арматурі та в стрічці підсилення визначаються за формулами:

$$S_{s(1)} = A_s \sigma_{s(1)} = A_s E_s \varepsilon_{s(1)} = A_s E_s \frac{\varepsilon_{cf(1)}}{z_{f(1)}} (h - z_{f(1)} - a_s); \quad (4.47)$$

$$S_{sf(1)} = A_{sf} \sigma_{sf(1)} = A_{sf} E_f \varepsilon_{sf(1)} = A_{sf} E_f \frac{\varepsilon_{cf(1)}}{z_{f(1)}} (h - z_{f(1)}). \quad (4.48)$$

Таким же шляхом можна отримати формули для визначення згинальних моментів в нормальному перерізі елемента відносно нейтральної осі при заданій деформації крайнього стиснутого волокна.

$$\begin{aligned} M_{cf(1)} &= b \int_{z_{f(1)}-h_{cf}}^{z_{f(1)}} \sigma_{cf} z_f dz_f = \\ &= b \left[\frac{z_{f(1)}}{\varepsilon_{cf(1)}} \right]^2 \int_{\varepsilon_{cf(1)}}^{\varepsilon_{cf(1)}} \sigma_{cf} \varepsilon_{cf} d\varepsilon_f = \beta_f f_{cfm} b z_{f(1)}^2; \end{aligned} \quad (4.49)$$

$$M_{c(1)} = b \int_0^{z_{f(1)}-h_{cf}} \sigma_c z dz =$$

$$= b \left[\frac{z_{f(1)}}{\varepsilon_{cf(1)}} \right]^2 \int_0^{\varepsilon_{cf(1)}} \sigma_c \varepsilon_c d\varepsilon_c = \beta f_{cm} b z_{(1)}^2 \quad (4.50)$$

$$M_{s(1)} = A_s E_s \varepsilon_{s(1)} = A_s E_s \frac{\varepsilon_{cf(1)}}{z_{(1)}} (h - z_{f(1)} - a_s)^2; \quad (4.51)$$

$$M_{sf(1)} = A_{sf} E_f \varepsilon_{sf(1)} = A_{sf} E_f \frac{\varepsilon_{cf(1)}}{z_{f(1)}} (h - z_{f(1)})^2, \quad (4.52)$$

де β – коефіцієнт, який визначається за формулою (14) при $\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cf(1)}$;

β_f – коефіцієнт, який визначається за формулою

$$\beta_f = \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{cf(1)}^{k+2} - \varepsilon_{cf(1)}^{k+2}}{\varepsilon_{cf1}^{k+2}} \right). \quad (4.53)$$

Максимальний (руйнуючий) згинальний момент M_u знаходиться спільним рішенням рівнянь (4.41) і (4.43) з урахуванням значень внутрішніх зусиль за (4.44), (4.46), (4.47), (4.48) – (4.52), розв'язуючи їх відносно $M = M_u$, при цьому використовується максимальний критерій. Для цього визначаються значення моментів при зміні крайніх деформацій бетону підсилення ε_{cf} з певним кроком, наприклад через $0,1\varepsilon_{cf1}$. На кожному кроці задача вирішується методом послідовних наближень, для чого можна на першому кроці прийняти висоту стиснутої зони $x = z_{(1)} = 0,5d$ і перевірити умову (4.41). Якщо різниця між лівою і правою частинами рівняння (4.41) складає менше 5%, то можна вважати, що значення $z_{(1)}$ прийнято вірно. Якщо різниця між ними перевищує 5%, то необхідно корегувати значення z до тих пір, поки не буде задовольнятися умова (4.41). З знайденого значення z із формули (4.40) знаходиться значення моменту M . Такі розрахунки повторюються на кожному кроці. Розрахунки легко виконуються за допомогою програми Microsoft Excel.

На підставі виконаних розрахунків отримується комплекс показників напружено-деформованого стану нормального перерізу (деформації матеріалів та напружень в них, зусилля, кривизна тощо) на кожному кроці розрахунків, які можуть бути представлені в табличній формі або у вигляді діаграми механічного стану перерізу. Максимальний (руйнівний) момент вибирається з таблиці, або визначається як максимальний на діаграмі механічного стану нормального перерізу (див. рис. 4.6).

Наведені вище рівняння рівноваги можуть бути використані в розрахунках міцності нормальних перерізів за граничними станами першої групи при дії розрахункового моменту від зовнішнього навантаження M_{Ed} , при цьому в наведених вище розрахункових формулах використовуються розрахункові значення міцнісних і деформативних характеристик матеріалів. В цьому випадку міцність підсиленого нормального перерізу згинального елемента буде забезпечена при виконанні наступних рівнянь:

$$M_{Ed} \leq \beta_f f_{cfd} b z_{f(1)}^2 + \beta_f f_{cd} b z_{(1)}^2 + A_{sf} E_f \frac{\varepsilon_{cf(1)}}{z_{f(1)}} (h - z_{f(1)})^2 + A_s E_s \frac{\varepsilon_{cf(1)}}{z_{(1)}} (h - z_{f(1)} - a_s)^2 \quad (4.54)$$

$$\begin{aligned} & \omega_f f_{cfd} b z_{f(1)} + \omega_f f_{cd} b z_{(1)} = \\ & = A_{sf} E_f \frac{\varepsilon_{cf(1)}}{z_{f(1)}} (h - z_{f(1)}) + A_s E_s \frac{\varepsilon_{cf(1)}}{z_{f(1)}} (h - z_{f(1)} - a_s) \end{aligned} \quad (4.55)$$

4.6. Результати експериментальних досліджень та верифікація розрахункових даних

Використання системи підсилення не зупиняє процеси корозії арматурної сталі в бетоні, що вже почалися. Тому, перед посиленням конструкції, необхідно обробити бетонну поверхню мігруючим інгібітором корозії арматурної сталі, а при руйнуванні захисного шару - оголити арматуру і обробити її грунтом-перетворювачем іржі і потім відновити захисний шар спеціальними полімерцементними ремонтними складами, що забезпечують високу адгезію до «старого» бетону і запобігать розвитку корозії арматури. При проектуванні підсилення залізобетонних конструкцій із використанням зовнішнього армування систем Sika важливою умовою надійної експлуатації є дотримання технологічних і конструктивних вимог, передбачених в рекомендаціях та технологічних картах виробника [15, 132, 133, 134, 135].

У граничному стані згинального елемента зусилля в стиснутій зоні сприймаються сталефібробетоном, дрібнозернистим бетоном підсилення і

стиснутою стрижневою арматурою (якщо вона присутня), а в розтягнутій зоні – стрижневою арматурою і зовнішньою композитною арматурою.

Для проектування підсилення залізобетонних конструкцій розрахункові значення фізико-механічних характеристик вуглепластиків при розтягу рекомендується приймати згідно таблиці 4.1 [15].

Таблиця 4.1 – Розрахункові значення фізико-механічних характеристик вуглепластиків

№ пп	Марка	Модуль пружності, E_f , Мпа	f_{fd} , Мпа	ε_{fu} , %
1	Sika® CarboDur® S	155000	1000	0,645
2	Sika® CarboDur® M	210000	1130	0,476
3	Sika® CarboDur® H	300000	645	0,215
4	SikaWrap-230C	234000	755	0,322
5	SikaWrap-300C	340000	1100	0,323
6	SikaWrap-380	230000	1485	0,646
7	SikaWrap-430G	76000	680	0,895
8	SikaWrap-530C	63000	200	0,317

Конструкції із дисперсно-армованого бетону (без стрижневої арматури) як правило застосовують:

а) переважно в конструкціях, які працюють на ударні навантаження, зминання, стирання та стиск у разі розташування поздовжньої сили стиску в межах поперечного перерізу елемента при обмеженні ексцентриситету прикладення сили величиною 0,6 відстані від геометричного центру до найбільш стиснутої грані перерізу;

б) в окремих випадках при відповідному техніко-економічному та розрахунковому обґрунтуванні в конструкціях, які працюють на стиск у разі розташування поздовжньої стискаючої сили за межами поперечного перерізу елемента, а також у конструкціях, що згинаються, коли їх руйнування не являє безпосередньої небезпеки для життя людей і збереження обладнання.

Розрахунок конструкцій з дисперсно-армованого бетону слід виконувати за граничними станами, як правило, з урахуванням класу відповідальності будівель і споруд та категорій відповідальності конструктивних елементів згідно з ДБН В.1.2-14 та ДСТУ Б В.2.6-156, мінливості властивостей матеріалів, навантажень та впливів, геометричних характеристик, строку експлуатації і умов роботи конструкцій [101].

Для проведення експериментальних досліджень виготовлено 10 балок довжиною 2000 мм з поперечним перерізом 200×100 мм (рисунок 2.5) з бетону, який мав призмову міцність $f_{cm,prism} = 13,9$ МПа. Балки армовані двома стержнями діаметром 10 мм класу А500С. Поперечні стержні діаметром 6 мм класу А240С встановлювалися з кроком 50 мм.

Виконаєм розрахунок несучої здатності нормальних перерізів контрольних зразків 1 – серії (балок БО-1, БО-2) згідно діючих норм, тобто адаптованого розрахунку [11, 12]. Розрахунки проводяться ітераційно, тому необхідні обчислення виконуємо із застосування комп'ютерних програм для автоматизації обчислень. Зведемо отримані результати за вказаною вище методикою в таблицю 4.2.

Таблиця 4.2 – Міцність непідсилених балок за дії однократного навантаження

п/п	Назва балки	Експериментальний згинальний момент	Розрахунковий згідно ДСТУ Б В.2.6-156:2010, кН×м	$\delta = \frac{M^{norm} - M^{exp}}{M^{exp}} \times 100\%$
		M^{exp} , кН×м	M^{norm} , кН×м	δ , % відносно ДСТУ
1	БО-1	13,4	13,6	1,5
2	БО-2	13,2	13,6	3

Отже розрахунок несучої здатності нормального перерізу виконаний за методикою [11, 12], показує високу збіжність результатів. Розбіжність теоретичних результатів розрахунку, порівняно із експериментальними даними,

становить 1,5% та 3%. Такий підхід повністю враховує всі фактори, що впливають на несучу здатність нормального перерізу балки.

Дві балки випробовувалися без підсилення, а всі інші підсилювалися в розтягнутій зоні шляхом приклеювання вуглецевої стрічки Sika з поперечним перерізом 25×5 мм, яка анкерувалася поперечною арматурою у вигляді смуг полотна SikaWrap [29]. В стиснутій зоні три балки підсилювалися шаром дрібнозернистою бетону ($f_{cfm,prism} = 13,5$ МПа) товщиною 50 мм, а три балки – шаром сталевібробетону з вмістом фібр 3% ($f_{cfm,prism} = 16,4$ МПа) також товщиною 50 мм (рисунок 2.6).

Випробування балок виконували за схемою чистого згину [29, 68]. Середній руйнуючий момент для балок без підсилення (балки БО) склав $M_{u,BO} = 13,2$ кН×м.

При визначенні теоретичного значення руйнуючого моменту за наведеним вище методом приймалися такі характеристики матеріалів: межа текучості для арматури $f_{yk} = 500$ МПа; модуль пружності $E_s = 21 \times 10^4$ МПа; деформації бетону при максимальних напруженнях на діаграмі деформування $\varepsilon_{c1} = 0,00161$; граничні деформації стиску бетону $\varepsilon_{cu1} = 0,0044$. За розрахунками теоретичний руйнівний момент склав $M_{teor,BO} = 13,6$ кН×м. Розбіжність між експериментальним значенням руйнівного моменту в нормальному перерізі балки з теоретичним значенням склала 3%.

Дві балки, підсилені в стиснутій зоні сталевібробетоном, а в розтягнутій зоні вуглецевою стрічкою зруйнувалися при дії зовнішнього моменту відповідно 20,91 кН×м і 21,96 кН×м, що в середньому складає $M_{u,БПсфб} = 21,4$ кН×м.

При визначенні руйнівного теоретичного моменту до уваги приймалися такі характеристики матеріалів підсилення: межа текучості вуглецевої стрічки $f_f = 3100$ МПа; модуль пружності стрічки $E_f = 16,5 \times 10^4$ МПа; середня призматична міцність сталевібробетону $f_{cfm} = 16,4$ МПа; деформації сталевібробетону при максимальних напруженнях на діаграмі деформування $\varepsilon_{cf1} = 0,00166$; граничні деформації стиску бетону $\varepsilon_{cu1} = 0,00434$.

Розрахунок міцності нормальних перерізів балок підсилених у стиснутій та розтягнутій зонах, відповідно сталефібробетоном та композитними матеріалами, показав заниження теоретичних результатів. Оскільки розрахунок не враховує анкерування стрічки, та враховує лише несучу здатність перерізу підсилення, запас міцності склав 1,23...1,33 рази для балок підсилених одночасно в стиснутій та розтягнутій зонах. Для отримання кращої збіжності та спрощення розрахунку було введено коефіцієнт, який врахує сумісну дію бетону підсилення стрічки та арматури в нормальному перерізі.

За експериментальними даними [31, 40, 67, 68, 69] встановлено, що за рахунок анкерівки стрічки полотном, та підвищених міцнісних характеристик сталефібробетону, збільшується несуча здатність нормальних перерізів залізобетонних балок в порівнянні із не підсиленими.

В цьому випадку при визначенні міцності підсиленого нормального перерізу згинального елемента буде забезпечена при введенні в рівняння (4.54) коефіцієнту, що враховує збільшення несучої здатності нормальних перерізів підсилених залізобетонних балок :

$$M_{Ed} \leq (\beta_f f_{cfd} b z_{f(1)}^2 + \beta f_{cd} b z_{(1)}^2 + A_{sf} E_f \frac{\varepsilon_{cf(1)}}{z_{f(1)}} (h - z_{f(1)})^2 + A_s E_s \frac{\varepsilon_{cf(1)}}{z_{(1)}} (h - z_{f(1)} - a_s)^2) \times k \quad (4.56)$$

β – коефіцієнт, який визначається за формулою (14) при $\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cf(1)}$;

β_f – коефіцієнт, який визначається за формулою (4.55);

k - коефіцієнт, що враховує збільшення несучої здатності нормальних перерізів підсилених залізобетонних балок, приймається за експериментальними даними, за відсутності даних можна прийняти 1,25.

Таблиця 4.3 – Результати визначення несучої здатності підсилених балок

Назва балки	Площа поперечного перерізу елементу підсилення		Площа внутрішньої сталеві арматури	Експеримен- тальний згинальний момент	Розрахун- ковий згинальний момент згідно ДСТУ	Розрахун- ковий згинальний момент	Розбіж- ність
	$A_f, \text{см}^2$	A_c / A_{sfc} см^2					
БП-1 _{CFB}	0,3	50	1,57	20,91	17	21,25	1,6
БП-2 _Б	0,3	50	1,57	22,46	15,3	21,25	-5,4
БЦП-1 _{CFB}	0,3	50	1,57	21,96	17	21,25	-3,23
БЦП-2 _Б	0,3	50	1,57	21,13	15,3	21,25	0,6
БЦП _{0,6-5Б}	0,3	50	1,57	22,72	15,3	21,25	-6,5
БЦП _{0,6-6CFB}	0,3	50	1,57	22,59	17	21,25	-5,9

Підбір площі перерізу зовнішньої композитної арматури та сталевібробетону проводиться ітераційно, задаючи деяку початкову їх величину, а потім коригуючи її за результатами розрахунків по міцності на дію згинальних моментів.

Залежність (4.56) для визначення несучої здатності нормальних перерізів залізобетонних балок підсилених у стиснутій та розтягнутій зонах, відповідно сталевібробетоном та композитними матеріалами, показав високу збіжність теоретичного розрахунку та експериментальних даних. Такий підхід до розрахунку забезпечує їх економічність та надійність, що є важливо враховуючи в першу чергу економічність, яка досягається запровадженням нових матеріалів, технологій і конструкцій. Введення коефіцієнтів в розрахункові залежності, при підсилених залізобетонних згинальних елементів, для визначення несучої здатності пропонуються багатьма дослідниками [59, 60, 96], та враховуються у рекомендаціях (частковий фактор) [151, 154, 155, 189].

Можна відмітити, що підсилення сучасними вуглепластиковими матеріалами та сталевібробетоном є ефективним способом підсилення згинальних залізобетонних елементів. Застосування такої системи підсилення підвищило жорсткість досліджуваних балок, а розрахунок таких конструкцій є складним. Застосування отриманої методики при розрахунку більш простота, в порівнянні із іншими, особливо при застосуванні ручних розрахунків. Основною ж перевагою є можливість широкого застосування комп'ютерної техніки.

Висновки до розділу 4

1. Методика, за якою можна було б розрахувати згинальні залізобетонні елементи, підсилені в стиснутій і розтягнутій зонах, в діючих нормах ДБН В.2.6.-98:2009 та ДСТУ Б.В.2.6-156:2010 відсутня. Апробовано розрахунок несучої здатності нормальних перерізів експериментальних зразків за діючими нормах.

2. Удосконалено розрахунок несучої здатності нормальних перерізів згинальних залізобетонних балок, підсилені в стиснутій і розтягнутій зонах при дії на них однократного та малоциклового навантаження за деформаційною моделлю.

3. Апробовано розрахунок несучої здатності нормальних перерізів згинальних залізобетонних балок, підсилені в стиснутій і розтягнутій зонах при дії на них однократного та малоциклового навантаження за деформаційною моделлю з дотриманням вимог ДБН В.2.6.-98:2009 та ДСТУ Б.В.2.6-156:2010.

4. Проведені порівняння експериментальної та теоретичної несучої здатності нормальних перерізів згинальних залізобетонних балок, підсилені в стиснутій і розтягнутій зонах, за дії на них однократного та малоциклового навантаження, обчислені за запропонованими рекомендаціями. Можливість застосування даного розрахунку на практиці свідчить величина відносної похибки експериментальних та теоретичних даних, яка становить 1 – 6 %. Запропонований метод розрахунку може використовуватися при проектуванні підсилення або відновлення залізобетонних згинальних елементів.

Матеріали розділу опубліковані в роботах [41, 68].

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Апробована програма та методика експериментальних досліджень згинальних залізобетонних балок, підсилених композитними матеріалами на основі вуглепластиків в розтягнутій зоні, дрібнозернистим бетоном та сталевібробетоном в стиснутій зоні, що зазнають впливу як однократних, так і малоциклових повторних навантажень, з врахуванням передісторії їх роботи до підсилення.
2. Виконані експериментальні дослідження міцності нормальних перерізів, жорсткості та тріщиностійкості згинальних залізобетонних балок до та після підсилення композитними матеріалами на основі вуглепластиків в розтягнутій зоні, бетоном та сталевібробетоном в стиснутій зоні, за дії на них однократних та малоциклових навантажень різних рівнів.
3. Підсилення згинальних залізобетонних елементів збільшує несучу здатність. При однократному навантаженні відбулось збільшення несучої здатності: в балках підсилених бетоном на 57%, в балках підсилених сталевібробетоном на 46%. При малоцикловому навантаженні для перших на 32%, для других на 60,9%. Для балок підсилених під навантаженням бетоном на 66%, в балках підсилених сталевібробетоном на 65%.
4. Встановлено, що підсилення зменшує прогини залізобетонних балок, в балках підсилених бетоном на 50%, в балках підсилених сталевібробетоном на 40 %. При малоцикловому навантаженні для перших на 16 %, для других на 10%. Для балок підсилених під навантаженням бетоном на 10%, в балках підсилених сталевібробетоном на 9%. Момент тріщиноутворення у підсилених балок збільшився у два рази, а це свідчить про збільшення їх жорсткості. Також зменшилась ширина розкриття нормальних тріщин в бетоні та деформації внутрішньої сталевіброарматури.
5. Встановлено такі особливості роботи балок: - руйнування підсилених дослідних зразків проходило одночасно по стиснутій та розтягнутій зоні

перерізу, що свідчить про максимальне використання ресурсу підсилюваної конструкції; -малоциклові навантаження, сприяють збільшенню несучої здатності згинальних залізобетонних елементів підсилених у порівнянні із однократним навантаженням.

6. Удосконалено та апробовано методику розрахунку несучої здатності нормальних перерізів згинальних залізобетонних балок, підсилених в стиснутій і розтягнутій зонах при дії на них однократного та малоциклового навантаження за деформаційною моделлю. На підставі виконаних порівняльних розрахунків, встановлено високу збіжність експериментальних та теоретичних даних, отриманих за методикою розрахунку, запропонованою в дисертаційній роботі.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Абдель Мажид Хайя Касасбех. Прочность и деформативность усиленных и восстановленных полимербетоном железобетонных изгибаемых элементов: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Абдель Мажид Хайя Касасбех // Киев, 1997. – 201 с.
2. Ашимов Б.А., Хайдуков Г.К. Исследования расчетных параметров фибры из стальных отработанных канатов // Пространственные конструкции зданий и сооружений: М. – Белгород: Изд. Бел ГТСАМ, 1996. – С. 101 – 111.
3. Бабич В.Є. Напружено-деформований стан і міцність нерозрізних залізобетонних балок при одноразових та повторних навантаженнях: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / В.Є. Бабич // Рівне, 2004. – 215 с.
4. Бабич Є.М. Бетонні та залізобетонні елементи в умовах малоциклових навантажень / Є.М. Бабич, Ю.О. Крусь // Монографія. – Рівне: РДТУ, 1999. – 119 с.
5. Бабич Є.М. Вплив тривалих і малоциклових навантажень на механічні властивості бетонів та роботу залізобетонних елементів: дис. докт. техн. наук: 05.23.01 / Є.М. Бабич // Рівне, 1995. – 392 с.
6. Бабич Є.М. Деструктивні особливості і малоциклова втомленість важкого бетону при малоцикловому стиску / Є.М. Бабич, Ю.М. Панчук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2000. – Вип. 4. – С. 106 – 110.
7. Бабич Є.М. Міцність і деформативність важкого бетону при малоцикловому стисненні / Є.М. Бабич, Н.І. Ільчук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Рівне: УДУВГП, 2003. – Вип. 9. – С. 116 – 123.
8. Бабич Є.М. Прочность бетона после действия малоциклового сжимающей нагрузки / Є.М. Бабич, А.П. Погореляк // Известия вузов: Строительство и архитектура. – 1976. – № 4. – С. 33 – 36.

9. Бабич Є.М. Пружнопластичні характеристики бетону після повторного стискання на вітках розвантаження / Є.М. Бабич, Н.І. Ільчук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Рівне: УДУВГП, 2003. – Вип. 10. – С. 69 – 83.
10. Бабич Є.М. Работа элементов на поперечную силу при немногokrатно повторном нагружении / Є.М. Бабич, А.П. Погореляк, А.С. Залесов // Бетон и железобетон. – 1981. – № 6. – С. 8 – 9.
11. Бабич Є. М., Бабич В. Є. Розрахунок і конструювання залізобетонних балок: навчальний посібник / Є. М. Бабич, В. Є. Бабич. – 2-ге видання, перероблене і доповнене. – Рівне : НУВГП, 2017. – 191 с.
12. Бабич Є.М. Розрахунок несучої здатності поперечних перерізів згинальних залізобетонних елементів / Бабич Є.М., Бабич В.Є., Савицький В.В. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2012. – Вип. 23. – С. 94 – 103.
13. Бамбура А. М. Попереднє призначення площі розтягнутої арматури для конструкцій прямокутного перерізу при згині / А. М. Бамбура, О. В. Дорогова, І. Р. Сазонова // Наука та будівництво: НДІБК, 2017. – С. 32 – 39.
14. Бамбура А. М. Проектування залізобетонних конструкцій: Посібник / А. М. Бамбура, І. Р. Сазоноів, О. В. Дорогова, О. В. Войцеховський. За редакцією А. М. Бамбури. – Київ: Майстер книг, 2018. – 240 с.
15. Бамбура А.М. Рекомендації щодо застосування композитних матеріалів фірми Sika для підсилення залізобетонних конструкцій ЗНТ-219-2167.13-001 /А. Бамбура, О. Гурківський, О.Дорогова, І. Сазанова, Т.Мірошник, О.Панченко, Ю. Собко К.: ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», Київ, 2014. – 45с.
16. Барашиков А.Я. Малоцикловая усталость бетона при сжатии / А.Я. Барашиков, Б.Н. Шевченко, А.И. Вальной // Бетон и железобетон. – 1985. – №4. – С. 27 – 28.
17. Барашиков А.Я. Розрахунки підсилених залізобетонних елементів за деформаційною моделлю / А.Я. Барашиков, І.В. Задорожнікова //

Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне: УДУВГП, 2006. – Вип. 14. – С. 443 – 448.

18. Барашиков А.Я. Експериментальні дослідження згинальних залізобетонних елементів підсилених різними способами / А.Я. Барашиков, О.П. Сунак, Б.А. Боярчук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Рівне: УДУВГП, 2000. – Вип. 5. – С. 212 – 219.

19. Барашиков А.Я. Експериментальні дослідження міцності та тріщиностійкості плит, підсилених сталевібробетоном / А.Я. Барашиков, О.Д. Журавський, І.О. Цибульник // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне: УДУВГП, 2001. – Вип. 6. – С. 255 – 258.

20. Барашиков А.Я. Прогибы железобетонных балок после усиления растяжкой зоны различными материалами / А.Я. Барашиков, В.М. Колякова, М. Блалі // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Рівне: НУВГП, 2005. – Вип. 13. – С. 340 – 345.

21. Бетоны. Методы определения призмочной прочности. ГОСТ 24452-80.

22. Бетоны: Методы определения призмочной прочности, модуля упругости. ГОСТ 10180-90. – Взамен ГОСТ 10180-78; Введ. 01.01.91. – М.: Изд-во стандартов, 1990. – 45 с.

23. Блалі Є.М. Сравнение эффективности методов усиления железобетонных изгибаемых элементов: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Э.М. Блалі // Киев, 2005. – 135 с.

24. Бліхарський З.Я. Реконструкція та підсилення будинків та споруд: Навчальний посібник. – Львів: НУ "Львівська політехніка", 2008. – 108 с.

25. Бліхарський З.Я. Експериментальні дослідження залізобетонних колон, підсилених вуглецевою стрічкою при дії навантаження низького рівня / З.Я. Бліхарський, Р.Є. Хміль, Ю.М. Собко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць.- Рівне: НУВГП, 2013. – Вип. 27.- С. 440 – 447.

26. Бліхарський Я.З. Методика експериментальних досліджень балок, підсилених залізобетонною обоймою за дії навантаження / Я.З.Бліхарський, Р.Є. Хміль, Д.І. Дубіжанський// Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць.– Рівне:НУВГП, 2011. – Вип. 22. – С. 795 – 800.
27. Бондаренко С.В. Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий / Бондаренко С.В., Санжаровский Р.С. // М.: Стройиздат,1990. – 250 с.
28. Борисюк А.П. Исследование деформационных характеристик фибробетона со стальной фиброй / А.П Борисюк, Ю.Ю. Зятюк // Весник Белорусско-Российского университета, УПКП МЭУП.–№ 2 (51). Могилев.– 2016. – С.145 – 151.
29. Борисюк О.П. Методика експериментальних досліджень залізобетонних балок, підсилених у стиснутій і розтягнутій зоні / О.П. Борисюк, Ю.Ю. Зятюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2013. – Вип. 27. – С. 27 – 33.
30. Борисюк О. П. Напружено-деформований стан нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів, підсилених вуглепластиками за дії малоциклового навантаження / О. П. Борисюк, О. П. Конончук: монографія. – Рівне: НУВГП, 2014. – 136 с.
31. Борисюк О.П. Напружено-деформований стан залізобетонних балок підсилених під навантаженням сталевіфробетоном і композитами при дії малоциклових навантажень// О.П. Борисюк, Ю.Ю. Зятюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2016. – Вип. 33. – С. 298 – 303.
32. Борисюк А.П. Особенности работы керамзитобетонных и керамзитожелезобетонных элементов при одноцикловом и малоцикловом сжатии: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / А.П. Борисюк // Ровно, 1991. – 166 с.
33. Борисюк А.П. Расчет прочности за нормальными сечениями, жесткостью и трещиностойкостью железобетонных балок, усиленных композитными

материалами на основе углепластиков в растянутой зоне / Борисюк А.П., Конончук А.П. // Строительство в прибрежных курортных регионах: Материалы 7-й международной научно-практической конференции. – Сочи: СГУ, 2012. – С. 84 – 88.

34. Борисюк О.П. Вплив анкерування композитної стрічки при підсиленні дослідних зразків згинальних елементів / Борисюк О.П., Конончук О.П., Собко Ю.М. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: НУВГП, 2012. – Вип. 24. – С. 496 – 501.

35. Борисюк О.П. Дослідження роботи підсиленних залізобетонних балок при дії малоциклових навантажень / Борисюк О.П., Конончук О.П., Мельник С.В., Петришин В.М. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне, 2008. – Вип. 17. – С. 404 – 410.

36. Борисюк О.П. Методика випробовування підсиленних згинальних залізобетонних елементів при малоциклових навантаженнях / Борисюк О.П., Конончук О.П. // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво). – Київ, ДП НДІБК, 2011. – Вип. 74. – Книга 2. – С. 709 – 717.

37. Борисюк О.П. Міцність, жорсткість та тріщиностійкість нормальних перерізів залізобетонних балок, підсиленних композитними матеріалами / Борисюк О.П., Конончук О.П. // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава: НТУ, 2012. – Випуск 2 (32), Т.2. – С. 3 – 10.

38. Борисюк О.П. Розрахунок необхідної площі підсилення згинальних залізобетонних елементів зовнішньою композитною арматурою при дії малоциклових навантажень / Борисюк О.П., Конончук О.П. // Строительство, материаловедение, машиностроение: Сб. науч. трудов. – Дн-вск: ГВУЗ "ПГАСА", 2012. – Випуск 65. – С. 82 – 88.

39. Борисюк О.П. Розрахунок несучої здатності нормальних перерізів залізобетонних згинальних елементів, підсиленних зовнішньою композитною

арматурою за дії малоциклових навантажень / Борисюк О.П., Конончук О.П. // Рекомендації. – Рівне, 2012. – 38 с.

40. Борисюк О.П. Сумісна робота шарів підсилення залізобетонних балок / О.П. Борисюк, Ю.Ю. Зятюк, М.О. Лисюк, А.В. Крамаренко // Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. – Луцьк: ЛНТУ, 2017. – Вип. 8. – С. 50 – 57.

41. Борисюк О.П. Strengthening and calculation analysis of bending reinforced concrete elements (англійською) / О.П. Борисюк, Ю.Ю. Зятюк, М.О. Лисюк, В.С. Євтушенко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2018. – Вип. 36. – С. 341 – 348.

42. Боярчук Б.А. Міцність, тріщиностійкість та деформативність залізобетонних конструкцій при різних способах підсилення розтягнутої зони: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Б.А. Боярчук // Луцьк, 2003. – 157 с.

43. Валовой М.О. Прогини підсилених залізобетонних балок із бетонів на відходах збагачення залізних руд / М.О. Валовой // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. – Рівне, 2011. – Вип. 22 – С. 775 – 780.

44. Валовой М.О. Технологія підсилення балок та вплив повторного навантаження на тріщиностійкість та деформативність / М.О. Валовой // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. – Рівне, 2012. – Вип. 23 – С. 456 – 462.

45. Валовой О.І. Порівняння ефективності варіантів підсилення залізобетонних елементів що працюють на згин / О.І.Валовой, О.Ю. Єременко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Рівне: НУВГП, 2007. – Вип. 14. – С. 352 – 359.

46. Васильєв І.В. Методика виконання та експериментальні дослідження залізобетонних балок, підсилених обіймою під навантаженням / І.В. Васильєв, З.Я. Бліхарський, Р.Є. Хміль // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2007. – Вип. 15. – С. 358 – 363.

47. Вахненко П.В. Реконструкция сельскохозяйственных зданий и сооружений / Вахненко П.В., Вахненко В.П., Гармаш Ю.Д., Клименко Е.В. // К.: Урожай, 1993. – 276 с.
48. Войцехівський О.В. Відпрацювання найбільш ефективної схеми відновлення залізобетонних балок сучасними ремонтними сумішами / О.В. Войцехівський, Т.І. Приндюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Рівне: НУВГП, 2004. – Вип. 11. – С. 357 – 361.
49. Гнідець Б. Г. Реконструкція і підсилення мостів зі зміною статичної схеми і регулюванням зусиль // Збірник наукових праць : Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій. – Львів.: Каменярь, 2000. – Вип. 4. – С. 569 – 576.
50. Гольшев А.Б. Проектирование усиленных несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений / Гольшев А.Б., Ткаченко И.Н. // К.: Логос, 2001. – 172 с.
51. Гольшев А.Б. Расчет и технические решения усиленных железобетонных конструкций производственных зданий и просадочных оснований/ А.Б. Гольшев, П.И. Кривошеев, П.М. Козелецкий // К.: Логос. – 2008. – 304 с.
52. Голишев О.Б. Курс лекцій з основ розрахунку будівельних конструкцій і з опору залізобетону / О.Б.Голишев, А.М. Бамбура. – К.: Логос, 2004. – 340с
53. Гомон С.С. Прочность и деформативность железобетонных изгибаемых элементов при многократно-повторных нагрузениях и длительном воздействии влажной среды: дисс. ... кандидата техн. наук: 05.23.01 / Гомон Святослав Степанович. – Ровно, 1995. – 176 с.
54. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
55. ДБН В.3.1-1-2002. Ремонт и усиление несущих и ограждающих строительных конструкций и оснований промышленных зданий и сооружений. – К.: Госкомстрой Украины, 2002. – 80 с.

56. Дворкін Л.Й. Основи бетонознавства/ Дворкін Л.Й., Дворкін О.Л. Дворкін. - К.: Основа, 2007.
57. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2010.– 166 с.
58. Дробишинець С.Я. Вплив повторних малоциклових навантажень на механічні характеристики сталевібробетону та роботу згинальних елементів на його основі. –дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / С.Я. Дробишинець // Львів, 2006. – 154 с.
59. Довбенко В.С. Дослідження роботи залізобетонних балок, підсилених полімерною композицією при дії малоциклових навантажень / В.С. Довбенко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. – Рівне, 2011. – Вип. 22 – С. 787 – 794.
60. Дубіжанський Д.І. Міцність та деформативність залізобетонних балок, посилених залізобетонною обіймою під навантаженням: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Д.І. Дубіжанський //Львів, 2013. – 183 с.
61. Задорожнікова І.В. Експериментальні дослідження тріщиностійкості та прогинів балок підсилених у стиснутій зоні / І.В. Задорожнікова // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2007.– Вип. 15. – С. 364 – 369.
62. Задорожнікова І.В. Підсилення стиснутої зони, як засіб відновлення експлуатаційних якостей залізобетонних згинальних елементів: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / І.В. Задорожнікова // Луцьк, 2006. – 140 с.
63. Залесов А.С. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил /А.С. Залесов, Ю.А. Климов// Киев: Будывельник, –1989. – 104с.
64. Залесов А.С. Новые методы расчета железобетонных элементов по нормальным сечениям на основе деформационной расчетной модели / А.С. Залесов, Е.А. Чистяков, И.Ю. Ларичева // Бетон и железобетон. – 1997. – № 5. – С. 31 – 34.

65. Залесов А.С. Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям / А.С. Залесов, Э.Н. Кодыш, Л.Л. Лемьш, И.К. Никитин // М.: Стойиздат, 1988. – 320 с.
66. Зятюк Ю.Ю. Високоєфективні матеріали в будівництві автомобільних доріг і аеродромів / Ю.Ю. Зятюк, Є.Ф. Гуйван, В.В. Харипончук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2017. – Вип. 34. – С. 24 – 32.
67. Зятюк Ю.Ю. Операційність технології виконання робіт при підсиленні дослідних залізобетонних зразків (матеріалами фірми «Sika») / Ю.Ю. Зятюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2016. – Вип. 32. – С. 466 – 475.
68. Зятюк Ю.Ю. Результати експериментальних досліджень залізобетонних балок підсиленних в стиснутій та розтягнутій зонах / Ю.Ю. Зятюк // Містобудування та територіальне планування: Наук.-техн. Збірник / Відпов. ред. М.М. Осетрін. – К., КНУБА, 2016. – Вип. 61 (спеціальний) – С. 216 – 222.
69. Зятюк Ю.Ю. Робота залізобетонних балок підсиленних у стиснутій та розтягнутій зонах при дії малоциклових навантажень. / Ю.Ю. Зятюк // Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. – Луцьк: ЛНТУ, 2016. – Вип. 5. – С. 215 -223.
70. Касасбех Абдельмажид. Прочность и жесткость железобетонных изгибаемых элементов, усиленных полимербетоном / Касасбех Абдельмажид, Мурашко Л.А. // Монография. – К.: КГТУСА, 1998. – 60 с.
71. Кваша В.Г. Відновлення автодорожного моста після наслідків повені з розширенням і підсиленням прольотної будови / Кваша В.Г., Салійчук Л.В., Рачкевич В.С., Семанів Л.Я. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2008.– Вип. 16. Ч.1. – С. 342 – 350.
72. Кваша В.Г. Експериментальні дослідження і розрахунок витривалості, жорсткості і тріщиностійкості згинальних залізобетонних елементів при багаторазових навантаженнях / В.Г. Кваша, В.В. Левчич, І.В. Мельник //

Проблеми теорії і практики будівництва: Збірник матеріалів конференції. – Львів: 1994. – Том 1. – С. 131 – 141.

73. Кваша В.Г. Експлуатаційний стан струнобетонних прольотних будов та ефективні способи їх розширення і підсилення / Кваша В.Г., Салійчук Л.В., Собко Ю.М. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2008. – Вип. 16. Ч.1. – С. 351 – 362.

74. Кваша В.Г. Обстеження та випробування автодорожніх мостів. – Львів, 2002. – 102 с.

75. Кваша В.Г. Підсилення залізобетонних мостів вуглецевими композитами CFRP/ В.Г.Кваша, М.Д.Климуш, В.С.Рачкевич, Ю.М.Собко// Світ геотехніки: Науково-технічний журнал.– Запоріжжя:2011.– Вип.1(29).–С.19–23.

76. Кваша В.Г. Розрахунок міцності нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених зовнішнім наклеєним композитним армуванням, на основі деформаційної моделі // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2008. – Вип. 16. Ч.1. – С. 363 – 371.

77. Кисилиер М.И. Изгибаемые железобетонные элементы с приклеенной внешней стальной листовой растянутой арматурой при воздействии статических нагрузок: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / М.И. Кисилиер // Москва: НИИЖБ, 1977. – 22 с.

78. Климуш М.Д. Дослідження залізобетонних балок з багаторядною арматурою, підсилених композитними матеріалами // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2001. – Вип. 7. – С. 252 – 260.

79. Климуш М.Д. Дослідження витривалості залізобетонних балок зі зварною каркасною арматурою, підсилених наклеєними вуглепластиками. / Климуш М.Д., Кваша В.Г. // Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій: Збірник наукових праць. – Львів, 2007. – Вип. 7. – С. 621 – 632.

80. Климпуш М.Д. Міцність, витривалість та деформативність залізобетонних згинальних елементів, підсилених наклеєними композитними стрічками: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / М.Д. Климпуш // Київ, 2010. – 259 с.
81. Климпуш М.Д. Реконструкція залізобетонного автодорожнього моста з підсиленням балок приклеєними вуглепластиками / В.Г. Кваша, І.В. Мельник, М.Д. Климпуш // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2003. – Вип. 10. – С. 267 – 275.
82. Климпуш М.Д. Розрахунок міцності нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених вуглецевими полімерами / М.Д. Климпуш, В.Г. Кваша // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2007. – Вип. 15. – С. 270 – 276.
83. Ключев С.В. Высокопрочный фибробетон для промышленного и гражданского строительства // Инженерно-строительный журнал. - 2012.- №8. – С.61-103.
84. Коваль П.М. Дослідження конструкцій автодорожнього моста в умовах малоциклових навантажень / Коваль П.М., Полюга Р.І., Сташук П.М., Фаль А.Є. // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. – К.: НТУ, 2006. – №73. – С.152 – 159.
85. Коваль П.М. Малоциклові навантаження в роботі автодорожніх мостів / Коваль П.М., Полюга Р.І. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2008. – Вип. 17. – С. 341 – 347.
86. Колоколов Н.М. Использование балок с слоем полимерцементного бетона / Колоколов Н.М., Захаров Л.В. // Бетон и железобетон. – 1978, – №7. – С. 25 – 29.
87. Конончук А.П. Исследование по нормальным сечениям железобетонных балок усиленных разными методами // Новые материалы, оборудование и технологии в промышленности: Материалы международной конференции молодых ученых. – Могилев: ГУ ВПО "Белорусско – Российский университет", 2010. – С. 121.

88. Конончук О.П. Результати експериментальних досліджень залізобетонних балок, підсилених композитними матеріалами // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: НУВГП, 2012. – Вип. 23. – С. 479 – 486.
89. Конончук О.П. Розрахунок несучої здатності нормальних перерізів підсилених згинальних залізобетонних елементів при дії на них малоциклових навантажень. // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса: ОДАБА, 2012. – Вип. 46. – С. 185 – 192.
90. Кривошеєв П.І. Науково-технічні проблеми реконструкції будівель та споруд // Збірник наукових праць: Будівельні конструкції. – К.: НДІБК, 2001. – Вип. 54. – С. 11 – 17.
91. Консервація і реставрація пам'яток архітектури. Методичний посібник, - Київ – Львів: -Укрреставрація, 1996. – 586с.
92. Кричевский А.П. Новые технологии, материалы и конструкции на основе сталефибробетона // Новые строительные технологии, материалы и конструкции на основе сталефибробетона. Материалы семинара. – Донецк - Харцызск, 2002. – 50 с.
93. Кричевский С.А. Прочность, деформативность и трещиностойкость торкретсталефибробетонных покрытий железобетонных балок: дис. канд. техн. наук.: 05.23.01 / С.А. Кричевський // Киев, 1996. – 152 с.
94. Лазовский Д.Н. Усиление железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений. – Новополюк: Издательство Полоцкого гос ун-та, 1998. -240 с.
95. Мальганов А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий / Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. // Атлас схем и чертжей. – Томск, 1990. – 320 с.
96. Мельник І.В. Випробування залізобетонних балок з поздовжньою арматурою класу А-II, підсилених композитними матеріалами Ruredil X Mesh Gold / І.В. Мельник, Р.З. Добрянський, Р.І. Канафоцький, О.О. Кузик, М.В.

Філіпішин // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2010. – Вип. 20. – С. 487 – 492.

97. Мельник І.В. Експериментальні дослідження міцності, жорсткості і тріщиностійкості залізобетонних балок, підсилених вуглепластиками при різних рівнях попереднього навантаження / І.В. Мельник, Р.З. Добрянський, Н.Б. Давидовський // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2011. – Вип. 22. – С. 814 – 821.

98. Мельник І.В. Міцність і деформативність залізобетонних балок підсилених конструкційними композитами при різних умовах попереднього завантаження / І.В. Мельник, Р.З. Добрянський, А.Я. Мурин // Зб. наук. праць "Будівельні конструкції" . – Київ, 2005. – Вип. 56. – С. 121 – 129.

99. Мельник І.В. Ширина розкриття нормальних тріщин залізобетонних балок, підсилених зовнішньою композитною арматурою / І. В. Мельник, А. Я. Мурин, Р. І. Канафоцький, Т. В. Приставський // Вісник НУ "Львівська політехніка" : теорія і практика будівництва. – Львів, 2010. – № 662. – С. 308 – 315.

100. Мурин А.Я. Міцність, жорсткість і тріщиностійкість залізобетонних балок, підсилених зовнішньою композитною арматурою: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / А.Я. Мурин // Львів, 2011. – 163 с.

101. Настанова з проектування та виготовлення сталевібробетонних конструкцій. ДСТУ – Н Б В.2.6-78:2009. Конструкції будинків і споруд. – Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2009. – 42 с .

102. Новікова С.М. Залізобетонні елементи, підсилені регульованим обтиском / С.М. Новікова, М.Г. Чеканович // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2000. – Вип. 5. – С. 316 – 321.

103. Павліков А.М. Метод визначення площі поздовжньої арматури в згинальних елементах залізобетонних конструкцій на основі повної діаграми деформування бетону // Сталезалізобетонні конструкції: Збірник наукових статей. – Кривий Ріг: КТУ, 2004. – Вип. 6. – С. 219 – 224

104. Панчук Ю.М. Дослідження деформацій стиснутого бетону і розтягнутої арматури залізобетонних балок зі змішаним армуванням при малоциклових

навантаженнях високих рівнів // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2000. – Вип. 5. – С. 226 – 235.

105. Панчук Ю.М. Робота згинальних залізобетонних елементів із змішаним армуванням при високих рівнях малоциклового навантаження: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Ю.М. Панчук // Львів, 2000. – 18 с.

106. Паспорт безпеки MSDS_Colma Cleaner № : 6327 Colma Reiniger 02.09.2010, 8с.

107. Перлова О.М. Несуча здатність, жорсткість та деформативність залізобетонних елементів із змішаним армуванням: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / О.М. Перлова; Державний НДІ будівельних конструкцій // Київ, 2008. – 241 с.

108. Підвищення надійності підсилених залізобетонних конструкцій будівель і споруд. – Звіт про науково-дослідну роботу № 39 – дб (заключний). – Луцьк: ЛДТУ, 2000. – 103 с.

109. Погореляк А.П. Исследование работы железобетонных изгибаемых элементов на поперечную силу при многократно-повторных нагрузениях: дисс. канд. техн. наук / А.П. Погореляк // Ровно, 1981. – 174с.

110. Попруга Д.В. Новітні технології підсилення згинальних залізобетонних елементів промислових будівель / Д.В. Попруга, О.І. Валовой, М.О. Валовой // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2012. – Вип. 23. – С. 502 – 509.

111. Попруга Д.В. Напружено-деформований стан підсилених залізобетонних згинальних елементів виготовлених на відходах гірничо-збагачувальних комбінатів / Д.В. Попруга, О.І.Валовой // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Рівне: НУВГП, 2011. – Вип. 21. – С. 611 – 617.

112. Потієнко Л.В. Експериментальні дослідження прогинів непідсилених і підсилених залізобетонних балок / Л.В. Потієнко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2010. – Вип. 20. – С. 500 – 505.

113. Рабинович Ф.Н. Композиты на основе дисперсно армированных бетонов. Вопросы теории и проектирования, технология, конструкции: монография–М.: Издательство АВС, 2004. – 560с
114. Рекомендации по расчету усиления железобетонных конструкций системой внешнего армирования из полимерных композитов FibARM. ГУП «НИИЖБ». - Москва, 2012, 29 стр.
115. Рекомендации по проектированию усиления железобетонных конструкций зданий и сооружений реконструируемых предприятий. Наземные конструкции и сооружения. – Харьковский Промстройиниипроект, НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1992. – 321 с.
116. Римар Я.В. Міцність та деформативність залізобетонних балок, підсилених під навантаженням нарощуванням арматури: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Я.В. Римар // Львів: НУ "Львівська політехніка", 2010. – 20 с.
117. Римшин В.И. Восстановление и усиление железобетонных конструкций / Римшин В.И., Кустикова Ю.О. // Международная научно – практическая конференция "Научное исследование, наносистемы и ресурсосберегающие технологии в стройиндустрии (18 Научные чтения)", Белгород, 2007 – С. 127 – 131, 195.
118. Руководство по усилению железобетонных конструкций композитными материалами. ГУП "НИИЖБ", ООО "Интераква". М., 2006, – 48 с.
119. Салех А.К. Прочность и деформативность усиленных железобетонных элементов: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / А.К. Салех // Киев: КГТУСА, 1994. – 19 с.
120. Свод правил СП 52-101-03. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. – М.: Госстрой, 2003. – 125 с.
121. Семенюк С.Д. Расчет прочности нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны, при действии малоцикловых нагрузжений / С.Д. Семенюк, Ю.Г. Болошенко //

Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. – Рівне, 2012. – Вип. 23 – С. 523 – 532.

122. Семенюк С.Д. Экспериментальные исследования работы усиленных железобетонных балок при малоцикловом нагружении / С.Д. Семенюк, Ю.Г. Болошенко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. – Рівне, 2011. – Вип. 22 – С. 841 – 850

123. Смолянінов М.Ю. Підвищення міцності й тріщиностійкості залізобетонних елементів, підсилених акриловим полімеррозчином, при дії короточасних статичних і багаторазово повторних навантажень: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / М.Ю. Смолянінов // Харків: УДАЗТ, 2007. – 23 с.

124. Смолянінов М.Ю. Підсилення залізобетонних елементів, що зазнають згину, акриловим полімеррозчином // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2005. – Вип. 12. – С. 432 – 439.

125. Собко Ю.М. Дослідження напружено-деформованого стану залізобетонних мостових елементів до та після підсилення композитними матеріалами: Звіт про НДР № 0107 У 009082 / Львів, 2009. – 10 с.

126. Сталь арматурная. Методы испытаний на растяжение. ГОСТ 12004-81. – Введ. 01.07.81.

127. Сунак О.П. Міцнісні характеристики дослідних залізобетонних балок, підсилених різними способами / Сунак О.П., Сунак П.О., Маліков В.В., Боярчук Б.А. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Рівне: НУВГП, 2005. – Вип. 13. – С. 367 – 371.

128. Сунак О.П., Боярчук Б.А. Напружено-деформований стан підсилених залізобетонних балок при короточасному навантаженні // Міжвузівський збірник (за напрямком „Інженерна механіка”). Наукові нотатки. Вип. 11. – Луцьк: ЛДТУ, 2002. – С. 260 – 267. \

129. Талантова К. В. Сталефибробетон с заданными свойствами и с строительные конструкции на него основе// Автореферат диссертации на соискание ученой степени доктора технических наук. Ростов-на-Дону – 2013. 36 с.

130. Техническое описание материала. Sika® CarboDur System Система структурного усиления на основе углепластика для тяжелой нагрузки. Издание 05.2015, 6с.
131. Техническое описание материала системы SikaWrap® Композитные тканые материалы для структурного и сейсмического усиления,. Издание 05.2015, 3с.
132. Техническая карта материала. Идентификационный №: 020206010010000040 Sika® CarbDur® S Ленты из углеродных волокон для усиления конструкций - составная часть системы Sika® CarboDur®. Издание: 24/07/2014; UA_YS_01/2015, 5с.
133. Техническая карта материала. Идентификационный №:020206020010000025 SikaWrap®-230 C/45. Ткань из углеродных волокон для усиления конструкций, Издание: 21/07/2014; UA_YS_01/2015, 4с.
134. Техническая карта материала. Идентификационный №: 020401040010000001 Sikadur®-30. Клей, применяемый при усилении конструкций. Издание: 18/07/14; UA_YS_01/2015, 4 с.
135. Техническая карта материала. Идентификационный номер №: 020401040010000004 Sikadur®-330. Двух компонентный эпоксидный клей. Издание: 18/07/2014; UA_YS_01/2015 4с.
136. Фибробетон. Технологии будущего на службе настоящего/ Федеральный строительный рынок. – Вып.74. – Санкт-Петербург, 2009.
137. Хайдуков Г.К. Фибробетон и тонкостенные конструкции // Пространственные конструкции зданий и сооружений: Сб. статей. М. – Белгород: Изд. Бел ГТСАМ, 1996. – С. 239 – 250.
138. Хаютин Ю.Г. Применение углепластиков для усиления строительных конструкций / Ю.Г. Хаютин, В.Л. Чернявский, Е.З. Аксельрод // Бетон и железобетон. – М., 2002. – № 6. – С. 17 – 20; – 2003. – №1. – С. 25 – 29.
139. Шагин А.Л. Реконструкция зданий и сооружений / А.Л. Шагин, Ю.В. Бондаренко, Д.Ф. Гончаренко, В.Б. Гончаров // Учебное пособие для строительных специализированных вузов. – М.: Высшая школа, 1991. – 352 с.

140. Шагин А.Л. Усиление эксплуатируемых балочных конструкций локальным обжатием / А.Л. Шагин, М.Ю. Избаш // Зб. Будівельні конструкції. – К.: НДІБК, 2005. – том 2. – Вип. 62. – С. 316 – 321.
141. Шылин А.А. Внешние армирование железобетонных конструкций композитными материалами / Шылин А.А., Пшеничный В.А., Картузов Д.В. // М.: Стройиздат, 2007. – 182 с.
142. ACI 440.2R-02.2008: Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures, Published by American Concrete Institute, Farmington Hills, July 2008, 80p (USA).
143. ACI 440.3R-02.2004: Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures, Published by American Concrete Institute, Farmington Hills, July 2004, 40p (USA).
144. A.Baier Method Statement SikaWrap® Manual dry Application «Sika Services AG» N°: 850 41 02 June 2011, 19 p.
145. Al-Mahaidi R., Hii A. Bond behaviour of CFRP reinforcement for torsional strengthening of solid and box / section RC beams. Al – Mahaidi Riadh, Hii Adrian K.Y. Composites. B. 2007. 38, №5 – 6, S.720 – 731.
146. Ballinger. Advanced Composite Materials in Bridges and Structures. // Lst. International conf. - Sherbrooke, Quebec, Canada, 1992.
147. Bartosik T. Wzmacnianie konstrukcji materiałami CFRP na bazie włókien węglowych, szklanych i aramidowych / T. Bartosik // II konf. nauk. - techn. Materiały kompozytowe v budownictwie mostowym. Zeszyt pokonferencyjny. Lodz, 2006.
148. Blaschko M., Zilch K., Rehabilitation of concrete structures with CFRP strips glued into slits. Proceedings of the 12th International Conference of Composite Materials, Paris, 1999.
149. Cichocki M.: Uwarunkowania wytrzymałościowe stosowania tasm kompozytowych CFRP do wzmocnienia mostow betonowych. Konferencja Naukowo-Techniczna "Materiały Kompozytowe w budownictwie mostowym" 2000, S. 25 – 34.

150. Chung H.W. Epoxy-Repaired Concret Beams // ACI Journal. Proc. V.72. № 5, May, 1975. – S. 233 – 234.
151. CNR-DT 200/2004, Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures – Materials, RC and PC structures, masonry structures, CNR, Italian National Reserch Council, Rome, Italy, 2004, 144p.
152. CSTB - Avis Technique 3/07-502, SIKA CARBODUR SIKA WRAP (France).
153. Concrete Society Technical Report No. 55, Design guidance for strengthening concrete structures using fiber composite material, 2000 (United Kingdom).
154. Deutsches Institut fur Bautechnik Z-36.12-80, 2010: General Construction Authorisation for Sika® CarboDur® (Germany).
155. Fiber concrete technology .Brugg Contec AG Aachstr. 11 CH-8590 Romanshorn 2010. – 22 page.
156. Externally bonded FRP reinforcement for RC structures. Technical report fib, bulletin 14, 2001, – 130 p. (International).
157. Gorski M., Krzywon R., Hulimka J., Ajdukiewicz A., Majewski S., Opracowanie zasad obliczania wzmocnien konstrukcji betonowych za pomoca mat z wlokien weglowych. Raport koncowy z realizacji projektu badawczego nr 7 T07E 011 18. Gliwice, 2002.
158. Hillerborg A. Determination and Significance of the Fractur Toughness of Steel Fiber Concrete // Steel Fiber Concrete US - Sweden Joint Seminar, Stockholm, 3 – 5 June 1995. - P.P. 257 – 271.
159. Instytut badawczy drog i mostow, technical approval No. AT/2003–04– 0336, System materialow Sika® CarboDur® do wzmacniania konstrukcji obiektow mostowych (Polish).
160. Kaminska M.E. Badania zelbetowych belek z tasmami CFRP przyklejonymi na ich powierzchniach / M.E. Kaminska, R. Kotynia // XVI konferencja naukowo-techniczna "Beton i prefabrykacja". – Tom 2, – Jadwisin., – 1998. – S. 479 – 484.
161. Kaminska M. E., Ignatowski P.: O ograniczaniu odkształcen betonu sciskanego kompozytami CFRP. Inzynieria i Budownictwo nr, 2003.

162. Kaminska M.E. Obliczanie nosnosci belek wzmacnionych tasmami CFRP / ME. Kaminska, R. Kotynia // XLV konf. nauk. KILiW PAN i KN PZITB Problemy naukowo - badawcze budownictwa. – Tom 2, Konstrukcje betonowe. – Krynica, – 1999. – S. 87 – 94.
163. Kaminska M. E. Stan graniczny nosnosci na zginanie zelbetowych belek, wzmacnionych tasmami CFRP / M.E. Kaminska, R. Kotynia // XLIV konf. naukowa KILiW PAN i KN PZITB Problemy naukowo-badawcze budownictwa. – Tom IV, Konstrukcje betonowe. – Krynica, 1998. – S. 95 – 102.
164. Kaiser H. Bewehren von Stahlbeton mit Kohlenstoffaserverstärkten Epoxidharzen / H. Kaiser// Disertation ETH, Nr 8918. – Zürich, ETH. – 1989.
165. Kajfasz S., Concrete beams with reinforcement bonded by gluing. International RILEM Conference, Paris, 1967.
166. Kaluza M.: Wybrane problemy wzmacniania konstrukcji zelbetowych sprzezonymi tasmami z wlokien weglowych. Zeszyty Naukowe Politechniki Slaskiej. Gliwice Ustron, listopad 2004.
167. Kleingelhofer P. Neue Betouverflissiger auf Basis Polycarboxylat. II Proc. 13., Ybasil. Weimar. –1997. – Bd. 1. – S. 491 – 495.
168. Kordms S. Selbstverdichtender Beton in Beitrage zum 41./ Forschungskolloquium des DafStb; - 3. Marz. – 2003.
169. Kotynia R. Niektore aspekty wzmacniania belek na zginanie tasmami CFRP / R. Kotynia // XLIII konf.nauk. KILiW PAN i KN PZITB Problemy naukowo-badawcze budownictwa. – Tom IV. Konstrukcje betonowe. – Krynica, – 1997. –S. 117 – 124.
170. Kotynia R. Graniczne odkształcenia materialow kompozytowych przy odspojeniu w ujęciu normowym dla zginania / R. Kotynia // konf. nauk. KILiW PAN i KN PZITB Problemy naukowo-badawcze budownictwa. – Tom III, Konstrukcje betonowe. – Krynica, 2005. – S. 105 – 112.
171. Kybicki J. Badania doswiadczalne zarysowanych belek zelbetowych z naklejonymi tasmami kompozytowymi z weglowych / J. Kybicki // prace instytutu techniki – kwartalnik №4 (124) 2002. – S. 43-59.

172. Lagoda M. Zalecenia dotyczace wzmacniania konstrukcji mostowych przez przuklejanie zbrojenia zewnetrznego / M. Lagoda. – Warszawa, 2002. – 62 s.
173. Lagoda M. Zalecenia dotyczace wzmacniania konstrukcji mostowych za pomoca przyklejanego zbrojenia zewntznego / M. Lagoda – Instytut Badawczy Drog i Mostow, Warszawa. – 2006. – 56 s.
174. Ledner M., Pralong J., Weder Ch. Geklebte Bewehrung / M. Ledner, J. Pralong, Ch. Weder. – Bemessung und Erfahrungser, EMPA Bericht Nr. 116/5, Eidgenossische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, EMPA, April 1990.
175. Ladner M. und Weder Ch. Geklebte Bewehrung: Bemessung und Erfahrungser / M. Ladner, J. Pralong. – EMPA Dübendorf. – Nr. 116/5, Eidgenössische Materialprüfungs - und Forschungsanstalt, EMPA, April 1990.
176. Martin D.E. An energy criterion for low cyclic fatigue / D.E. Martin // ASME, J. of Basic Eng. – Ser. D. – 1961. – V. 4. – S. 105 – 112.
177. Meier U. Composite for structural repair and retrofitting / U. Meier // International Conference on Fiber Composites in Infrastructure ICC1 1996. – S. 1202 – 1216.
178. Meier U. Strengthening of Structures using carbon fibre/epoxy composites / U. Meier // Construction and Building Materials. Vol. 9. No. 6. 1995 – S. 341 – 351.
179. Meier U. Strengthening of Structures with CFRP Laminates, Advanced Composite Materials in Civil Engineering Structures, / U. Meier, K. Kaiser // Proceedings of the Specialty Conference (ASCE), Las Vegas, Nevada, 1991. – S. 224 – 232.
180. Meier U. Strengthening of Structures with CFRP Laminates: Research and applications in Switzerland Advanced composite materials in bridges and structures. / U. Meier, M. Deuring, H. Meier, G. Shwegler // 1st International Conference. Sherbrooke, Canada. – 1992.
181. NBI Teknisk Godkjenning, NBI Technical Approval, No. 2178, 2001, (Norwegian).

182. Niedermeier R. Klebarmierung zur nachträglichen Verstärkung von Stahlbetonbauteilen - Aktuelle Forschungsergebnisse / R. Niedermeier // Übersicht heutiger stand. – München, 2002.
183. Nielsen A. and Monteiro P. Concrete: a three phase material // Cement and Concrete Research -1993. - Vol. 23. - P. 147 - 151.
184. O. Ben Mekki, D. Siegert. 10 m-Span composite ultra-high performance fiber-reinforced concrete-carbon fibres-timber bridge concept: Feasibility validation and vibration monitoring. Mechanics of Advanced Materials and Structures / June 27, 2012 [Електрон.ресурс].-режимдоступу: [http://mc/manuscriptcentral/com/umcm](http://mc.manuscriptcentral.com/umcm).
185. Onken P., vom Berg W.: Matzdorf D.: FRP Colonna Program jбliczeniowy do Wzmacniania slupow przy zastosowaniu mat kompozytowych S&P Sheets. Podrecznik uzytkownika. Tlumaczenie i komentarz Tomasz Bartosik. Materialy firmy S&P Reinforcement. 2005.
186. Radomski W. et al. Rehabilitation of reinforced and prestressed concrete bridges in Poland by means of external post tensioning. XII FIP Congress on Challenges for Concrete in the Next Millenium / Radomski W. – 1998. – S. 661 – 664.
187. Ritchie P. External Reinforcement of Concrete Beams / P. Ritchie, D. Thomas, G. M. Connelly // Iszng Fiber-Reinforced Plastics, AC 1 Structural Jornal, 8 (4), 1991. S. 490 – 500.
188. Rostasy F., Neubauer U., Hankers C.: Verstärken von Betontragwerken mit geklebter äusserer Bewehrung aus kohlenstoffaserverstärkten Kunststoffen. Beton und Stahlbetonbau, Heft 5, 1997.
189. SIA 166, Klebebewehrungen, 2003 /2004 (CH) (Switzerland)
190. Shah S.P., Jeng Y.S. Fracture Resistance of Steel Fiber Reinforced Concrete // Steel Fiber Reinforced Concrete. // Steel Fiber Concrete US - Sweden Joint Seminar, Stockholm, 3 - 5 June 1999. - P. 257.
191. Siwowski T., Radomski W., Pierwsze krajowe zastosowanie tasm kompozytowych do wzmocnienia mostu. Inzynieria i Budownictwo, nr 7, 1998, S. 382 – 388.

192. Schmidt M., Fenling E. Ultrahochfester Beton-und Fertigteiltechnik. – 2003. – H. 1. – P. 16–19.
193. TSUS, Building Testing and research institutes, Technical approval No. 5502A/02/0633/0/004, 2003: System dodatocneho zosilnovania zelezobetonovych a drevenych konstrukcil Sika CarboDur® (Slovak).
194. Tan K. Y., Tumialan G., Nanni A.: Evaluation of externally bonded CFRP Systems for the Strengthening of RC Slabs. International Symposium on FRP Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-6). Singapore 2003, S. 417 – 426.
195. Urban T. Analiza pracy zginanego elementu zelbetowego wzmacnionego zbrojeniem zewnetrznym z podalnymi lacznikami / T. Urban // XLIV konf. nauk. KILiW PANiKN PZITB Problemy naukowo badaweze budownictwa, Tom IV, konstrukcje belonowe. – Poznan-Krynica, 1998. – S. 149 – 156.
196. ZAG, Technical Approval No. S418/99-620-2, za uporabo nacina ojacitev armirano betonskih in prednapetih elementov konstrukcij z dolepljenjem lamel iz karbonskih vlaken “Sika® CarboDur®” v Republiki Slononiji (Slovenian).

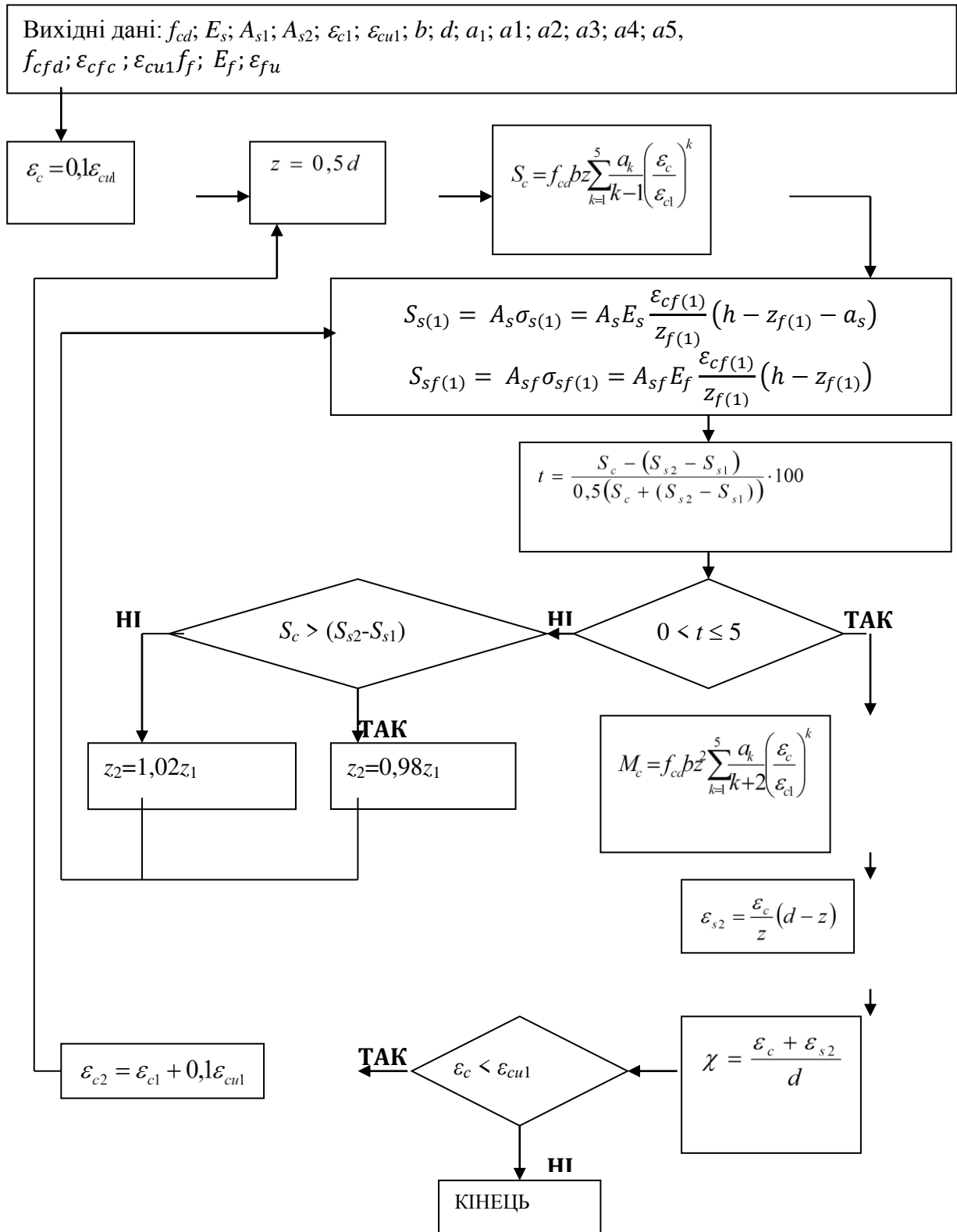
ДОДАТОК А.
Алгоритм розрахунку несучої здатності

Таблиця А.1 – 1 Побудова діаграми «момент – кривизна»

<p>Вихідні дані: висота перерізу h; ширина перерізу b; клас бетону $C\dots$; поздовжня арматура класу $A\dots$ розміщена в два ряди: перший ряд -діаметр стержнів d_{s1}(площа A_{s1}), другий -діаметр стержнів d_{s2}(площа A_{s2}); захисний шар бетону c; віддаль між осями поздовжніх стержнів v_1;точність виконання умови рівноваги m,</p>	
№з/п	Алгоритм
1	Механічні характеристики матеріалів: бетон – $f_{cd}; \varepsilon_{c1}; \varepsilon_{cu1}$; арматура – $f_{yd}; E_s; \varepsilon_{s0} = f_{yd}/E_s; \varepsilon_{ud}$; бетон підсилення $f_{cfd}; \varepsilon_{cfc}; \varepsilon_{cu1}$; стрічки підсилення – $f_f; E_f; \varepsilon_{fu}$
2	Визначається робоча висота перерізу: ддля повної площі $d = h - c - 0,5d_s.$
3	Приймається $\varepsilon_c = 0,1\varepsilon_{c1}$ і методом наближень визначаються згинальний момент внутрішньої пари сил та кривизна елемента.
4	При відношенні $\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} = 0,1$ за табл. Б.1 додатку Б знаходяться значення коефіцієнтів ω і β .
5	На першому кроці орієнтовно приймається $z_{(1)} = 0,5d$ і обчислюються деформації арматури за формулами (18-22): $\varepsilon_{s(1)} = \frac{\varepsilon_{cf(1)}}{z_{f(1)}} (h - z_{f(1)} - a_s); \varepsilon_{sf(1)} = \frac{\varepsilon_{cf(1)}}{z_{f(1)}} (h - z_{f(1)});$ $\varepsilon_{cfc} = \frac{\varepsilon_{cf(1)}}{z_{f(1)}} (z_{f(1)} - h_{cf}).$ Якщо $\varepsilon_{s1(1)} \geq \varepsilon_{s0}$ або $\varepsilon_{s2(1)} \geq \varepsilon_{s0}$, подалі в розрахунках приймається відповідно $\varepsilon_{s1(1)} = \varepsilon_{s0}$ і $\varepsilon_{s2(1)} = \varepsilon_{s0}$.
6	Знаходяться зусилля в стиснутому бетоні та стиснутому бетоні підсилення і розтягнутій арматурі $S_{s1(1)}$, та в стрічці підсилення відповідають $z_{(1)}$: $S_{cf(1)} = \omega_f f_{cfm} b z_{f(1)}; S_{c(1)} = \omega_f c m b z_{f(1)} ; \cdot$ $S_{s(1)} = A_s \sigma_{s(1)} = A_s E_s \varepsilon_{s(1)} = A_s E_s \frac{\varepsilon_{cf(1)}}{z_{f(1)}} (h - z_{f(1)} - a_s);$

6	$S_{sf(1)} = A_{sf}\sigma_{sf(1)} = A_{sf}E_f\varepsilon_{sf(1)} = A_{sf}E_f\frac{\varepsilon_{cf(1)}}{z_{f(1)}}(h - z_{f(1)});$
7	Обчислюється точність виконання умови рівноваги за формулою $\frac{ S_{c(1)} - S_{s1(1)} - S_{s2(1)} \times 100}{0,5(S_{c(1)} + S_{s1(1)} + S_{s2(1)})} \leq m.$
8	Якщо умова пункту 7 виконується, згинальний момент M_S при $\varepsilon_c = 0,1\varepsilon_{c1}$ визначається за формулою $M_S = \beta_f f_{cf} d b z_{f(1)}^2 + \beta f_{cd} b z_{(1)}^2 + A_{sf} E_f \frac{\varepsilon_{cf(1)}}{z_{f(1)}} (h - z_{f(1)})^2 + A_s E_s \frac{\varepsilon_{cf(1)}}{z_{(1)}} (h - z_{f(1)} - a_s)^2$
9	Якщо умова пункту виконується, обчислюється кривизна елемента за формулою: $\chi = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_{s1(1)}}{d_1}$
10	Якщо умова пункту 7 не дотримується, виконуються наступні кроки наближення, в яких поступово змінюється висота стиснутої зони бетону за формулою $z_{(n)} = z_{(n-1)}(1 \pm 0,05)$
11	Визначені M_S і χ приймаються як координатна точка діаграми «момент – кривизна» при $\varepsilon_c = 0,1\varepsilon_{c1}$.
12	Аналогічні розрахунки виконуються для кожного значення ε_c від $\varepsilon_c = 0,2\varepsilon_{c1}$ до $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu1}$ і знаходяться координати всіх точок для побудови діаграми « $M_S - \chi$ ».
13	Визначається максимальне значення моменту на діаграмі « $M_S - \chi$ », який є несучою здатністю нормального перерізу M_{Su} .
14	Якщо визначена величина несучої здатності буде меншою за зовнішній момент, збільшувем підсилююче армування і виконати розрахунок спочатку. Величини зовнішніх впливів і підрахованої несучої здатності не повинні відрізнятись більше ніж на 5 %.

Блок-схема для визначення несучої здатності поперечного перерізу
згинальних елементів



ДОДАТОК Б.
Результати визначення несучої здатності

Таблиця А.2 – Результати визначення міцності нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів до підсилення при різних значеннях відносної деформації бетону в крайніх волокнах, виконаного методом послідовних наближень в програмному середовищі Excel представимо в табличній формі

ω	β	M_s	%	z	N_c	N_s	e_c	e_{s1}
0,142	0,094	2,255976	0,594878	0,051	13,92637	13,84352	0,000166	0,00042
0,263	0,172	4,260201	2,147037	0,053	26,8047	26,22919	0,000332	0,000796
0,365	0,236	6,037335	3,336887	0,055	38,60423	37,31605	0,000498	0,001132
0,451	0,288	7,609993	4,437699	0,057	49,43456	47,2408	0,000664	0,001433
0,523	0,331	9,163681	1,322097	0,058	58,33228	57,56107	0,00083	0,001746
0,583	0,365	10,40797	2,364177	0,06	67,26654	65,67624	0,000996	0,001992
0,634	0,393	11,509	3,538244	0,062	75,58928	72,91475	0,001162	0,002212
0,676	0,414	11,83915	4,12955	0,06	77,99688	74,77596	0,001328	0,002268
0,711	0,431	11,89026	4,051485	0,057	77,93342	74,77596	0,001494	0,002268
0,74	0,444	11,91149	2,690054	0,054	76,84308	74,77596	0,00166	0,002268
0,763	0,454	11,93203	1,993511	0,052	76,29695	74,77596	0,001826	0,002268
0,782	0,461	11,93713	0,549732	0,05	75,1893	74,77596	0,001992	0,002268
0,797	0,465	12,64636	2,421444	0,05	76,63155	74,77596	0,002158	0,002268

Таблиця А.3 – Результати визначення міцності нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів, підсилених в розтягнутій зоні при різних значеннях відносної деформації бетону в крайніх волокнах, виконаного методом послідовних наближень в програмному середовищі Excel представимо в табличній формі.

	ω	β	M_s	$\%$	z	N_c	N_s	e_c	e_s
0,1	0,142	0,094	2,067955	2,048202	0,057	15,56476	11,8102	0,000166	0,000358
0,2	0,263	0,172	3,922103	2,831132	0,059	29,83919	22,44866	0,000332	0,000681
0,3	0,365	0,236	5,579719	3,323504	0,061	42,8156	32,03063	0,000498	0,000972
0,4	0,451	0,288	7,05778	3,786733	0,063	54,6382	40,65672	0,000664	0,001233
0,5	0,523	0,331	8,487321	0,336315	0,064	64,36666	49,59924	0,00083	0,001504
0,6	0,583	0,365	9,671123	0,797107	0,066	73,99319	56,72039	0,000996	0,00172
0,7	0,634	0,393	10,72885	1,440921	0,068	82,90438	63,1007	0,001162	0,001914
0,8	0,676	0,414	11,65456	2,028458	0,07	90,99636	68,80368	0,001328	0,002087
0,9	0,711	0,431	12,57431	1,782016	0,072	98,44222	74,77596	0,001494	0,002268
1	0,74	0,444	12,72634	3,254828	0,072	102,4574	74,77596	0,00166	0,002268
1,1	0,763	0,454	12,80227	1,946738	0,071	104,1747	74,77596	0,001826	0,002268
1,2	0,782	0,461	12,89292	1,998606	0,071	106,7688	74,77596	0,001992	0,002268
1,3	0,797	0,465	12,95448	1,556411	0,071	108,8168	74,77596	0,002158	0,002268
1,4	0,809	0,467	12,99666	0,763917	0,071	110,4552	74,77596	0,002324	0,002268
1,5	0,818	0,467	13,06782	1,731503	0,072	113,257	74,77596	0,00249	0,002268
1,6	0,823	0,465	13,07032	0,191894	0,072	113,9493	74,77596	0,002656	0,002268
1,7	0,826	0,462	13,11096	0,580979	0,073	115,9531	74,77596	0,002822	0,002268
1,8	0,826	0,457	13,12324	1,289326	0,074	117,5415	74,77596	0,002988	0,002268

Таблиця А.4 – Результати визначення міцності нормальних перерізів підсилених згинальних залізобетонних елементів при різних значеннях відносної деформації бетону в крайніх волокнах, виконаного методом послідовних наближень в програмному середовищі Excel представимо в табличній формі.

	ω	β	M_s	$\%$	z	N_c	N_s	e_c	e_{s1}	e_{sf}
0,1	0,142	0,094	3,447438	3,430421	0,062	20,2492	15,27681	0,000171	0,000463	0,000519
0,2	0,263	0,172	6,572901	3,273178	0,064	38,7136	29,24645	0,000342	0,000887	0,000994
0,3	0,365	0,236	9,400276	2,852062	0,066	55,407	42,02776	0,000513	0,001275	0,00143
0,4	0,451	0,288	11,9534	2,420724	0,068	70,5364	53,72558	0,000684	0,00163	0,001831
0,5	0,523	0,331	14,26816	1,938156	0,07	84,203	64,4328	0,000855	0,001954	0,002199
0,6	0,583	0,365	16,34881	1,436349	0,072	96,5448	74,23196	0,001026	0,002252	0,002537
0,7	0,634	0,393	16,71322	1,865842	0,07	102,074	74,77596	0,001197	0,002268	0,003078
0,8	0,676	0,414	16,89052	0,703507	0,068	105,7264	74,77596	0,001368	0,002268	0,003661
0,9	0,711	0,431	17,11804	2,196001	0,068	111,2004	74,77596	0,001539	0,002268	0,004119
1	0,74	0,444	17,1303	2,766409	0,068	115,736	74,77596	0,00171	0,002268	0,004577
1,1	0,763	0,454	17,1426	2,771433	0,068	119,3332	74,77596	0,001881	0,002268	0,005

**ДОДАТОК В.
ДОВІДКИ ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ**



Приватне підприємство «Творчо-виробнича фірма Тріада»
Україна, 33027, м.Рівне, вул.Д.Галицького, 19, оф.515
тел./факс (0362) 60-89-02, e-mail: triada@mail.rv.ua

Довідка

**про впровадження результатів науково-дослідних робіт
дисертаційної роботи Зятюка Юрія Юрійовича
«Напружено-деформований стан та розрахунок залізобетонних згинальних
елементів, підсилених в стиснутій і розтягнутій зонах»**

Результати наукових досліджень, отримані Зятюком Юрієм Юрійовичем і представлені в його дисертаційній роботі на здобуття вченого ступеня кандидата технічних наук «Напружено-деформований стан та розрахунок залізобетонних згинальних елементів, підсилених в стиснутій і розтягнутій зонах» впроваджені в 2018 році ПП "Творчо-виробнича фірма Тріада" при проектуванні і будівництві об'єкта: "Ремонт приміщення виробничого цеху ПАТ «Дікергофф Цемент Україна» у м. Київ під офісні та складські приміщення".

Директор



О.Голуб

14.02.2019р.

Довідка
 про впровадження результатів дисертаційної роботи
 Зятюка Юрія Юрійовича на тему:
**“Напружено-деформований стан та розрахунок залізобетонних
 згинальних елементів, підсилених в стиснутій і розтягнутій зонах”**

Результати експериментально-теоретичних досліджень за темою дисертаційної роботи впроваджено в навчальний процес спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія», спеціалізації «Промислове та цивільне будівництво» Національного університету водного господарства та природокористування під час викладання дисциплін «Діагностика, паспортизація та відновлення будівель та споруд», «Основи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель та споруд», «Сучасні будівельні конструкції і методи їх розрахунку». Зокрема, на основі експериментальних випробувань згинальних залізобетонних балок до та після їх підсилення, удосконалено методику їх розрахунку за несучою здатністю нормальних перерізів. Наводиться інформація щодо застосування такого підсилення у будівлях і спорудах різного призначення.

Отримані результати також використовуються під час виконання дипломних проектів під керівництвом професора кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд НУВГП Борисюка О.П.

Директор Навчально- наукового інституту
 будівництва та архітектури
 к.т.н., професор


 Р.М. Макаренко

Особистий підпис Макаренка Р.М. засвідчую

Начальник відділу кадрів


 О.Р. Цаль

06.03.2019



Товариство з обмеженою відповідальністю
«ОРБИТА БУДПРОЕКТ»



Адреса: 34100, м. Дубровиця, вул. Миру, 7, Код ЄДРПОУ 36121191, р/р 26008300991181, в ОПЕРВ АТ Ощадбанк м. Рівне, МФО 333368
 orbitabud@gmail.com тел. (0362) 460786

«ЗАТВЕРДЖУЮ»

Директор

ТОВ «ОРБИТА БУДПРОЕКТ»

Матвіюк О.В. /



Довідка

**про впровадження в практику проектування результатів
 дисертаційної роботи Зятюка Юрія Юрійовича
 «Напружено-деформований стан та розрахунок, залізобетонних згинальних
 елементів підсилених в стиснутій і розтягнутій зонах»**

Результати наукових досліджень, отримані Зятюком Юрієм Юрійовичем і представлені в його дисертаційній роботі на здобуття вченого ступеня кандидата технічних наук «Напружено-деформований стан та розрахунок залізобетонних згинальних елементів підсилених в стиснутій і розтягнутій зонах» впроваджені в практику проектування в 2018 році ТОВ «**ОРБИТА БУДПРОЕКТ**» і використанні при проектуванні об'єктів: «Реконструкція загальноосвітньої школи I-III ступенів по вул. Центральній, 102 в с. Корнин Рівненського району. «Реконструкція Великожитинської ЗОШ I-III ступенів по вул. Рівненській, 16, в с. Великий Житин Рівненського району Рівненської області», зокрема визначена несуча здатність підсилених залізобетонних балок з врахуванням реальної їх роботи.

Головний інженер
 ТОВ «ОРБИТА БУДПРОЕКТ»

Алексієвець В.І.

ДОДАТОК Г.**Список публікацій. Апробація результатів дисертаційної роботи**

Список публікацій здобувача

Публікації у наукових фахових виданнях України

1. Борисюк О. П., Зятюк Ю. Ю. Методика експериментальних досліджень залізобетонних балок, підсилених у стиснутій і розтягнутій зоні / О. П. Борисюк, Ю. Ю. Зятюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. – Рівне : НУВГП, 2013. – Випуск 27. – С. 27 – 33. *(Особистий внесок автора: розроблено методику дослідження підсилення залізобетонних балок сталевібробетоном у стиснутій та наклеєними композитами у вигляді вуглецевих волокон в розтягнутій зоні).*
2. Зятюк Ю. Ю. Операційність технології виконання робіт при підсиленні дослідних залізобетонних зразків (матеріалами фірми «Sika») / Ю. Ю. Зятюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. – Рівне : НУВГП, 2016. – Випуск 32. – С. 466 – 475.
3. Зятюк Ю. Ю. Результати експериментальних досліджень залізобетонних балок підсилених в стиснутій та розтягнутій зонах / Ю. Ю. Зятюк // Містобудування та територіальне планування : наук.-техн. збірник / відпов. ред. М. М. Осетрін. – К. : КНУБА, 2016. – Випуск 61 (спеціальний) – С. 216 – 222.
4. Зятюк Ю. Ю. Робота залізобетонних балок підсилених у стиснутій та розтягнутій зонах при дії малоциклових навантажень. / Ю. Ю. Зятюк // Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. – Луцьк : ЛНТУ, 2016. – Випуск 5. – С. 215 -223.
5. Борисюк О. П., Зятюк Ю. Ю. Напружено-деформований стан залізобетонних балок підсилених під навантаженням сталевібробетоном і композитами при дії малоциклових навантажень// О. П. Борисюк, Ю. Ю. Зятюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне : НУВГП, 2016. – Випуск 33. – С. 298 – 303. *(Особистий внесок автора: визначено несучу здатність, деформативність та тріщиностійкість підсилених залізобетонних балок, виконано аналіз їх результатів).*
6. Борисюк О. П., Зятюк Ю. Ю. Лисюк М. О., Крамаренко А. В. Сумісна робота шарів підсилення залізобетонних балок/ О. П. Борисюк та ін. // Сучасні

технології та методи розрахунків у будівництві. – Луцьк : ЛНТУ, 2017. – Випуск 8. – С. 50 – 57. *(Особистий внесок автора: досліджено роботу шарів конструкції підсилення залізобетонних балок, побудовано графічні залежності).*

7. Гуйван Є. Ф., Харипончук В. В., Зятюк Ю. Ю. Високоєфективні матеріали в будівництві автомобільних доріг і аеродромів/ Є. Ф. Гуйван та ін. //Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне : НУВГП, 2017. – Випуск 34. – С. 24 – 32. *(Особистий внесок автора: проведено аналіз міцності та деформативності дослідних зразків, виконаних зі сталевібробетону).*

8. Borisyuk A. P., Ziatyuk Y. Y., Lysyuk M. O., Yevtushenko V. S. Strengthening and calculation analysis of bending reinforced concrete elements (англійською) / A. P. Borisyuk etc. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне : НУВГП, 2018. – Випуск 36. – С. 341 – 348. *(Особистий внесок автора: розроблено блок-схеми розрахунку підсилених залізобетонних балок).*

Публікації у закордонних наукових періодичних виданнях

9. Борисюк А. П., Зятюк Ю. Ю. Исследование деформационных характеристик фибробетона со стальной фиброй / А. П. Борисюк, Ю. Ю. Зятюк // Вестник Белорусско-Российского университета, УПКП МЭУП.–№ 2 (51). Могилев, – 2016. – С.145 – 151.*(Особистий внесок автора: проведено аналіз міцності та деформативності дослідних зразків і побудовано графічні залежності).*

Публікації тез та доповідей за матеріалами конференцій

10. Зятюк Ю. Ю. Сучасні високоєфективні матеріали в підсилені залізобетонних елементів. / Ю. Ю. Зятюк // Матеріали 12-ої міжнародної науково-технічної конференції. «Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація». – 18-20 жовтня 2016р. м. Полтава: ПНТУ, 2016. – С.16-23.

11. Борисюк О.П., Зятюк Ю. Ю., Лисюк М.О., Євтушенко В.С. Аналіз стану підсилення та розрахунку залізобетонних згинальних елементів / О. П. Борисюк, Ю. Ю. Зятюк та ін. // Матеріали 9-міжнародної науково-технічної конференції. «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди»: – 16-18 жовтня 2018р.: м. Рівне, НУВГП, 2018 – С.19. *(Особистий внесок автора: розроблено блок-схеми розрахунку підсилених залізобетонних балок та рекомендацій їх розрахунку).*

Апробація результатів дисертаційної роботи

Результати отриманих досліджень доповідалися і обговорювалися на 9-и конференціях, основні з яких: Науково-практичній конференції «Будівлі та споруди спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції» (м. Київ, 2-3 червня 2016 р.); 12-й міжнародній науково-технічній конференції «Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація» (м. Полтава, 18-20 жовтня 2016 р.); II Міжнародній науково-практичній виставці-конференції молодих вчених та студентів «Інновації у будівництві» (м. Луцьк, 20-22 жовтня 2016 р.); Дев'ятій міжнародній науково-технічній конференції «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди» (м. Рівне, 16-18 жовтня 2018 р.) та на науково-технічних конференціях професорсько-викладацького складу, аспірантів та студентів НУВГП (м. Рівне, 2013-2018 рр.).