

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ
БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИ

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

Полянський Костянтин Валерійович

УДК 624.012.45


ДИСЕРТАЦІЯ
НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ТА НЕСУЧА
ЗДАТНІСТЬ ПОХИЛИХ ПЕРЕРІЗІВ ПОШКОДЖЕНИХ
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК

Спеціальність 192 – будівництво та цивільна інженерія

Галузь знань 19 – Архітектура та будівництво

Подається на здобуття наукового ступеня доктора філософії

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


_____ К. В. Полянський.

Науковий керівник – Клименко Євгеній Володимирович, доктор технічних наук, професор

Одеса – 2020

АНОТАЦІЯ

Полянський К. В. Напружено-деформований стан та несуча здатність похилих перерізів пошкоджених залізобетонних балок. – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора філософії за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія. – Одеська державна академія будівництва та архітектури, Одеса, 2020.

Дисертаційне дослідження присвячене вивченню впливу пошкоджень стиснутої зони бетону на напружено-деформований стан та несучу здатність похилих перерізів та залізобетонних балкових елементів.

У *вступі* дисертації надане обґрунтування вибору даної теми дослідження, представлений зв'язок роботи із науковими програмами, планами, темами, наведені мета та задачі дослідження, наукова новизна та практичне значення роботи, впровадження результатів роботи.

Наукова новизна отриманих результатів полягає в тому, що після проведення серії досліджень вперше отримані нові дані залишкової несучої здатності похилих перерізів пошкоджених залізобетонних балок, отримані особливості тріщиноутворення та характер руйнування таких елементів, граничні прогини, напружено-деформований стан бетону та стрижнів поперечної арматури; встановлений вплив параметрів пошкодженості зразків, в тому числі, при різних прогонах зрізу на ці характеристики; запропонована методика з визначення залишкової несучої здатності похилих перерізів для елементів з такими пошкодженнями на основі існуючого нормативного методу.

У *першому розділі* дисертації проведено огляд існуючих наукових досліджень, що стосуються обраної теми з доступних літературних джерел. За результатами аналізу досліджень встановлено, що значна кількість будівель та споруд експлуатується з пошкодженими елементами, що в свою чергу

знижує терміни експлуатації цих конструкцій та призводить до аварійного стану.

Встановлено, що, на жаль, в чинних нормативних документах не міститься жодних рекомендацій для визначення залишкової несучої здатності для таких конструкцій, що значно ускладнює вибір раціонального підсилення та не завжди призводить до раціонального використання ресурсів.

В ході літературного аналізу з'ясовано, що дослідженнями несучої здатності похилих перерізів у своїх роботах займався ряд вчених: Байков В. М., Боришанський М. С., Гвоздєв О. О., Голишев О. Б., Доля К. Х., Дмитренко А. О., Дорофєєв В. С., Дорошкевич Л. О., Залєсов О. С., Карпюк В. М., Клименко Є. В., Мурашев В. І., Столяров Я. В., Торяник М. С., Leonghart F., Mörsch E., Talbot A. N., Regan P. E., Ritter W. та інші. Проте, дослідження несучої здатності похилих перерізів в пошкоджених балках не проводилось і є наразі актуальним. Зокрема, дуже цікавим в подальшому є дослідження впливу пошкоджень в стиснутій зоні бетону у вигляді сколів при різних величинах відносного прогону зрізу.

Пошкодження в вигляді сколів бетону мають призводити до зміни напружено-деформованого стану – нейтральна вісь перестає бути паралельною осям балки, за рахунок цього виникає косий згин.

У *другому розділі* дисертації наведено розроблену програму та методику експериментальних досліджень для визначення залишкової несучої здатності похилих перерізів пошкоджених залізобетонних балок.

Розробка методики проводилась із застосуванням комплексу методів математичної статистики – планування експерименту. Згідно цього було виготовлено 15 дослідних зразків для проведення трирівневого трифакторного експерименту, що дозволяє отримати достовірні результати та максимальну точність вимірів при мінімальній кількості проведених дослідів. В якості факторів, обраних для дослідження, є: прогін зрізу a_v , висота сколу бетону h_1 та кут нахилу сколу бетону β_1 .

Підкреслюється, що всі прийняті матеріали зразків, технологія виготовлення, методи випробувань та обладнання відповідають вимогам чинних нормативних документів та дозволяють отримати експериментально достовірні дані. Для визначення характеристик матеріалів виготовлені контрольні зразки.

У *третьому розділі* дисертації описані отримані результати лабораторних досліджень. В ході дослідів визначені дані фізико-механічних характеристик бетону та арматури (бетон класу C25/30, повздовжня арматура класу A500C, поперечна арматура класу A240C) та випробувано 15 дослідних балок, які під дією короткочасного ступенево-зростаючого зосередженого навантаження зазнали руйнування за похилими перерізами. В розділі аналізуються дані впливу пошкоджень та прогону зрізу на залишкову несучу здатність, прогини, характер тріщиноутворення, гранична ширина розкриття тріщин, напружено-деформований стан бетону та стрижнів поперечної арматури.

В ході аналізу встановлено, що несуча здатність зменшується при збільшенні площі пошкоджень та прогону зрізу. В межах кожного прогону зрізу зразки з більшою площею пошкодження витримували меншу поперечну силу, більше навантаження здатні були сприйняти зразки з меншою висотою пошкодження і більшим кутом нахилу пошкодження, ніж зразки з більшою висотою пошкодження і меншим кутом нахилу пошкодження. Несуча здатність при прогоні зрізу $a_v = 510$ мм в ушкоджених зразках Б2, Б3, Б4, Б5 становить 95,9%, 80,8%, 79,5%, 41,0% (відповідно) від несучої здатності неушкодженого Б1; при прогоні зрізу $a_v = 340$ мм в ушкоджених зразках Б7, Б8, Б9, Б10 становить 75%, 70%, 55%, 42,5% від несучої здатності неушкодженого Б6; при прогоні зрізу $a_v = 170$ мм в ушкоджених зразках Б12, Б13, Б14, Б15 становить 94,7%, 88,4%, 79%, 67,3% від несучої здатності неушкодженого Б11.

Простежується залежність, що зі збільшенням площі пошкодження зменшується гранична ширина розкриття тріщини. При чому в зразках

з меншою висотою пошкодження і більшим кутом нахилу пошкодження гранична ширина розкриття тріщини більше ніж в зразках з більшою висотою пошкодження і меншим кутом нахилу пошкодження. Видимі тріщини у неушкодженої грані з'являються на ступінь або декілька ступенів раніше. Пошкодження і збільшення їх площі призводять до зменшення граничних прогинів.

Виявлено, що відбувається зміна напружено деформованого стану бетону – відбувається нахил нейтральної осі майже паралельно фронту пошкодження. Напруження в поперечних стрижнях арматури не досягали межі текучості в зразках з найбільшою площею пошкодження та в усіх ушкоджених зразках при прогоні зрізу $a_v = 170$ мм, а саме зразки Б5, Б10, Б12...Б15.

Аналіз дослідних факторів за допомогою регресійного аналізу вказує на те, що серед дослідних факторів найбільший вплив на граничну поперечну силу чинить прогон зрізу, а кут пошкодження впливає значно меншою мірою як і глибина пошкодження.

У *четвертому розділі* дисертації наведені результати чисельного моделювання роботи дослідних зразків в ПК ЛІРА – САПР. Для проведення методом скінчених елементів нелінійного кроково-ітераційного розрахунку були застосовані фактичні діаграми напруження-деформації σ - ε бетону та арматури. Вказано, що результати несучої здатності показали гарну збіжність з результатами, отриманими в ході натурних випробуваннями, коефіцієнт варіації $\nu = 14,8\%$ (при абсолютній різниці в межах від 3,2% до 21,5%). Характер руйнування співпадає з результатами випробувань, крім зразків Б11...Б14 – там, де руйнування відбувалося від дроблення бетону на опорі. Вказується на подібності в характері деформування зразків та на деякі не співпадання граничних напружень в стрижнях поперечної арматури – вони не досягали межі текучості, на відміну від лабораторних досліджень в балках Б1...Б4, Б6...Б8, Б11. Відзначається, що моделювання в ПК ЛІРА – САПР може використовуватись для таких розрахунків, проте

процес від створення моделі до аналізу отриманих даних досить кропіткий та займає великий проміжок часу.

Наведено запропоновану методику з визначення залишкової несучої здатності похилих перерізів пошкоджених балок та створено зручний для використання алгоритм розрахунку. Виконане порівняння результатів проведеного розрахунку за запропонованою методикою з результатами експериментальних досліджень. Про доцільність його використання свідчить коефіцієнт варіації $\nu = 10,3\%$ (при абсолютній різниці в межах від 0,1% до 28,1%).

У *п'ятому розділі* дисертації наведені приклади застосування перевірочних розрахунків за запропонованою методикою для пошкоджених зразків Б4 та Б15. Також в розділі доповідається про впровадження отриманих результатів наукових досліджень в практику проектування при розробці проектів капітального ремонту Центру позашкільної роботи у м. Краматорськ та капітального ремонту головного корпусу Добропільської ЦЗФ у м. Добропілля, а також в навчальний процес при викладанні лекційного матеріалу здобувачам вищої освіти підготовки за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія в Одеській державній академії будівництва та архітектури, а також в Донбаській національній академії будівництва та архітектури.

Ключові слова: експериментальні дослідження, руйнування, пошкодження залізобетону, залізобетонні балки, залишкова несуча здатність, напружено-деформований стан, граничні деформації, граничний стан, прогін зрізу, метод розрахунку, похилий переріз, приопорні ділянки, нахил нейтральної осі.

ABSTRACT

Polianskyi K. V. Stress-strain state and the bearing capacity of the inclined sections of damaged reinforced concrete beams. Qualification scientific work on the manuscript.

The thesis for candidate degree of engineering science (PhD) in the specialty 192 – Construction and civil engineering – Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Odessa, 2020.

The thesis investigation is devoted to the study of the influence of damage of compressed concrete areas on the residual bearing capacity of the inclined sections and the stress-strain state of reinforced concrete beam elements.

In the *introduction* of the work, reasoning of the choice of research topic, relation of work with scientific programs, plans and topics, the purpose and tasks of research, scientific novelty and practical significance of the work, implementation of the results of the work are shown.

Scientific novelty of obtained results is that after series of studies the new data of the residual bearing capacity of inclined sections of damaged reinforced concrete beams were obtained. The new features of cracking and destruction character of elements, boundary deflections, stress-strain state of concrete and transverse reinforcement bars were obtained. The influence of the parameters of the damage (including at various values of shear span) of the samples on these characteristics is established. The methodology (based on an existing code method) of determining the residual bearing capacity of inclined sections for elements with such damages are proposed.

In the *first chapter* of thesis a review of existing scientific studies on the topic chosen from the available literature are provided. The analysis of studies found that a significant number of buildings operated with damaged elements which in turn reduces the service life of these structures and results in emergency condition.

It is established that the current codes do not contain any recommendations for calculating the residual bearing capacity for such structures. It greatly

complicates the rational choice of rational strengthening and does not always lead to the rational use of resources.

During the literary analysis it was established that the research strength of the inclined sections were considered in the works of Baikov V. M., Boryshanskyi M. S., Hvozdiev O. O., Holyshev O. B., Dolia K. Kh., Dmytrenko A. O., Dorofieiev V. S., Doroshkevych L. O., Zaliesov O. S., Karpiuk V. M., Klymenko Ye. V., Murashev V. I., Stoliarov Ya. V., Torianykh M. S., Leonghart F., Mörsch E., Talbot A. N., Regan P. E., Ritter W. and others. However, the study of the strength of the inclined sections in the damaged beams has not been conducted and is currently relevant. In particular, very interesting in the future is to study the impact of damages in the compressed zone of concrete in the form of chips with different values of the shear span.

Damages in the form of chips of concrete should lead to a change in the stress-strain state – the neutral axis should cease to be parallel to the axis of the beam, due to which an oblique bend occurs.

In the *second chapter* of thesis program and methodology of experimental research to determine the residual bearing capacity of inclined sections in the damaged reinforced concrete beams are developed.

Development of methods carried out using complex mathematical statistics methods – experimental planning. According to that 15 prototypes for conducting three-level and three-factor experiment were made. It allow to get reliable results and maximum accuracy with a minimum number of experiments conducted as factors selected for study are: shear span a_v , height of concrete chips h_l and angle of concrete chips β_l .

It is emphasized that all taken samples of materials, manufacturing technology, testing methods and equipment comply with actual codes and experimentally yield reliable data. Test specimens were made to determine the characteristics of the materials.

In the *third chapter* of thesis the results of laboratory tests are described. During the experiments physical and mechanical properties of concrete and steel

rebar (concrete grade of C25/30, longitudinal reinforcement grade of A500C, transverse reinforcement grade of A240C) are identified and 15 experimental beams are tested under short-stepwise increasing load. All of beams were destroyed by inclined sections. The data of the influence of the damage and the run of the slice on the residual bearing capacity, deflections, the nature of cracks, the limit width of crack opening, the stress-strain state of concrete and the bars of the transverse reinforcement are analyzed.

The analysis found that the bearing capacity decreases with increased area of damage and shear span. Within each shear span, specimens with a larger damage area withstood a shear force, more loads were able to accept specimens with a lower damage height and a greater inclination angle of damage than specimens with a higher damage height and a smaller inclination angle. The bearing capacity at the shear span $a_v = 510$ mm in the damaged samples Б2, Б3, Б4, Б5 is 95.9%, 80.8%, 79.5%, 41.0% (in accordance) of the bearing capacity of sample Б1; at the shear span $a_v = 340$ mm in the damaged samples Б7, Б8, Б9, Б10 is 75%, 70%, 55%, 42.5% of the bearing capacity of sample Б6; at the shear span $a_v = 170$ mm in the damaged samples Б12, Б13, Б14, Б15 is 94.74%, 88.4%, 79%, 67.3% of the bearing capacity of sample Б11.

The dependence is observed that with increasing damage area the limit width of crack opening decreases, whereby in samples with smaller height of damage and greater angle of damage, the limit width of crack opening is greater than in samples with greater height of damage and smaller angle. Visible cracks in the undamaged side appear a step or several steps earlier. Damages and an increase in their area leads to a decrease in limit deflections.

It is revealed that there is a change in the stress strain state of concrete – there is a slope of the neutral axis almost parallel to the front damage. The stresses in the transverse bars of the reinforcement did not reach the yield point in the specimens with the largest damage area and in all the damaged specimens during the shear span $a_v = 170$ mm, namely specimens Б5, Б10, Б12...Б15.

The analysis of the experimental factors with using regression analysis indicates that, among the experimental factors, the most significant effect on the ultimate shear force is the shear span, and the damage angle has a much smaller effect than the depth of damage.

In the *fourth chapter* of thesis the results of numerical modeling of prototypes in the software complex LIRA – CAD are shown. The actual stress-strain σ - ε diagrams of concrete and reinforcement were applied to perform the method of finite elements of nonlinear calculation. Indicated that the carrying capacity results showed good convergence compared with tests, coefficient of variation $\nu = 14,8\%$ (absolute difference in the range from 3.2% to 21.5%). Fracture coincides with the results of tests of samples except B11...B14 - where failure occurs by crushing concrete support. The similarities in the character of the deformation state of the specimens and some discrepancies in the boundary stresses in the bars of the transverse reinforcement are indicated – they did not reach the yield-strength, unlike the laboratory tests in the beams B1...B4, B6...B8, B11. It is noted that modeling in the software complex LIRA - CAD can be used for such calculations, but the process from model creation to analysis of the obtained data is rather painstaking and time consuming.

The proposed method for determining the residual bearing capacity of the inclined sections of the damaged beams is presented, and a calculation algorithm is easy to use are designed. Comparison of results for the proposed method of calculating the results of research are completed. On the feasibility of its use indicates the coefficient of variation $\nu = 10,3\%$ (absolute difference in the range from 0.1% to 28.1%).

In the *fifth chapter* of thesis examples of calculations for verifying the proposed method for damaged samples B4 and B15 are showed. The section also reports on the implementation of the results of scientific research into the design practice in the development of projects of overhaul of the extra-curricular work center in Kramatorsk and overhaul of the main building of the Dobropilska CPP in Dobropillya and the introduction into the scientific process of teaching lectures

to students of specialty 192 – Construction and civil engineering at the Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, as well as in the Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture.

Keywords: experimental investigations, destruction, damages in reinforced concrete, reinforced concrete beams, residual bearing capacity, stress-strain state, limit deformations, limit state, shear span, method of calculation, inclined sections, area near support, tilt of the neutral axis.

Список публікацій здобувача за темою дисертації

Наукові праці, в яких опубліковані основні наукові результати дисертації:

Статті у наукових фахових виданнях України:

1. Polianskyi K. V. About the methodology of experimental investigation of the damages influence on the stress-strain state and the residual bearing capacity of the inclined sections of reinforced concrete beams. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*. 2018. № 71. С. 73–77 (індексується наукометричною базою *Index Copernicus*).

2. Klymenko Ye. V., Boiadzhi A. O., Polianskyi K. V. About the experimental investigation of residual investigation of residual bearing capacity of damaged reinforced concrete beams inclined sections. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*. 2019. № 75. С. 37–43 (індексується наукометричною базою *Index Copernicus*).

3. Клименко Є. В., Полянський К. В. Експериментальні дослідження напружено-деформованого стану пошкоджених залізобетонних балок. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*. 2019. № 76. С. 24–30 (індексується наукометричною базою *Index Copernicus*).

4. Клименко Є. В., Антонюк Н. Р., Полянський К. В. Моделювання роботи пошкоджених залізобетонних балок "ЛІРА-САПР". *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*. 2019. № 77. С. 58–65 (індексується наукометричною базою *Index Copernicus*).

Статті у наукових періодичних виданнях інших держав:

5. Клименко Е. В., Полянский К. В. Экспериментальное и теоретическое исследование напряженно-деформированного состояния и несущей способности наклонных сечений поврежденных железобетонных балок

прямоугольного сечения. *Проблемы современного бетона и железобетона*. 2019. № 11. С. 147–163.

6. Klymenko, Y., Kos, Z., Grynyova, I., Polianskyi, K. Investigation of Residual Bearing Capacity of Inclined Sections of Damaged Reinforced Concrete Beams. *Croatian Regional Development Journal*. 2020. Vol. 1. No. 1. pp. 16–29.

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації:

7. Клименко Є. В., Полянський К. В. Про стан досліджень залишкової несучої здатності похилих перерізів пошкоджених залізобетонних балок. *Актуальні проблеми інженерної механіки* : зб. тез доп. V міжнародної наук.-практ. конф., м. Одеса, 22-25 травня 2018 р. Одеса, 2018. С. 190–191.

8. Клименко Є. В., Полянський К. В. Випробування пошкоджених залізобетонних балок. *Експлуатація та реконструкція будівель і споруд* : зб. тез доп. III міжнар. конф., м. Одеса, 26-28 вересня 2019 р. Одеса, 2019. С. 73.

9. Клименко Е. В., Гринева И. И., Полянский К. В. Про исследования работы поврежденных железобетонных балок. *Современное строительство и архитектура. Энергосберегающие технологии* : сборник материалов XI Республиканской науч.-практ. конф., г. Бендеры, 20-21 нояб. 2019 г. Бендери, 2019. С. 29–33.

ЗМІСТ

АНОТАЦІЯ		2
ВСТУП		17
РОЗДІЛ 1	Стан досліджень залишкової несучої здатності похилих перерізів пошкоджених залізобетонних елементів, що згинаються.....	23
	1.1. Дослідження роботи залізобетонних балок.....	23
	1.2. Стан, аналіз дефектів та пошкоджень залізобетонних балок, способів посилення.....	36
	1.3. Розрахунок залізобетонних елементів, що працюють на косий вигин.....	41
	Висновки за розділом 1.....	51
РОЗДІЛ 2	Постановка експерименту і методика проведення досліджень.....	53
	2.1. Постановка експерименту щодо досліджень напружено-деформованого стану пошкоджених залізобетонних балок прямокутного перерізу.....	53
	2.2. Методика проведення досліджень.....	57
	2.2.1. Конструкція експериментальних зразків і технологія їх виготовлення.....	57
	2.2.2. Методика визначення фізико-механічних характеристик бетону та арматури.....	65
	2.2.3. Методика проведення випробувань дослідних зразків – балок прямокутного перерізу.....	70
	Висновки за розділом 2.....	80
РОЗДІЛ 3	Аналіз результатів експериментальних досліджень.....	82
	3.1. Результати випробувань дослідних зразків.....	82
	3.1.1. Результати випробувань кубів, призм, арматурних стрижнів.....	82

3.1.2.	Результати випробувань дослідних зразків – прямокутних пошкоджених залізобетонних прямокутних балок.....	91
3.2.	Аналіз напружено-деформованого стану дослідних зразків – пошкоджених залізобетонних прямокутних балок.....	109
3.2.1.	Аналіз розвитку деформацій у бетоні.....	109
3.2.2.	Аналіз розвитку деформацій в арматурі.....	119
3.2.3.	Аналіз розвитку напружень в арматурі.....	129
	Висновки за розділом 3.....	132
РОЗДІЛ 4	Визначення залишкової несучої здатності похилих перерізів пошкоджених залізобетонних балок.....	135
4.1.	Моделювання напружено-деформованого стану і визначення залишкової несучої здатності дослідних зразків за допомогою методу скінчених елементів з використанням ПК ЛІРА – САПР.....	135
4.2.	Теоретичні дослідження залишкової несучої здатності пошкоджених залізобетонних балок прямокутного перерізу за методом фермової аналогії.....	143
4.2.1.	Передумови розрахунку.....	143
4.2.2.	Алгоритм виконання перевірного розрахунку залишкової несучої здатності похилих перерізів....	148
4.2.3.	Результати розрахунку пошкоджених залізобетонних балок прямокутного перерізу.....	150
	Висновки за розділом 4.....	151
РОЗДІЛ 5	Визначення залишкової несучої здатності залізобетонних балок прямокутного перерізу з пошкодженнями.....	154
5.1.	Приклади розрахунку за похилими перерізами пошкоджених залізобетонних балок прямокутного перерізу.....	154

5.2.	Впровадження результатів досліджень.....	161
5.2.1.	Впровадження запропонованого методу розрахунку пошкоджених залізобетонних елементів в практику проектування.....	161
5.2.2.	Впровадження отриманих результатів дослідження в навчальний процес.....	162
	Висновки за розділом 5.....	163
	ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	164
	СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	167
	ДОДАТКИ.....	184
	ДОДАТОК А.....	185
	ДОДАТОК Б.....	186
	ДОДАТОК В.....	189
	ДОДАТОК Г.....	190
	ДОДАТОК Д.....	191
	ДОДАТОК Ж.....	192

ВСТУП

Обґрунтування вибору теми дослідження. У наш час залізобетон став одним із найголовніших матеріалів для будівництва об'єктів будь-якої складності через ряд його позитивних рис, таких як: висока міцність, вогнестійкість, щільність, здатність чинити опір як статичним так і динамічним навантаженням, сейсмостійкість, довговічність. Щодо останньої риси, то довговічність залізобетонних конструкцій може досягати, за певних сприятливих умов, понад 100 років, тим самим перевершуючи навіть призначений термін експлуатації при проектуванні. Як зазначено в [72], у промислових будівлях фізичний знос конструкцій може настати аж після 100...120 років після зведення. Але за певних умов (неправильна експлуатація, помилки при проектуванні, зміна умов впливи агресивних середовищ, збільшення навантажень на конструкцію при реконструкції та при модернізації устаткування, механічні та різного роду пошкодження), навпаки, привести будівельні конструкції до аварійних станів і змусити виконувати ремонт навіть раніше, ніж це передбачено правилами [88, 91]. В умовах важкого економічного стану країни в наш час, дуже важливим є саме продовження строку експлуатації будівель і споруд, оскільки це є значно дешевше в порівняння із новим будівництвом.

На сьогоднішній день найбільш розвиненими розрахунками несучої здатності похилих перерізів є фермова аналогія, яка рекомендується діючими нормами [61, 62, 113] та метод рівноваги граничних станів, що рекомендувався нормами [3], які втратили свою чинність. Під час експлуатації, залізобетонні конструкції зазнають пошкоджень арматури та бетону, зокрема пошкодження робочої частини бетону важко врахувати в інженерних розрахунках. Саме цей аспект, на жаль, в чинних нормах не врахований. Через це не виконуються перевірочні розрахунки остаточної несучої здатності конструкцій. Як показує практика, під час розробки проектних рішень, щодо ремонту та посилення конструкцій, дуже часто приймаються рішення, які не є дуже доцільними

з економічної точки зору. Відбувається значна витрата матеріалу, часу і людського ресурсу. Саме тому постає таке питання, як створення нової методики оцінки залишкової несучої здатності. Завдяки такій методиці можна буде визначати залишкову несучу здатність елементів конструкцій та раціонально обирати спосіб підсилення пошкоджених елементів, що в свою чергу призводить до значного скорочення витрат та зменшення термінів виконання робіт.

Виходячи із цього можна прийти висновку, що тема дисертаційної роботи є доволі актуальною у наш час як із наукової, так і з практичної точки зору.

Зв'язок роботи із науковими програмами, планами, темами. Тема дисертації напряму пов'язана і відповідає держбюджетній темі "Відновлення працездатності залізобетонних будівельних конструкцій, пошкоджених під час експлуатації та бойових дій" (номер державної реєстрації – 0119U001208).

Метою роботи є розробка моделі розрахунку залишкової несучої здатності похилих перерізів пошкоджених залізобетонних балок прямокутного перерізу, що згинаються.

Досягнення поставленої мети здійснюється на підставі вирішення наступних **завдань досліджень**:

- розробки методики експериментальних і теоретичних досліджень пошкоджених залізобетонних балок прямокутного перерізу, які працюють на косий вигин;
- проведення натурного експерименту з метою вивчення напружено-деформованого стану і залишкової несучої здатності зразків, що випробовуються;
- аналізу отриманих результатів досліджень і порівняння теоретичних і експериментальних величин напружено-деформованого стану та залишкової несучої здатності пошкоджених залізобетонних елементів, що згинаються;

- проведення чисельного експерименту з визначення залишкової несучої здатності похилих перерізів пошкоджених залізобетонних елементів, які згинаються, в ПК ЛІРА – САПР;
- розробки пропозицій відносно розрахунку залишкової несучої здатності похилих перерізів пошкоджених залізобетонних елементів при виборі способу підсилення;
- виконання апробації запропонованого методу розрахунку.

Об'єкт досліджень – пошкоджені залізобетонні балки прямокутного профілю.

Предмет досліджень – вплив пошкоджень залізобетонних елементів, що згинаються, на параметри напружено-деформованого стану та залишкову несучу здатність похилих перерізів.

Методи досліджень: емпіричні – проведення експериментальних досліджень залізобетонних балок прямокутного перерізу, які мали штучні пошкодження, при дії статичних навантажень з застосуванням сучасних методів вимірювання. Збір, вивчення та аналіз публікацій проведених у напрямку вибраної теми дисертації, розробка методики експериментальних досліджень з застосуванням теорії планування експерименту, чисельне моделювання, аналіз та статистична обробка отриманих результатів досліджень, порівняння отриманих результатів, абстрагування, узагальнення, індукція, дедукція, формулювання основних висновків та рекомендацій. Застосування нормативної методики розрахунку несучої здатності залізобетонних елементів з розширенням її дії на випадок косоного вигину і обґрунтованих передумов розрахунку і результатами співставлення отриманих теоретичних результатів із експериментальними.

Наукова новизна отриманих результатів полягає в наступному:

вперше:

- під час проведення експериментальних досліджень отримані нові дані і досліджена поведінка роботи залізобетонних балок прямокутного

перерізу, які зазнали пошкоджень в процесі експлуатації, під дією навантаження;

- вивчений вплив параметрів пошкодження і встановлена ступінь цього впливу при різних прогонах зрізу на залишкову несучу здатність похилих перерізів дослідних зразків та на їх напружено-деформований стан;

удосконалено:

- нормативний метод розрахунку похилих перерізів залізобетонних прямокутних балок, що згинаються та зазнають косоного вигину через утворене механічне пошкодження в процесі експлуатації;

отримав подальший розвиток:

- нормативний метод розрахунку похилих перерізів залізобетонних прямокутних елементів, що згинаються.

Практичне значення результатів роботи. Результати експериментально-теоретичних досліджень дали можливість створити модель розрахунку похилих перерізів пошкоджених залізобетонних балок прямокутного перерізу, яка може бути застосована в практиці будівництва, реконструкції будівель і споруд, що дозволить раціонально підходити до питання підсилення і ремонту пошкоджених елементів, що згинаються, знаючи їх залишкову несучу здатність. Доповнений банк лабораторних та теоретичних даних щодо несучої здатності, деформування, тріщиноутворення та прогинів залізобетонних балок.

Результати, отримані в дисертаційній роботі, в вигляді методу розрахунку залишкової несучої здатності похилих перерізів пошкоджених залізобетонних балок, які зазнають косоного вигину впроваджені в практику при розробці проекту капітального ремонту будівлі центру позашкільної роботи в м. Краматорськ, при розробці проекту ремонту головного корпусу з прибудовами ПАТ "ДТЕК ДОПРОПІЛЬСЬКА ЦЗФ" в м. Добропілля, впроваджено в навчальний процес в Одеській державній академії будівництва та архітектури при підготовці магістрів спеціальності "Будівництво

та цивільна інженерія" спеціалізації "Промислове та цивільне будівництво", а також – в навчальний процес в Донбаській національній академії будівництва та архітектури при підготовці магістрів спеціальності "Будівництво та цивільна інженерія" спеціалізації "Промислове та цивільне будівництво".

Особистий внесок здобувача. Представлені в дисертаційній роботі результати досліджень отримані автором самостійно. Особистий вклад полягає в наступному:

- розробка методики експериментальних випробувань, виготовлення дослідних зразків, проведення експериментальних досліджень пошкоджених залізобетонних балок [99, 130];
- встановлення впливу пошкодженості стиснутої зони бетону при різних прогонах зрізу на несучу здатність похилих перерізів та на зміну напружено-деформованого стану [67, 69, 119].
- моделювання роботи експериментальних зразків в ПК ЛІРА – САПР для отримання даних їх залишкової несучої здатності та напружено-деформованого стану [84];
- пошук, аналіз і обробка результатів проведених наукових досліджень за темою дисертації [71];
- формулювання основних передумов розрахунку пошкоджених залізобетонних балок прямокутного перерізу; пропозиції відносно вдосконалення розрахунку пошкоджених залізобетонних балок і розробка послідовної методики і алгоритму розрахунку [66, 115].

Апробація дисертаційної роботи. Основні положення дисертаційної роботи доповідались й обговорювались на наступних конференціях: III Міжнародна конференція "Експлуатація та реконструкція будівель і споруд" (Одеса, 2019 р.); V Міжнародна науково-практична конференція "Актуальні проблеми інженерної механіки" (Одеса, 2018 р.); XI Республіканській науково-практичній конференції (з міжнародною участю), «Современное

строительство и архитектура. Энергосберегающее технологии», (м. Бендери, 2019 р).

Публікації. Основні положення дисертації опубліковані у 9 наукових працях, з яких 4 статті у фахових виданнях України (4 індексується наукометричною базою Index Copernicus), 2 статті у наукових періодичних виданнях інших держав, 3 тези доповідей у збірниках наукових конференцій (1 за кордоном).

Структура і обсяг роботи. Дисертація складається зі вступу, 5 розділів, загальних висновків, списку використаної літератури, додатків. Робота викладена на 192 сторінках, які включають 118 сторінок основного тексту, 13 таблиць, 88 рисунків, список використаних джерел із 137 найменувань на 17 сторінках, 6 додатків на 8 сторінках .

РОЗДІЛ 1

СТАН ДОСЛІДЖЕНЬ ЗАЛИШКОВОЇ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ПОХИЛИХ ПЕРЕРІЗІВ ПОШКОДЖЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ, ЩО ЗГИНАЮТЬСЯ

1.1. Дослідження роботи залізобетонних балок

У наш час важко уявити будівництво без залізобетонних конструкцій, в більшості сучасних будівель і споруд використовуються залізобетонні елементи які є вогнестійкими, стійкими до атмосферних впливів, не потребують значних експлуатаційних витрат та довговічні при належній експлуатації.

Загалом залізобетонні елементи можна розділити на стиснуті (колони, арки, простінки, стіни резервуарів, стрижневі елементи ферм тощо), розтягнуті (стягелі арок, нижні пояси ферм, стінки круглих у плані резервуарів тощо) та ті, що згинаються.

Найбільш поширеними елементами, що згинаються є плити та балки. З плит та балок утворюють багато залізобетонних конструкцій монолітних, збірних та збірно-монолітних. Вони можуть бути однопрогоновими і багатопрогоновими. Деякі плити можуть розраховувати за балочною схемою. Предметом дослідження є залізобетонні балки, тому більш детально зупинимося на них. Балки можуть бути прямокутного, таврового, двотаврового, трапецієподібного та інших перерізів.

Руйнуванню балок будь-якого перерізу сприяють нормальні та (або) похилі тріщини, як виникають під дією навантажень (рис.1.1). Виходячи з цього, вченими були розроблені розрахунки, щодо визначення несучої здатності елементів, що згинаються – розрахунок міцності за нормальними перерізами та розрахунок міцності за похилими перерізами. Якщо розрахунки несучої здатності нормальних перерізів дещо простіші, то розрахунок несучої здатності похилих перерізів значно складніший, оскільки на неї впливає більша кількість чинників, розрахунок має емпіричний та напівемпіричний

характер у зв'язку із складністю опису напружено-деформованого стану та впливу багатьох факторів.

Про складність розрахунків також засвідчує той факт, що цим питанням займалась велика кількість авторів, яких очолювали такі вчені, як Байков В. М. [2], Боришанський М. С. [8, 9, 10], Гвоздєв О. О. [19, 20, 21, 22, 90], Голишев О. Б. [24, 25, 26], Доля К. Х. [30], Дмитренко А. О. [29], Дорофєєв В. С. [12, 28, 31, 32, 34, 35, 36, 43, 49, 50, 93, 94, 110], Дорошкевич Л. О. [38, 37, 82, 89, 100], Залєсов О. С. [44, 45, 46, 47], Карпюк В. М. [16, 17, 39, 52, 53, 54, 55, 56, 57, 58, 106], Клименко Є. В. [64], Мурашев В. І. [85], Столяров Я. В. [108], Торяник М. С. [101, 109], Leonghart F. [120, 121, 122, 123], Mörsch E. [79, 126, 127, 128, 129], Talbot A. N. [137], Regan P. E. [131, 132, 133], Ritter W. [134] та ін.

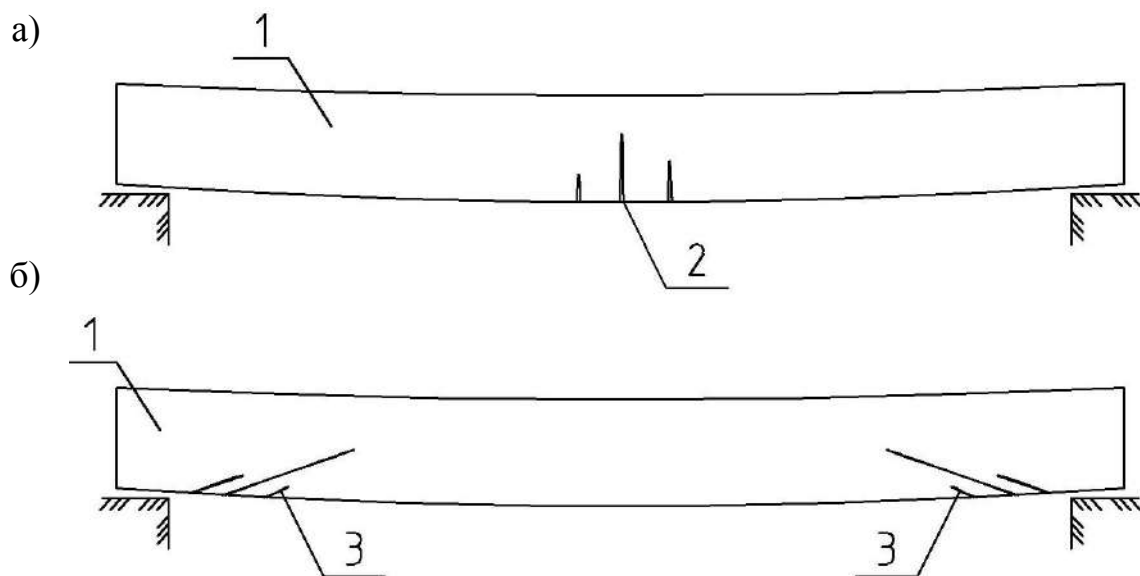


Рис.1.1. Тріщини в залізобетонних балках: а – балка з нормальною тріщиною; б – балка з похилою тріщиною; 1 – залізобетонна балка, 2 – нормальна тріщина, 3 – похили тріщина

Переважна більшість залізобетонних конструкцій працюють на сприйняття поперечних сил, тому розрахунок несучої здатності похилих перерізів є одним із визначальних фактів при призначенні розмірів

поперечного перерізу та визначає діаметр та крок поперечної арматури, яка може, навіть, скласти до 50% загальної арматури, використаної для армування елемента.

О. С. Залесов у своїй роботі [45] відзначав, що для правильного виконання розрахунку необхідно знати та враховувати закономірності процесів тріщиноутворення, якісно та кількісно оцінювати основні фактори, які впливають на несучу здатність, напружено-деформований стан, внутрішні зусилля. Був описаний процес і характер тріщиноутворення для залізобетонних вільно обпертих балок.

Спочатку, під час навантаження, нормальні тріщини утворюються в зоні чистого вигину, після цього вони починають утворюватися в зоні спільної дії згинального моменту та поперечних сил – в так званому прогоні зрізу. Зі збільшенням навантаження тріщини в зоні чистого вигину свій напрямок не змінюють, а в прогоні зрізу – починають нахилитись в бік прикладання сили, поступово переходячи в похилі, окрім цього, в середині висоти балки над існуючими тріщинами або там де їх нема, починають виникати нові похилі тріщини. При подальшому збільшенні навантаження на балку із похилих тріщин одна стає критичною (вона розкривається найбільш інтенсивно і по ній відбувається руйнування елемента). Критична похила тріщина розгалужується на ряд дрібних тріщин: біля розтягнутої грані – на горизонтальні тріщини вздовж арматури у напрямку опори, біля стиснутої грані – розвивається паралельно грані у напрямку місця прикладання сили. У подальшому під певним рівнем навантаження балка стає неспроможною чинити опір прикладеному навантаженню і настає руйнування.

Руйнування за похилою тріщиною можливе за трьома формами (рис.1.2). Перша (рис.1.2.а) – відбувається різке розкриття похилої тріщини і над її кінцем відбувається руйнування стиснутого бетону (називається руйнування за стиснутою зоною). Друга (рис.1.2.б) – відбувається різке розкриття похилої тріщини при текучості арматури або вичерпанні міцності її анкерування за опорою (називається руйнування за розтягнутою зоною).

Третя (рис.1.2.в) – відбувається роздроблення бетону в похилій стиснутій смузі між опорою і місцем де прикладається навантаження або між похилими тріщинами.

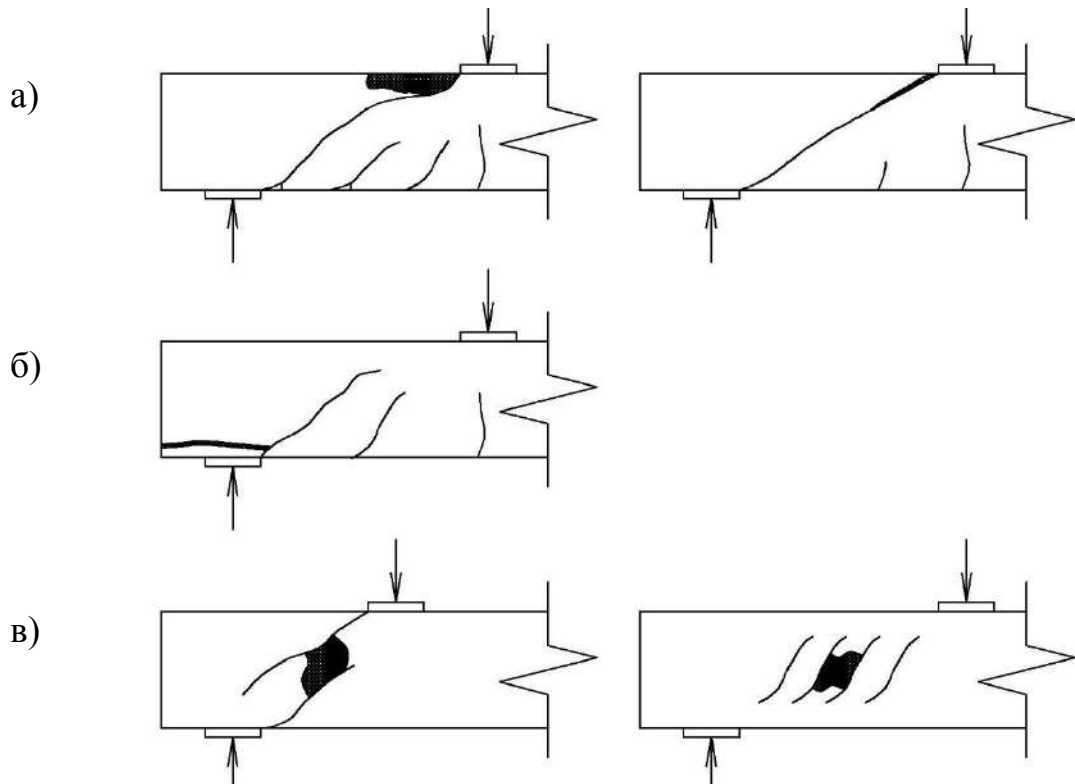


Рис.1.2. Форми руйнування балок за похилими тріщинами: а – руйнування за стиснутою зоною; б – руйнування за розтягнутою зоною; в – руйнування за похилою стиснутою смугою

На сьогоднішній день існує низка методів розрахунку залізобетонних елементів при дії поперечних сил. Методи розрахунків почали розвиватися коли під час перших досліджень роботи залізобетонних елементів виявилось, що руйнування досліджуваних зразків відбувається не лише за нормальними тріщинами, а ще й за похилими. Під час проведення дослідів із серіями балок Talbot A. N. [137], було запропоновано ідею про роботу залізобетонного елемента після утворення тріщин як розпірної системи.

Згодом, першим достатньо доцільним методом був запропонований метод, за основу якого була прийнята так звана “фермова” аналогія – аналогія

між залізобетонним елементом, який сприймає поперечні сили і розкісною фермою [79, 126, 127, 128, 129, 134]. Згідно цього методу в залізобетонному елементі верхнім поясом є бетон стиснутої зони, стиснутими розкосами є бетон стінки, нижнім поясом є розтягнута арматура, стійками ферми є поперечна вертикальна арматура, розтягнутими розкосами є поперечна похила арматура (відгини) (рис.1.3).

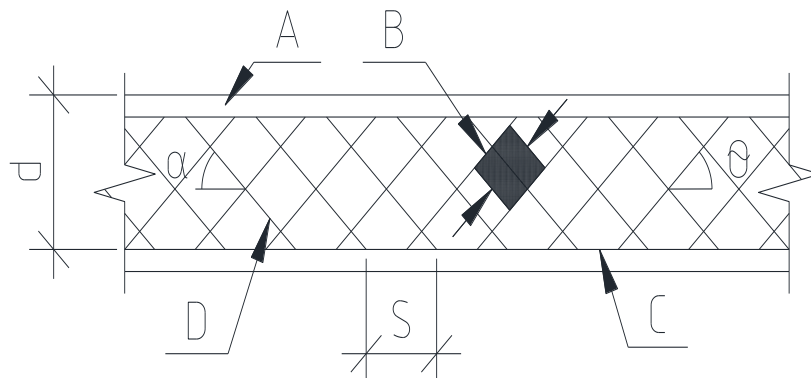


Рис.1.3. Розрахункова “фермова модель” похилого перерізу:

A – стиснутий пояс; B – стиснутий пояс; C – розтягнутий пояс;

D – поперечна арматура

Згідно цього методу, несуча здатність визначалася за головними напруженнями, що розтягують, на рівні нейтральної осі, які залежно від значення передаються на бетон або на повздовжню, поперечну арматуру. Цей метод набував вдосконалень у роботах [120, 121, 122, 123, 131, 132, 133].

Проте, згодом, наукова спільнота все більш приходила до висновку, що цей метод виявляється далеким від реальних умов роботи залізобетонних елементів, а саме при розрахунку виявлявся значний запас міцності для армованих поперечною арматурою залізобетонних елементів та, навпаки, недостатня міцність для неармованих поперечною арматурою залізобетонних елементів в порівнянні з дослідними даними.

Через відмінності від реальних умов роботи та недоліки фермової аналогії, над вдосконаленням та створенням нових методів працювало багато, як закордонних, так і вітчизняних вчених. Слід відзначити вклад робіт

Гвоздева О. О. [20, 21], Боришанського М. С. [8, 9, 10], Столярова Я. В. [108], Мурашева В. І. [85], саме вони дозволили перейти до нового достатньо доцільного методу – методу рівноваги граничних зусиль, який набув широкого використання завдяки переходу від умовностей та аналогій до реальної роботи залізобетонного елемента.

Цей метод дозволив проводити оцінювання несучої здатності за граничними внутрішніми зусиллями, які фактично діють під час стадії руйнування. За основу розрахунків закладені умови двох можливих форм руйнування – по бетону стиснутої зони над похилою тріщиною та в результаті текучості арматури де її перетинає похила тріщина з наступним руйнування бетону над тріщиною. Виходячи з цих форм розглядається рівновага внутрішніх та зовнішніх зусиль (рис.1.4).

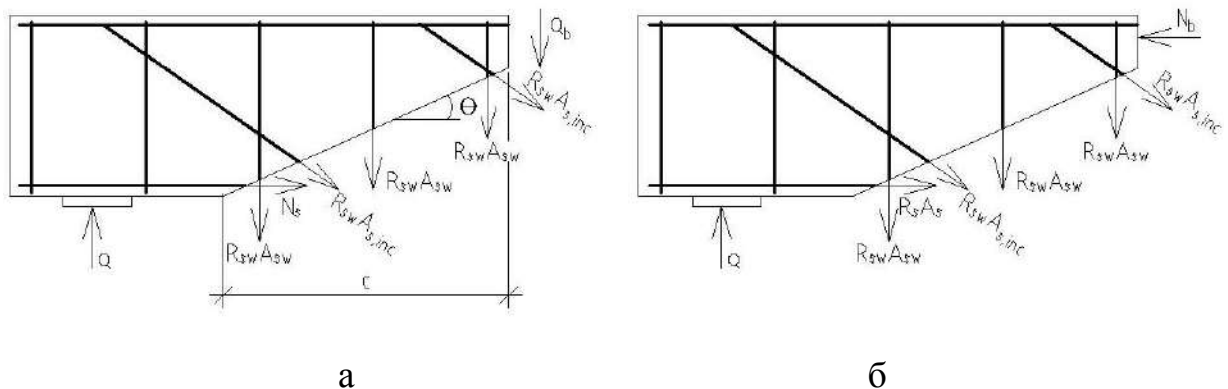


Рис.1.4. Розрахункова схема похилого перерізу за методом граничної рівноваги: а – за поперечною силою; б – за згинальним моментом

Враховуючи це, було виведено рівняння при руйнуванні бетону стиснутої зони над тріщиною (рис.4.а) [8, 9, 10]:

$$Q \leq Q_b + \Sigma R_{sw} A_{sw} + \Sigma R_{sw} A_{s,inc} \sin \theta, \quad (1.1)$$

де Q_b – частина поперечної сили, яка сприймається стиснутим бетоном;
 $\Sigma R_{sw} A_{sw}$ – те ж, поперечними стрижнями;

$\Sigma R_{sw} A_{s,inc} \sin \theta$ – те ж, відігнутими стрижнями;

Граничні зусилля $\Sigma R_{sw} A_{sw}$ та $\Sigma R_{sw} A_{s,inc}$, розраховуються з передумовою досягнення напружень в них межі текучості.

Рівняння при руйнуванні в результаті текучості арматури в місці де вона перетинається тріщиною (рис.4.б) виконується за виразом [8]:

$$M \leq M_s + M_{sw} + M_{s,inc}. \quad (1.2)$$

Цей вираз, із подальшим розвитком методу, змін не зазнавав.

Проте, вираз (1.1) зазнавав змін, зокрема на ранньому етапі появи методу, величина Q_b визначалася як [8]:

$$Q_b = \frac{0,185 R_u b h_0^2}{c}. \quad (1.3)$$

Згодом, коефіцієнт $0,185$ в формулі (1.3) змінили на $0,15$ для збільшення запасу міцності, та надалі набував уточнень та змін по мірі того, як накопичувались нові експериментально підтвержені дані та в редакції норм СНиП II-21-75 його змінили на диференційований $k_2 = 1,5 \dots 2,0$ (змінюється в залежності від виду бетону). Також, в цій редакції змінили величину R_u на R_{bt} (міцність при осьовому розтязі). Вираз (1.3) набув вигляду:

$$Q_b = \frac{k_2 R_{bt} b h_0^2}{c}. \quad (1.4)$$

Пізніше, в наступній редакції норм СНиП 2.03.-84* знову були внесені вже суттєві зміни в вираз (1.4), так він набув вигляду [3]:

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2}(1+\varphi_f+\varphi_n)R_{bt}bh_0^2}{c}. \quad (1.5)$$

У цьому виразі з'явилися три нових коефіцієнта φ_n , φ_f та φ_{b2} . φ_{b2} – замінивши k_2 , φ_n – враховував вплив повздовжньої сили на несучу здатність, φ_f – враховував наявність та вплив полицки у стиснутій зоні. Окрім того величина (1.5) має бути не менш ніж $0,6R_{bt}bh_0$.

Довжина проекції похилої тріщини C_0 в редакції норм СНиП 2.03.-84* визначалася за виразом [3]:

$$C_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2}(1+\varphi_f+\varphi_n)R_{bt}bh_0^2}{q_{sw}}}, \quad (1.6)$$

де величина C_0 обмежується $h_0 \leq C_0 \leq 2h_0$, та, окрім цього, у всіх випадках не має перевищувати довжину прогону зрізу.

Цей метод і по сьогоднішній день зазнає певних вдосконалень та уточнень, так як викладені емпіричні вирази впливають багато чинників. Залесов О. С. у своїх роботах [45, 47] відзначав, що основні фактори, які впливають на характер тріщиноутворення, руйнування та несучу здатність залізобетонних балок можна розділити на дві основні групи: фактори зовнішнього впливу та фактори конструктивні. До перших можна віднести – умови спирання, схему завантаження елемента, впливи навколишнього середовища, відносний прогін зрізу. До других можна віднести – інтенсивність поперечного армування, насиченість елемента повздовжньою арматурою, наявність попереднього напруження, міцність бетону, розміри і форма поперечного перерізу елемента, нагельний ефект, анкерування і зчеплення повздовжньої арматури з тілом бетону.

Ретельну роботу з дослідження системного впливу цих факторів на несучу здатність проведено у роботах Карпюка В. М. [16, 17, 39, 52, 54, 55, 56, 57, 58]. Серед досліджених в роботі факторів відзначається найбільший вплив прольоту зрізу: “Серед конструктивних чинників найбільший вплив на несучу здатність приопорних ділянок має проліт зрізу (рис.1.4.а). В цілому підтверджується виявлена Залесовим О. С., Климовим Ю. А. та іншими

дослідниками закономірність зменшення міцності похилих перерізів балок зі збільшенням прольоту зрізу. При цьому, несуча здатність приопорних ділянок позацентрово стиснутих елементів, в середньому, на 50...70% є вищою, а позацентрово розтягнутих – нижчою від міцності звичайних непереармованих елементів” [59].

В роботі Дмитренка А. О. [29] також відзначається той факт, що проліт зрізу є одним із найбільш визначальних параметрів, що впливає на несучу здатність та відзначається розбіжність із нормативною здатністю при мінливості цього фактору. Також в роботі запропонована методика врахування нагельного зусилля, яку виникає в повздовжній арматурі та внесені пропозиції, щодо покращення існуючих методів розрахунку похилих перерізів.

Враховуючи вище наведене, одним із факторів при виконанні експериментальних досліджень в даній дисертації заплановано обрати саме величину прогону зрізу.

Подальший розвиток методу, запропонованого Боришанським М. С., слід відзначити у роботи Залесова О. С., Мухамедієва Т. А., Чистякова Є. А. [46], згідно цих пропозицій у методі з’являються коефіцієнти які враховують напружено-деформований стан стиснутої смуги бетону, спрощується розрахункова схема перерізу (рис.1.5), згідно якої умова міцності за поперечною силою [46]:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}. \quad (1.7)$$

Причому, величина Q має задовільняти виразу:

$$Q \leq Q_{b,sir} = \varphi_{b1} + R_b \cdot b \cdot h_0, \quad (1.8)$$

де $Q_{b,sir}$ – величина поперечної сили, яка сприймається бетоном похилого перерізу;

φ_{b1} – новий коефіцієнт, який враховує напружено-деформований стан стиснутої смуги бетону.

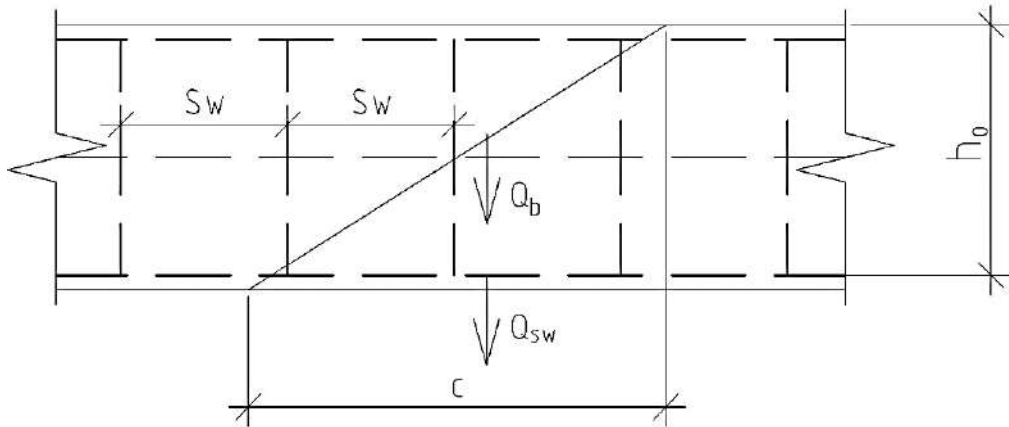


Рис.1.5. Розрахункова схема зусиль похилого перерізу за методом[46]

Змінилась величина Q_b [46]:

$$0,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 \leq Q_b = \frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c} \leq 2,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0, \quad (1.9)$$

де з виразу видно, що порівняно з виразом (1.5) в роботі зникли коефіцієнти φ_f та φ_n , що враховували наявність полицки в стиснутій зоні та вплив повздовжньої сили відпоідно, а замість них узагальнюючий коефіцієнт – φ_{b2} , який враховує вплив повздовжньої арматури, сил зчеплення та характеру напружено-деформованого стану бетону над тріщиною.

Зазнав змін і вираз поперечної сили, що сприймається поперечною арматурою [46]:

$$Q_{sw} = \frac{\varphi_{sw} \cdot R_{sw} \cdot A_{sw} \cdot c}{s_w}, \quad (1.10)$$

тут φ_{sw} безрозмірний коефіцієнт, $\varphi_{sw} = 0,75$;

при цьому слід враховувати, що введені обмеження, $h_0 \leq C \leq 2h_0$, $S_w \leq \frac{R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{Q}$.

В роботі також наводиться визначення несучої здатності похилого перерізи, за умови дії повздовжньої сили N .

Метод рівноваги граничних станів похилих перерізів також має ряд недоліків, тому паралельно також виникали і розвивались й інші методи визначення несучої здатності похилих перерізів, проте більшість з них є не такими точними, або мали занадто громіздкий та складний обчислювальний апарат.

В останні роки наукова спільнота проводить досить великий обсяг досліджень і займається розробкою та вдосконаленням так званих деформаційних розрахункових моделей перерізів, які за свою основу використовують діаграми деформування бетону і арматури.

Залесов О. С. у своїй роботі [44] розглянув останні тенденції та проблеми розвитку розрахунків похилих перерізів у вітчизняних та закордонних нормах, а також методу запропонованого ним. У роботі відзначається, що недоцільно ускладнювати методики розрахунку залізобетонних конструкцій, які закладені в нормативних документах різних країн, а слід впроваджувати та розвивати деформаційні розрахункові моделі перерізів, вони, в силу своєї простоти і фізичного змісту, є більш привабливими в порівнянні з емпіричними залежностями в нормах та можуть служити обґрунтуванням і вказувати на необхідність корегування емпіричних залежностей в цих нормах. Проте, відзначається, що деформаційний метод ще потребує проведення значної кількості експериментальних та теоретичних досліджень і поки зарано його приймати за основу в нормах.

Слід відзначити роботи Бамбури А. М., Голишева О. Б., Давиденка О. І., Дорофєєва В. С. та ін. [12, 24, 26, 28, 51], в яких розглядається деформаційний метод. Автори приходять до висновку, що деформаційний метод дозволяє

доволі надійно прогнозувати напружено-деформований стан на будь-якому етапі роботи елементів, визначати несучу здатність похилих перерізів через нормальні перерізи, при цьому отримані результати мали гарну збіжність та коефіцієнт варіації відхилення від експериментального значення не перевищував 10%.

Карпюк В. М. у своїй роботі [58] відзначав, що саме метод [24, 26] достатньо добре описує реальну роботу похилих перерізів залізобетонних конструкцій, дуже добре враховує конструктивні фактори впливу, проте все ще вказані моделі в цьому методі далекі від досконалості та потребують додаткових досліджень, зокрема критеріїв міцності залізобетону і НДС при дії різних силових факторів, факторів зовнішнього впливу та частини конструктивних факторів.

У роботі [57] наведено порівняння розрахунків за різними нормативними методами з експериментальними даними для залізобетонних нерозрізних балок, за результатами зроблений висновок, що найточнішим виявився метод похилих перерізів. Схожі дослідження проведені у роботі [56] для прогонних балок та також вказується на розбіжності з реальними даними. Також автор пропонує новий метод, який базується на виборі найбільш імовірних схем руйнування приопорних ділянок в залежності від дослідних факторів та визначенні мінімальної несучої здатності, виконуючи окремий, почерговий їх розгляд. Відзначається, що завдяки розробленій пропозиції, розбіжність (коефіцієнт варіації) між значеннями експерименту та розрахунку покращуються до 6...12%.

У роботах Карпюка В. М. та його учнів [53, 63, 106] проводяться дослідження у напрямку розвитку теорії міцності похилих перерізів та пошуки покращених, більш досконалих розрахункових моделей. В проведених дослідженнях відзначається, що перспектива розвитку цієї теорії полягає у трьох напрямках: 1 – накопичення нових експериментальних даних, які дозволять покращити емпіричні залежності методики запропонованої Боришанським М. С.; 2 – дослідження реального напружено-деформаційного

стану приопорних ділянок, поведінки залізобетонних елементів на ділянках, в яких сумісно діють згинальні і крутні моменти, поперечна та повздовжня сили, розробка аналітичного апарату; 3 – розвитку деформаційного методу розрахунку.

Вдосконаленням деформаційної моделі у своїх роботах також займався Карп'юк Ф. Р. [60]. У своїй дисертації він розробив адаптовану шарувату деформаційну модель попередньо напружених таврових залізобетонних елементів.

В роботах Дорофєєва В. С. та співавторів [50, 83, 125] проведені дослідження з моделювання напружено-деформованого стану, етапів роботи залізобетонних балок, що згинаються та прогнозування процесу тріщиноутворення при короткотривалій дії навантаження за допомогою ПК “ANSYS MECHANICAL”. Автори наводять, що результати моделювання показали гарну збіжність з експериментальними даними, дозволяють прогнозувати процеси тріщиноутворення та деформування таких елементів. Також відзначається, що таким чином можна отримати значну економію від проведення чисельного експерименту порівняно з експериментальними дослідженнями.

Можна зробити висновки, що метод фермової аналогії має неточності порівняно із реальною роботою конструкцій, в ньому закладені великі коефіцієнти надійності, а також має обмежені можливості в напрямку розвитку для підвищення точності; метод рівноваги граничних зусиль похилих перерізів має більшу точність, проте вдосконалюється завдяки знаходженню нових емпіричних та напівемпіричних коефіцієнтів для кожного окремого випадку; деформаційний метод в аналітичних моделях ще не досяг достатнього рівня розвитку та потребує проведення обширних наукових досліджень. Тому, вибір для подальшого дослідження саме міцності похилих перерізів має дуже важливе практичне значення для вдосконалення існуючих методик.

1.2. Стан, аналіз дефектів та пошкоджень залізобетонних балок, способів посилення

Нажаль, залізобетонні конструкції, як і більшість інших будівельних конструкцій, з плином часу зазнають різного роду пошкоджень та, навіть, руйнувань, але при належному обслуговуванні вони можуть прослужити довгий термін часу, проте навіть і в такому випадку певних пошкоджень не уникнути. Через це важливим питанням є визначення та прогнозування технічного стану таких конструкцій, а також у разі потреби проведення їх посилення. Як наведено в роботі Клименка Є. В. [73]: “В даний час вартість основних фондів України становить майже 850 млрд. грн. (понад 20 річних бюджетів країни), а середня зношеність сягає 45%. Тільки в базових галузях експлуатується понад 250 млн. м³ залізобетонних конструкцій, ресурс яких використаний більш ніж на 50%”.

Великий внесок у оцінювання та прогнозування технічного стану залізобетонних конструкцій зроблено в роботі Клименка Є. В. [70], зокрема в ній створена методологія визначення технічного стану та показників експлуатаційної придатності, проведений аналіз впливу дефектів та пошкоджень залізобетонних конструкцій на напружено-деформований стан та несучу здатність, розроблено методику розрахунку пошкоджених позацентрово стиснутих конструкцій та таврових елементів з руйнуванням стиснутої зони бетону.

В статті Мізернюка Б. М. [81] проведений ретельний аналіз дефектів та пошкоджень при обстеженнях залізобетонних конструкцій, що експлуатуються та вказані недоліки в проектних рішеннях, які дозволять уникнути цих дефектів та пошкоджень. Зазначається, що для залізобетонних сегментних ферм найпоширенішими пошкодженнями є тріщини та сколи бетону; для кроквяних, підкроквяних, попередньо напружених, звичайних та балок покриття – косі тріщини в приопорних ділянках, порушення анкерівки повздожньої арматури, сколи бетону; у підкранових балок – вертикальні тріщини та сколи бетону у зоні полички балки; в плитах

– повздожні тріщини і корозія арматури, сколи бетону. В аналізі причин виникнення дефектів зазначається, що рідко вони виникають через проектні помилки, частіше – через експлуатаційні навантаження і впливи та через різні технологічні фактори.

В роботі Zoran Bonic [112] відзначається утворення пошкоджень бетону від дії агресивного середовища, дефектів, помилок будівництва та невиконання і недооцінки важливості технічного обслуговування конструкцій. Підкреслюється що агресивні ефекти можуть викликати корозію бетону (внаслідок агрегатного розширення, впливу солей, карбонізації, вилужування), корозію арматури.

В статті Рибаківа Ю. Д. [103], розглянуті випадки виявлення дефектів в збірно-монолітних залізобетонних багатопверхових конструкціях. Відзначається, що найбільш поширеними є дефекти заводського виготовлення і дефектний монтаж конструкцій, а саме: дефекти стиків збірних елементів колон, дефекти в вузлах сполучення ригелів з колонами, недостатня величина спирання конструкцій, дефекти бетонування при замонолічуванні, збільшення експлуатаційних навантажень через наявність дефектів та пошкоджень. Також, дані рекомендації для посилення несучої здатності за нормальними та похилими перерізами конструкцій.

В статті Сісіна І. О. та Баштанника О. Р. [104] приведено аналіз пошкоджень підкранових залізобетонних балок з прогоном 12 метрів. Автори стверджують, що найпоширенішими пошкодженнями є: нормальні тріщини; похилі (частіше в приопорних ділянках, але й іноді по всій балці); горизонтальні – вздовж арматури; сколи бетону по торцям балок та в місцях спирання на колону; зміщення балок. Також наведено аналіз виникнення цих пошкоджень та надані рекомендації, щодо їх усунення.

Клименко Є. В. відзначав в посібнику [72]: “Сколи в бетоні виникають від механічних пошкоджень під час розопалублювання виробів, неправильного транспортування, складування і монтажу конструкцій. Різноманітні пошкодження в бетоні зустрічаються при кріпленні конструкцій

технологічного обладнання та трубопроводів. Сколи захисного шару в бетоні з'являються в результаті корозії арматури, металевих закладних деталей, а також через нещільність бетону і попадання в нього вологи". Також відзначається, що сколи виникають в балках у місцях спирання плит, за рахунок відхилення арматури та закладних деталей від проектного положення, виникати від дії високих температур при пожежі, а також при замерзанні води в пустотах конструкції.

В роботі Байди Д. М. [1] розроблено розрахунковий апарат з оцінювання залишкової несучої здатності нормальних перерізів пошкоджених прямокутних залізобетонних балок, проте несуча здатність похилих перерізів не розглянута. В цій роботі відзначається, що розповсюдженими пошкодженнями в балках є: випирання стиснутої арматури, руйнування бетону за рахунок роздроблення та викришування заповнювача, недопустимі прогини та тріщини.

В роботі Степової О. В. [107] розглядається робота балкових елементів з тріщинами в умовах електролітичного середовища, розроблена методика оцінки залишкового ресурсу за корозійного ураження арматури в нормальних тріщинах залізобетонних балок.

Вплив корозії на несучу здатність та утворення пошкоджень залізобетонних елементів досліджено у багатьох роботах, серед яких можна навести такі роботи: Бондаренко В. М [7, 6], Бліхарського З. Я. [5], Мигаль Р. Е. [80], Smith Roger W. [136], Грунау Е. [27], Hassan A. [114].

В роботах [5, 136, 27, 114] усі автори відзначають поступову втрату несучої здатності зі збільшенням обсягу корозії. Бліхарський З. Я., на відміну від багатьох авторів, приділяє значну увагу вивченню корозійних процесів одночасно під дією навантаження та визначенню зміни напружено-деформованого стану. Також у його роботі розроблені методики з визначення залишкової несучої здатності підсилених після корозії залізобетонних балок та методику розрахунку кородованих залізобетонних конструкцій з використанням деформаційної моделі.

Серед, досліджень корозійного впливу, варто відзначити роботи Бондаренко В. М. Автор приводить методи оцінки ресурсу силового опору залізобетонних елементів з врахуванням корозійних пошкоджень, зокрема у роботі [7] оцінку за похилими перерізами, пошкодження розглядаються в стиснутій зоні бетону. В цій роботі встановлено, що існують три типи руйнування елементів, що згинаються від пошкоджень корозії, такі як і для елементів неущкоджених корозією та відзначається, що при корозійному пошкодженні стиснутої зони бетону вірогідність руйнування за похилими перерізами значно зростає.

Також, дуже цікавою є робота Мигаль Р. Е. [80]. Тут приведена оцінка пошкодження корозією арматури та бетону на залізобетонні балки залежно від зони руйнування, глибини корозійного ураження, коефіцієнту пошкоженості арматури і різних класів бетону. Встановлено, що при різних комбінаціях ушкоджень втрата несучої здатності сягає від 10% до 60%, отримана методика оцінювання конструктивної безпеки за нормальним та похилим перерізом. Також у роботі надані пропозиції з розрахунку посилення пошкоджених елементів за похилими перерізами методом нарощування бетону та поперечним армуванням.

Дорофєєв В. С. та Постернак С. О. розглядали вплив технологічної пошкоженості бетону [33, 98]. В роботах встановлений вплив кількості та якості наповнювача на технологічну пошкоженість, вплив технологічних пошкоджень на фізико-механічні характеристики бетону, тріщиноутворення, руйнування, надані рекомендації з врахування технологічної пошкоженості при розрахунках несучої здатності залізобетонних елементів.

Велику кількість робіт присвячено відновленню та підсиленню залізобетонних конструкцій. В останні роки актуальними дослідженнями є сучасні ефективні та більш простіші способи посилення за допомогою композитних матеріалів в порівнянні з класичними методами (залізобетонна або металева обойми, нарощування, влаштування тяжів тощо).

Посиленню пошкоджених залізобетонних балок за допомогою зовнішнього сталевих армування присвячено велика кількість робіт, серед яких можна відзначити такі як: Robers T. M. [135], Irwin C. F. [116], Johnson R. P. та Tait C. J. [117].

Воскобійник П. П. та співавтори в статті [15] наводять свої дослідження, щодо відновлення експлуатаційних властивостей балок. Експериментально залізобетонні балки були доведені до стану неможливої експлуатації, а потім відновлені. За результатами експерименту досліджено несучу здатність відновлених балок та встановлено, що найбільший вплив на ефективність відновлення складає технологія виконання робіт (поєднання “нового” та “старого” бетону). Аналіз характеру тріщиноутворення, залежностей деформацій та прогинів підтверджую, що при правильній технології виконання робіт “старий” та “новий” бетон працюють сумісно на усіх етапах завантаження.

Посилення елементів полімерними матеріалами має високий потенціал. Одним з початківців в дослідженні таких посилень можна відзначити Meier U. В своїй роботі [124] він відзначав ефективність застосування вуглепластикових матеріалів для підвищення несучої здатності та жорсткості конструкцій, а також значний економічний ефект, який може бути досягнутий.

Слід відзначити роботу [13], в якій проводиться аналіз підсилення похилих перерізів залізобетонних балок за допомогою композитних матеріалів системи FRCM (фіброволокно втоплене в цемент) в порівнянні з традиційними методами та матеріалами, відзначено що максимальний ефект від посилення міг сягати 45%.

Мельник С. В. досліджував роботу підсиленних за похилими перерізами згинальних елементів за допомогою вуглепластикових стрічок і полотн при малоциклових навантаженнях [76]. Результати свідчать про значні переваги застосування таких посилень в порівнянні із звичайними методами нарощування перерізу, або зміни статичної схеми. Запропоновано методуку

розрахунку, яка добре збігається з експериментальними та теоретичними даними.

Дослідженням посилення похилих перерізів багатопрогонних залізобетонних конструкцій за допомогою фіброармованих пластиків займався Юшин А. В. [111].

Таким чином, проаналізувавши джерела, які наведено вище, можна зробити висновок, що актуальним стоїть питання щодо визначення напружено-деформованого стану пошкоджених в процесі експлуатації залізобетонних балок та визначення їх залишкової несучої здатності. В якості пошкодження слід розглянути сколи бетону, пошкодженою частиною обираються сколи в стиснутій зоні, оскільки в розтягнутій бетон і так умовно не працює, а в стиснутій призводить до зменшення несучої здатності, а також за рахунок зміни перерізу елемента виникнення косоного згину, який не було враховано при проектуванні елементів. Приклади утворення сколів та руйнування бетону стиснутої зони біля приопорних ділянок показано на рис.1.6.

1.3. Розрахунок залізобетонних елементів, що працюють на косий вигин

Проблемою, присвяченою розрахунку залізобетонних елементів, які зазнають косоного вигину, займалося чимало науковців починаючи з 30-х років ХХ століття, оскільки косий вигин в певній мірі присутній майже у всіх елементах, що згинаються. Він може виникати не лише за рахунок силового впливу, а також а рахунок цілого ряду факторів, таких як неточність виготовлення, неточність монтажу зміна геометричних розмірів, пошкодження тощо.

Глазер С. І. [23] займався розробками стосовно теорій розрахунку залізобетонних елементів прямокутного та таврового перерізів, що зазнають косоного вигину. В запропонованих рекомендаціях для полегшення розрахунків

були складені спеціальні таблиці, проте теоретичні результати робіт не були підкріплені експериментальними дослідженнями.



Рис.1.6. Пошкоджені залізобетонні балки: а) – підкранова балка Слов`янського машинобудівного заводу; б) – монолітна балка перекриття Добропільської ЦЗФ; в) – балка монолітного ребристого перекриття Добропільської ЦЗФ

Торяник М. С. та Доля К. Х. у своїх роботах [101, 109, 30], розглядали залізобетонні елементи при складних видах деформацій, зокрема, розглянута несуча здатність похилого перерізу при косому вигині. Було поповнено експериментальну базу досліджень у цьому напрямку, запропонована методика розрахунку елементів з постійним кроком хомутів та стиснутої зони бетону за формою трикутника або трапеції. Методика показала задовільну збіжність в порівнянні з експериментальними даними, яка згодом буда взята за основу в нормативних документах [3, 61]. За результатами досліджень встановлено положення нейтральної осі в перерізі (рис.1.7), згідно цих положень стиснута зона бетону може мати форму трикутника – випадок I, трапеції – випадок II та п’ятикутника – випадок III; досліджено, що характер руйнування похилих перерізів при косому вигині аналогічний випадку при плоскому та простежується залежність між кутом нахилу силової площини β та кутом нахилу сліду просторової косої тріщини відносно вісі балки α_n . В основу розрахунку закладено ряд передумов, які згодом було трохи доповнено у роботі Вахненка П. Ф. [11] із врахуванням нових експериментальних даних та вимог норм [3]. Пошкоджені у процесі експлуатації залізобетонні елементи не розглядаються.

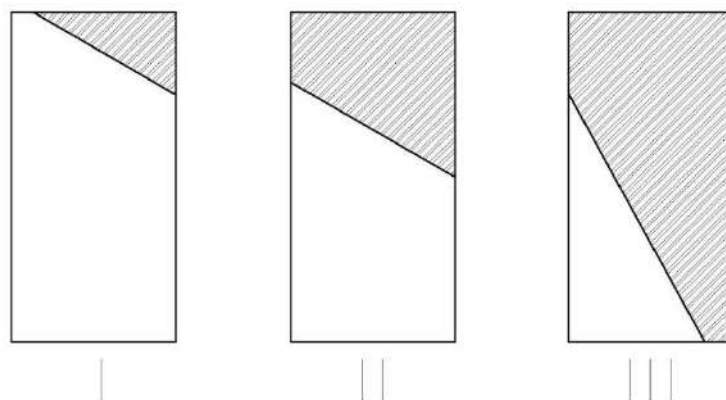


Рис.1.7. Можливі форми стиснутої зони бетону при косому вигин:
 I – форма стиснутої зони трикутник; II – форма стиснутої зони трапеція;
 III – форма стиснутої зони п’ятикутник

Вахненко П. Ф. працював над створенням та вдосконаленням розрахункових методів при складних деформаціях, зокрема несучої здатності похилих перерізів. Згідно його роботи [11], небезпечний похилий переріз у якому з'являються тріщини і відбувається руйнування, є практично повністю плоским, при цьому кути нахилу слідів площини перерізу на паралельні грані елемента рівні між собою, згідно [11]:

$$\alpha_I = \alpha_{II} = \alpha; \alpha_{III} = \alpha_{IV} = \alpha_I . \quad (1.11)$$

Також слід враховувати, що значення кутів залежать від таких певних умов: на бічних гранях кути α залежать від величини прогону зрізу, а на верхній та нижній гранях кути α_I залежать від нахилу силової площини β (рис.1.8). Форма стиснутої зони розглядається для випадків I та II, випадок III виключено, бо він можливий при переармованому перерізі. Кут нахилу нейтральної лінії θ найбільше залежить від кута нахилу силової площини β , згідно [11]:

$$\operatorname{tg}\theta = \operatorname{tg}\beta I_{x,red}/I_{y,red} , \quad (1.12)$$

де $I_{x,red}; I_{y,red}$ – відповідно моменти інерції приведенного перерізу відносно осі X та Y .

Також надано визначення довжини проєкцій тріщин C_i , вони залежать від кута β , у випадку форми стиснутої зони та прогону зрізу. Для зручності врахування факторів і залежностей C_i між собою – виведена проєкція сліду похилої тріщини на силовій площині C_0 , згідно [11]:

для випадку I

$$C_0 = h \cdot \operatorname{ctg}\alpha(1 + \operatorname{tg}\theta \cdot \operatorname{tg}\beta) ; \quad (1.13)$$

для випадку II

$$C_0 = \frac{(1-\xi_1)h^2 + b \cdot h \cdot \operatorname{tg}\theta}{(1-\xi_1)h + b \cdot \operatorname{tg}\theta} \cdot \operatorname{ctg}\alpha(1 + \operatorname{tg}\theta \cdot \operatorname{tg}\beta). \quad (1.14)$$

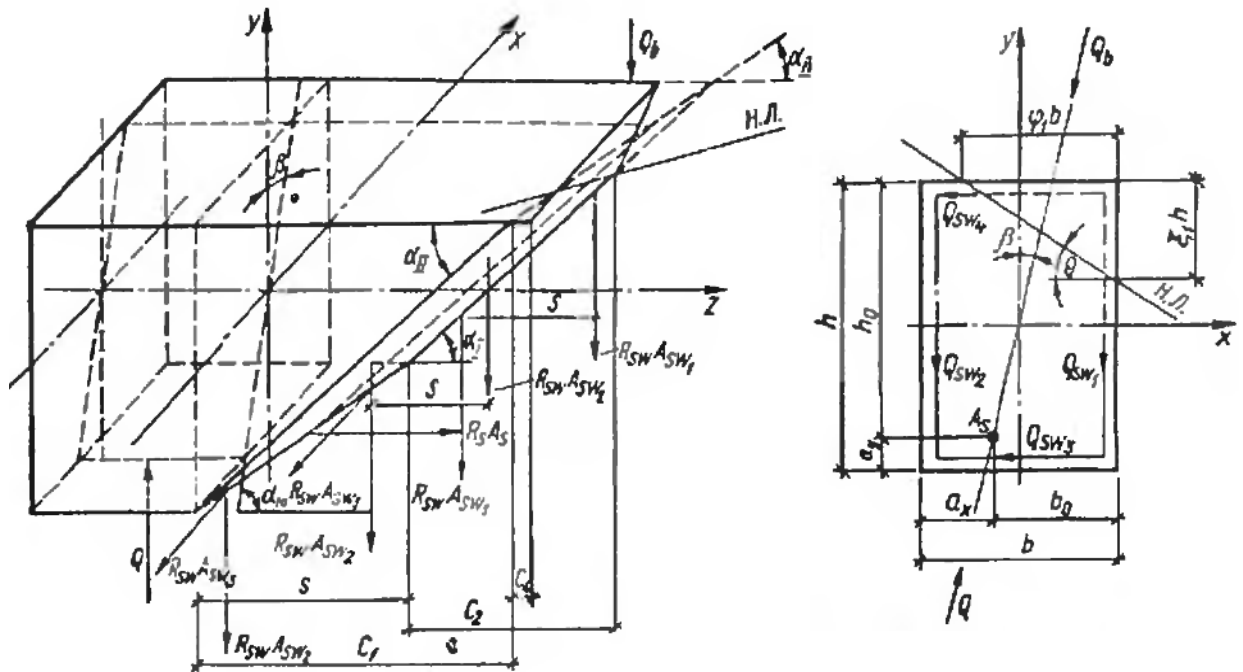


Рис.1.8. Розрахункова схема для визначення несучої здатності похилого перерізу

Поперечна сила, що сприймається бетоном приймається за виразом (1.9), але з поправкою на те, що узагальнюючий коефіцієнт φ_{b2} тепер повинен бути зкоригований на врахування розміщення арматури в перерізі, діаметру стрижнів та відсотку насичення арматурою елемента. Що стосується поперечної арматури, то відзначається робота стрижнів не лише вздовж осі Y , а ще й вздовж вісі X , що призводить в таврових елементах до розгляду коефіцієнту γ_{s1} , який враховує арматуру в звисах полочки. Стосовно поперечної сили, що сприймає поперечна арматура то вона визначається за виразом, згідно [11]:

для випадку I

$$Q_{sw} = q_{swy}(C_1 + C_2) \cdot \cos\beta + q_{swx}(C_3 + C_4) \cdot \sin\beta; \quad (1.15)$$

для випадку II

$$Q_{sw} = q_{swy}(C_1 + C_2) \cdot \cos\beta + q_{swx}(C_3) \cdot \sin\beta, \quad (1.16)$$

де q_{swx} ; q_{swy} – зусилля паралельні осям X та Y відповідно в гілках арматури, при однаковому діаметрі та кроці гілок арматури вирази (1.15) та (1.16) мають вигляд, згідно [11]:

$$Q_{sw} = 2q_{sw} \cdot C_0. \quad (1.17)$$

Також в роботі відзначається, що повздовжня арматура безпосередньо бере участь у сприйнятті поперечного зусилля, її рекомендується враховувати через частину поперечної сили, що сприймається бетоном Q_b через безрозмірний коефіцієнт φ_s ; відзначається вплив таких факторів як: наявність попереднього напруження; звисів полицки у таврових елементах. Проте, пошкоджені у процесі експлуатації залізобетонні елементи тут також не розглядаються, а лише ті, в яких виникає косий вигин за рахунок впливу навантажень.

Великий внесок в розвиток методів розрахунків залізобетонних елементів, зокрема, при складних видах деформацій вкладається дослідниками з Полтавського національного університету імені Юрія Кондратюка (в минулому Полтавський інженерно-будівельний інститут). Ними було проведено значну кількість експериментальних і теоретичних досліджень залізобетонних елементів, які зазнають косоного вигину, косоного вигину з крутінням при різних факторах зовнішнього впливу та конструктивних факторах.

Клименко Є. В. у своїй роботі [64] досліджував несучу здатність похилого перерізу залізобетонних балок, що зазнають косоного вигину. Було випробувано 42 зразка балок таврового та прямокутного перерізу. Відзначалося, що в таврових елементах полицка підвищує несучу здатність похилого перерізу, навіть більше, ніж при плоскому згині; суттєвий вплив

на несучу здатність та ефективність використання поперечної арматури чинить відношення розмірів поперечного перерізу, особливо при плоскому вигині; величина прогону зрізу чинить суттєвий вплив – при її збільшенні зменшувалась несуча здатність; запропонована методика, яка давала суттєвий економічний ефект від її запровадження та добре співвідносилась з експериментальними даними.

Питанню розрахунків при косому вигині, присвячено, як вже відзначалося, книгу Вахненко П. Ф. [11].

Носач О. Б. досліджував тріщиностійкість похилих перерізів таврових балок при косому згині [92]. Серед обраних факторів для дослідження були обрані відносний проліт зрізу, клас бетону, та кут нахилу силової площини, автор найвпливовішим називає відносний проліт зрізу. За результатами проведеного дослідження встановлено, що зміна кута нахилу у межах 0° - 20° призводить до збільшення висоти робочої зони перерізу до 15%, тому в розрахунках потрібно враховувати кут та змінені характеристики поперечного перерізу. Також, у роботі був запропонований коефіцієнт γ_{sw} , який дозволяє при визначенні шири розкриття похилої тріщини більш точно враховувати нерівномірний розподіл напруження в поперечній арматурі. Розроблена методика при порівнянні з експериментальними даними показала задовільну збіжність результатів.

Дослідження проведені у роботі Кодек О. А. [75] присвячені тріщиностійкості похилих перерізів у випадку косоного згину. Розглянутий НДС похилого перерізу при впливі різних факторів, таких як кути нахилу силової площини, різні варіанти утворення, поширення та розкриття тріщин. Розроблена розрахункова методика, яка добре узгоджується із експериментальними даними та прийнятна при плоскому вигині. Відзначається, що зростання кута нахилу силової площини призводить до збільшення куту нахилу та інтенсивності розкриття похилої тріщини, а також призводить до зменшення довжини проекції похилої тріщини та поперечної сили, при якій утворюється похила тріщина. За результатами

проведених у роботі досліджень запропоновано застосовувати залежність (1.9), що дало можливість враховувати з використанням коефіцієнту k_β , який визначається, згідно [75]:

$$k_\beta = \cos(\gamma - \beta). \quad (1.18)$$

Також рекомендується в розрахунках враховувати не постійну, а змінну довжину проекції похилої тріщини, що має залежність від рівня навантаження, згідно [75]:

$$c_{sw} = c \sqrt{\frac{Q}{Q_u}}, \quad (1.19)$$

при обмеженні $h_0 \leq c_{sw} \leq 2h_0$. Ще у роботі зазначено, що похила тріщина при косому згині призводить до різних величин відносних деформацій та напружень поперечної арматури біля різних граней та надані вирази як їх враховувати.

Дяченко Є. В. досліджував несучу здатність косозігнутих прямокутних залізобетонних балок з урахуванням повних діаграм деформування бетону [41]. Автором запропонована методика розрахунку міцності за нормальними перерізами, яка дозволяє враховувати граничні фіброві деформації бетону в залежності від того, якої форми є стиснута зона бетону – прямокутна чи трикутна.

Авторами Павліков А. М. та Бойко О. В. виконано багато досліджень щодо визначення несучої здатності косозігнутих елементів з використанням деформаційної моделі, а також виконані спрощення нормативних методик визначення несучої здатності за нормальними перерізами косозгинальних прямокутних залізобетонних елементів [3, 61]. У своєму теоретичному дослідженні [95, 97] вони відзначають, що отримані ними (на основі дволінійних діаграм залежностей деформування бетону і арматури) формули

визначення кута нахилу нейтральної лінії (для трапецієподібної форми стиснутої зони бетону) дозволяють певним чином спростити розрахунок – не використовувати ітераційні методи. Отримані формули мають наступний вигляд [97]:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{12\bar{X}_0(\bar{Z}_0 \cdot \operatorname{tg} \theta - Y_0)}{b^2}, \quad (1.20)$$

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{(\sqrt{a^2 + 8 \cdot A_b \cdot \psi_1^2 \operatorname{tg} \beta} - a)^2}{8 \cdot A_b \cdot \psi_1^2 \operatorname{tg} \beta}, \quad (1.21)$$

де \bar{X}_0 – висота стиснутої зони бетону при плоскому згині; \bar{Z}_0 – плече внутрішньої пари сил; A_b – площа перерізу стиснутого бетону; ψ_1 - коефіцієнт, що враховує вплив пружно пластичного стану бетону на положення рівнодійної напружень стиснутого бетону; β – кут нахилу силової площини; a – відстань від найбільш стиснутого ребра до точки перетину верхньої грані перетину балки із силовою площиною.

Дяченко Є. В. у роботі [40] виконав порівняння результатів, отриманих Павліковим А. М. в роботі [97], із експериментальними даними, яке показало доцільність пропозицій деформаційної моделі, вона показала гарну збіжність. Згодом ці автори також досліджували це питання на елементах таврового профілю [96].

Також розробкою методики щодо розрахунку косозігнутих залізобетонних елементів з використанням спрощеної деформаційної моделі займається Гарькава О. В. У своїй роботі [18] вона запропонувала методику розрахунку несучої здатності нормальних перерізів підкранових балок таврового перерізу в умовах косоного згину. У висновках роботи відзначається інженера простота та відповідність чинним нормам запропонованої авторами методики.

Воскобійник О. П. разом зі співавторами у роботі [42] відзначали, що в залізобетонних балках косий згин можуть викликати різного роду

дефекти та експлуатаційні пошкодження, що веде до зміни роботи конструкції, несучу здатність, та напружено-деформований стан. Розділено фактори, які викликають косий вигин в конструкціях які експлуатуються на ендогенні та екзогенні. До ендогенних віднесено неточності виготовлення та зміна в процесі експлуатації геометричних характеристик перерізу, до екзогенних віднесено неточності монтажу та зміну в процесі експлуатації характеру та способу прикладання навантаження. Досліджено на залізобетонних балках, що сколи бетону, корозія арматури, механічні вибоїни та зміщення положення арматури в порівнянні з проектним розміщенням призводять до зміщення центру ваги та повороту осей інерції які перестають збігатися з лінією силової площини і за рахунок цього виникає косий вигин.

Дослідження роботи пошкоджених залізобетонних елементів проведено Клименко Є. В. та його учнями [65, 74, 68, 118]. Зокрема, в роботі Клименко Є. В. та Арез Мохаммед Ісмаел [118] розглядається залишкова несуча здатність залізобетонних балок таврового перерізу та розроблена методика з її оцінювання. Відзначено, що за рахунок пошкоджень, які не проходять паралельно осям симетрії, такі конструкції мають косий вигин. Для дослідження були обрані наступні фактори: кут пошкодження, глибина пошкодження і пошкоджена частина балки. Встановлено, що на залишкову несучу здатність найбільший вплив має глибина пошкодження елемента. Проте, і тут випадок несучої здатності похилих перерізів пошкоджених елементів не розглядався.

В роботах [65, 118] проведено дослідження впливу косого вигину на роботу елементів, шляхом аналізу чисельного моделювання напружено-деформованого стану пошкоджених залізобетонних балок при вигині за допомогою ПК ЛІРА 9.6. В процесі дослідження були отримані ізополя нормальних та дотичних напружень, переміщень та характеру руйнування дослідних зразків. За результатами аналізу зроблено висновок, що використання чисельного нелінійного розрахунку МСЕ (методу скінченого

елементу) показує достатню точність розрахунків, дозволяє достовірно визначати вплив конструктивних факторів, визначати реальний напружено-деформований стан і поведінку руйнування елементів. Базуючись на цих результатах, для моделювання напружено-деформованого стану і визначення залишкової несучої здатності в дисертації доцільно виконувати за допомогою методу скінчених елементів в ПК ЛІРА САПР.

Виходячи з інформації, наведеної в цьому підрозділі, можна зробити висновок, що дуже цікавим є дослідження з обраної теми, оскільки в пошкоджених залізобетонних балках до пошкоджень присутній плоский вигин, а за рахунок фронту пошкодження зазнає зміщення нейтральна вісь та припиняє бути паралельною осям симетрії і плоский змінюється на косий, визначити чи чинить це суттєвий вплив на несучу здатність за похилими перерізами та встановлення дійсного напружено-деформованого стану є наразі актуальним питанням.

Висновки за розділом 1

Проаналізувавши, отримані раніше результати експериментально-теоретичних досліджень роботи похилих перерізів непошкоджених та пошкоджених в процесі експлуатації залізобетонних балок прямокутного перерізу можна відзначити наступне:

1. Велика кількість існуючих конструкцій, що експлуатуються, мають дефекти та/або пошкодження, які негативно впливають на їх стан, знижують термін експлуатації, призводять до аварійного стану таких конструкцій.

2. На сьогоднішній день, в чинних нормативних документах [61, 62, 87, 102] відсутні рекомендації щодо визначення залишкової несучої здатності похилих перерізів пошкоджених залізобетонних елементів, зокрема балок, що могло б дозволити аналізувати подальшу роботу таких конструкцій, раціонально обирати спосіб підсилення та за рахунок цього значно скоротити витрати.

3. Серед дослідних факторів, які в значній мірі впливають на залишкову несучу здатність похилих перерізів непошкоджених залізобетонних балок, найбільше значення має відносний проліт зрізу, саме тому він був обраний одним із факторів при плануванні експерименту в цій роботі.

4. Для проведення експериментальних та теоретичних досліджень серед дослідних факторів, які імітують пошкодження (скол бетону в стиснутій зоні елемента) та сприяють утворенню косої вигину обирається висота та кут нахилу сколу бетону.

5. Косої вигину в процесі експлуатації можуть зазнавати майже усі елементи, що згинаються. На сьогоднішній день існують розрахунки визначення несучої здатності при косої вигині залізобетонних елементів коли нахил нейтральної осі виникає за рахунок силового впливу або певних конструктивних чинників. Проте у випадку коли нейтральна вісь припиняє бути паралельною осям симетрії за рахунок утворення пошкоджень питання впливу на роботу конструкції та визначення залишкової несучої здатності ще не досліджено.

6. Для проведення чисельного експерименту з встановлення напружено-деформованого стану і визначення залишкової несучої здатності дослідних зразків за допомогою методу скінчених елементів вирішено виконувати в програмному комплексі ЛПРА – САПР, який показує достатню точність розрахунків.

7. Основна мета даної роботи – дослідити напружено-деформований стан та роботу пошкоджених в процесі експлуатації прямокутних залізобетонних балок, дослідити вплив основних факторів на залишкову несучу здатність похилих перерізів таких балок та розробити модель визначення їх залишкової несучої здатності. На основі переліченого та для того, щоб досягти поставленої мети, в роботі сформульовані завдання досліджень, та представлені у вступі.

8. Для досягнення поставленої мети, в роботі необхідно виконати задачі, які зазначені у вступі.

Таким чином, дані приведенного аналізу свідчать про те, що визначення фактичного напружено-деформованого стану та розробка методики для визначення залишкової несучої здатності похилих перерізів пошкоджених залізобетонних балок є актуальною темою та має важливе теоретичне та практичне значення.

Результати досліджень, що викладені в даному розділі, опубліковані в роботі [71].

РОЗДІЛ 2

ПОСТАНОВКА ЕКСПЕРИМЕНТУ І МЕТОДИКА ПРОВЕДЕННЯ ДОСЛІДЖЕНЬ

2.1. Постановка експерименту щодо досліджень напружено-деформованого стану пошкоджених залізобетонних балок прямокутного перерізу

Як вже наведено у вступі, визначення залишкової несучої здатності пошкоджених елементів за похилими перерізами є актуальною темою, це питання недостатньо вивчене на сьогоднішній день, хоча в реаліях сучасного стану будівельних конструкцій велика частка з них експлуатується з пошкодженнями, а їх залишкова несуча здатність не може бути точно визначеною.

Базуючись на досвіді багатьох проведених в Одеській державній академії будівництва та архітектури [43, 58, 60, 98, 118 та ін.], а також інших дослідників, ефективним є застосування теорії математичного планування експерименту [14]. Основною метою застосування такого методу є досягнення статистично достовірної, максимально точної інформації та актуальних результатів дослідження при мінімальній кількості проведених дослідів і це призводить до значної економії матеріальних витрат, зниження трудомісткості за рахунок того, що можна уникнути великої кількості безсистемних дослідів. Планування експерименту започатковано в п'ятдесятих роках ХХ століття для застосування в сільськогосподарських дослідженнях з метою зниження систематичних помилок через випадкову вибірку умов проведення експерименту. Перевага результатів були очевидні і тому цей метод стали застосовувати у багатьох галузях науки.

Планування експерименту складається з декількох етапів:

1. Встановлення мети експерименту. Основною метою проведення експериментальних досліджень у пошкоджених у процесі експлуатації залізобетонних балок є:

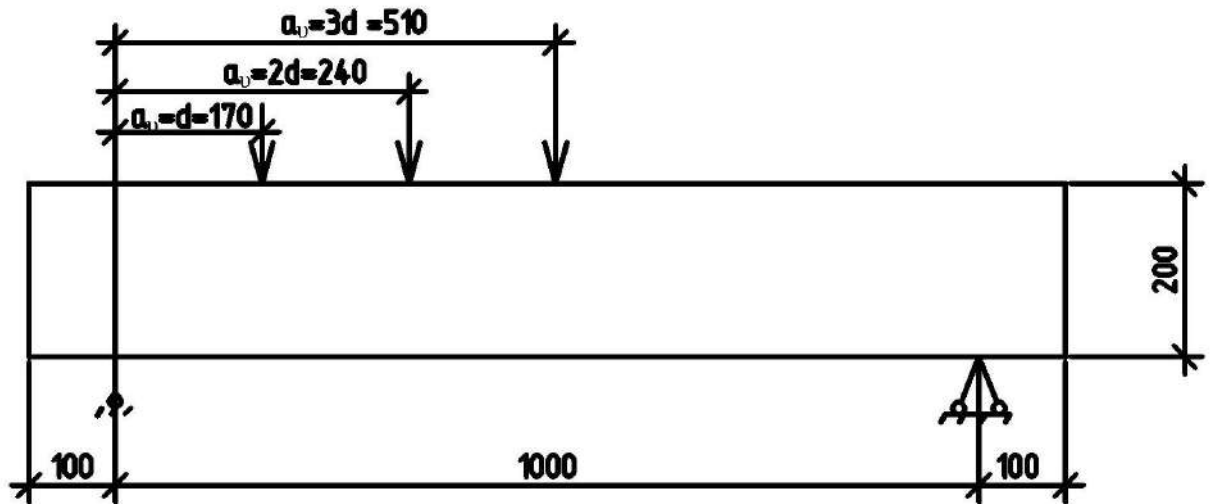
- визначення залишкової несучої здатності балок за похилими перерізами;
- визначення напружено-деформованого стану стиснутої та розтягнутої зон бетону;
- визначення напружено-деформованого стану в поперечних арматурних стрижнях з кожної граней елемента в межах ділянки похилої тріщини;
- визначення прогинів в дослідних зразках під дією навантажень;
- дослідження характеру руйнування пошкоджених залізобетонних балок при косому вигині;
- визначення залежності залишкової несучої здатності від ряду факторів.

2. Уточнення умов проведення експерименту. Експеримент планується виконувати в лабораторних умовах ОДАБА на залізобетонних балках після набору міцності бетону не менше ніж 100%.

3. Встановлення та вибір вхідних та вихідних параметрів. Вибір параметрів виконують на основі збору та аналізу попередньої інформації. Базуючись на аналізі інформації, вказаної в першому розділі дисертації, можна зробити висновок, що найбільш впливовими факторами для даної теми дослідження є наступні:

- залежність залишкової несучої здатності від величини прогону зрізу a_v в межах від $d \leq a_v \leq 3d$ (рис.2.1.а);
- залежність залишкової несучої здатності від глибини пошкодження h_1 бічної грані балки в стиснутій зоні бетону виражена через відношення до висоти елемента (h_1/h) в межах від $0 \leq h_1 \leq 100$ (мм) (рис.2.1.б);
- залежність залишкової несучої здатності від кута нахилу пошкодження β_1 бічної грані балки в стиснутій зоні бетону виражена через відношення кута пошкодження до кута горизонтальної осі перерізу елемента ($\beta_1/90^\circ$) в межах від $0^\circ \leq \beta_1 \leq 60^\circ$ (рис.2.1.б).

a)



б)

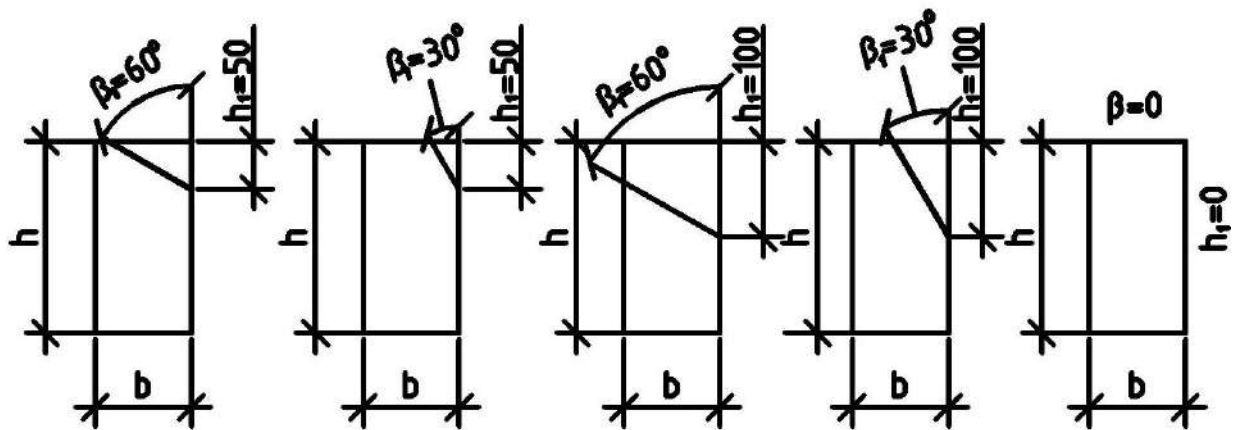


Рис.2.1. Фактори впливу обрані для дослідження: а – величина прогону зрізу; б – глибина та кут пошкодження грані елемента

4. Встановлення необхідної точності результатів вимірів. Для дослідження обрані залізобетонні балки прямокутного перерізу з розмірами поперечного перерізу 100×200 мм та довжиною 1200 мм, що становить близько $1/5$ від найбільш розповсюджених розмірів балок. Умови виготовлення зразків схожі з реальними умовами на заводах із виробництва залізобетонних елементів. Кількість дослідних зразків обрано виходячи з таблиці матриці планування експерименту (табл. 2.2) в кількості 15 шт та 1 шт близнюк зразку Б1 під назвою Б0 для проведення тестового випробування. Для побудови матриці планування експерименту проводиться варіювання

обраних змінних факторів (табл. 2.1), яке полягає в кодуванні трьох обраних факторів – X_1 , X_2 , X_3 та встановленні рівнів варіювання – “-1”, “0”, “+1” з певним інтервалом.

Таблиця 2.1

Варіювання обраними факторами для трифакторної моделі планування експерименту

Фактори, обрані для дослідження		Рівні варіювання			Інтервал варіювання
Натуральне значення	Код	“-1”	“0”	“+1”	
Величина прогону зрізу a_1/d , мм	X_1	170/170=1	340/170=2	510/170=3	1
Глибина пошкодження h_1/h , мм	X_2	0/200=0	50/200=0.25	100/200=0.5	0.25
Кут пошкодження $\beta_1/90^\circ$	X_3	0/90=0	30/90=1/3	60/90=2/3	1/3

5. Складання плану і проведення експерименту. Описано в п. 2.2. даного розділу дисертації та наведено в табл. 2.2.

6. Статична обробка результатів експерименту. Реалізована в розділі 3 даної дисертації.

7. Аналіз отриманих результатів. Реалізовано в розділі 3 дисертації.

2.2. Методика проведення досліджень

2.2.1. Конструкція експериментальних зразків і технологія їх виготовлення.

Для проведення експериментальних досліджень в лабораторії кафедри будівельних конструкцій ОДАБА було виготовлено 15 дослідних зразків – балок прямокутного перерізу із змодельованими задалегідь пошкодженнями. Для визначення характеристик міцності і деформативності бетону згідно вимог чинних норм та рекомендацій [18, 77, 105] було виготовлено 3 бетонних

призми розмірами 150×150×600 мм для випробування на стиск, 3 бетонних призми розмірами 150×150×600 мм для випробування на розтяг при згині та 3 бетонних куба розмірами 150×150×150 мм з того ж замісу бетонної суміші, що й балки.

Таблиця 2.2

Матриця планування експерименту

№ з/п	Позначення балки	Кодовані значення факторів			Натуральні значення факторів		
		X_1	X_2	X_3	Прогін зрізу a_v/d (a_v , мм)	Глибина пошкодження h_l/h , мм (h_l , мм)	Кут пошкодження $\beta_l/90^\circ$ (β_l , °)
1	Б1	+1	-1	-1	3 (510)	0 (0)	0 (0°)
2	Б2	+1	0	0	3 (510)	0,25 (50)	1/3 (30°)
3	Б3	+1	0	+1	3 (510)	0,25 (50)	2/3 (60°)
4	Б4	+1	+1	-1	3 (510)	0,5 (100)	1/3 (30°)
5	Б5	+1	+1	+1	3 (510)	0,5 (100)	2/3 (60°)
6	Б6	0	-1	-1	2 (340)	0 (0)	0 (0°)
7	Б7	0	0	0	2 (340)	0,25 (50)	1/3 (30°)
8	Б8	0	0	+1	2 (340)	0,25 (50)	2/3 (60°)
9	Б9	0	+1	-1	2 (340)	0,5 (100)	1/3 (30°)
10	Б10	0	+1	+1	2 (340)	0,5 (100)	2/3 (60°)
11	Б11	-1	-1	-1	1 (170)	0 (0)	0 (0°)
12	Б12	-1	0	0	1 (170)	0,25 (50)	1/3 (30°)
13	Б13	-1	0	+1	1 (170)	0,25 (50)	2/3 (60°)
14	Б14	-1	+1	-1	1 (170)	0,5 (100)	1/3 (30°)
15	Б15	-1	+1	+1	1 (170)	0,5 (100)	2/3 (60°)

Для виготовлення дослідних зразків була використана бетонна суміш класу C25/30 (B30 за старим позначенням згідно [3]), виготовлена з застосуванням марки портландцементу М 400ПЗ заводського виготовлення (сертифікат бетонної суміші ТОВ “ЄВРОСЕРВІС БМ” див. Додаток А) з добавками 2570/7/В, рухомістю суміші 10-15 см, на гранітному щебні фракцією до 20 мм, 1 класу матеріалів за питомою ефективною активністю A_{ef} природних радіонуклідів. Бетон був укладений в опалубку 08.12.17 р. не більше ніж за 2 год від часу виготовлення суміші.

Дослідні зразки залізобетонних балок виготовлялись довжиною $l=1200$ мм з розмірами поперечного перерізу $b \times h=100 \times 200$ мм та з задалегідь закладеними штучними пошкодженнями в верхній частині балки з однієї грані зразку.

В якості робочої повздовжньої арматури було закладено арматуру $\varnothing 18$ мм класу А500С в кількості 2 шт, на кінцях яких були приварені арматурні коротиші $\varnothing 10$ мм класу А240С з метою надійного анкерування повздовжніх стрижнів. В якості конструктивної повздовжньої арматури була закладена арматура $\varnothing 6$ мм класу А240С в кількості 2 шт, в якості поперечної арматури (хомутів) – арматура $\varnothing 6$ мм класу А240С. Крок поперечної арматури складає 170 мм в межах ділянки, в якій заплановано руйнування похилого перерізу, в іншій частині балки було вирішено переармувати зразок – крок поперечної арматури для балок Б1-Б5 – 100 мм, а для балок Б6-Б15 – 75 мм для того, щоб руйнування похилого перерізу не пройшло по цій частині елемента.

Монтажні петлі виготовлені з арматури $\varnothing 3$ мм класу В500 та були закладені в частині балки, що буде заведена на опору, для того щоб уникнути їх вплив на несучу здатність елемента та напружено-деформований стан бетону і арматури. Хомути та монтажні петлі з повздовжніми робочими та монтажними стрижнями було поєднано за допомогою в'язального дроту $\varnothing 0,8$ мм.

Арматурний каркас зображено на рис. 2.2, схема армування – на рис. 2.3. Для перевірки деформаційних властивостей арматури та оцінювання

її характеристик міцності було відібрано по три зразки стрижнів класів А240С та А500С.

На стрижні поперечної арматури каркасу (в межах заданого прогону зрізу по прогнозованій висоті проходження похилої тріщини з обох граней майбутньої балки) до бетонування були приклеєні тензорезистори 2ПКБ-10-100 з базою 10 мм з величиною електричного опору 100 Ом (рис.2.3). До тензорезисторів були припаяні мідні дроти площею перерізу $0,5 \text{ мм}^2$ для подальшого з'єднання з реєструючим приладом. В якості клеючої суміші був застосований двокомпонентний цианокрилатний клей "MitreFix", який забезпечує надійне з'єднання. До приклеювання арматура була ретельно зачищена до металевого блиску та знежирена за допомогою спирту, після приклеювання була виконано ретельну ізоляцію дротів стрічкою для запобігання замиканню, та заізолювано дроти і тензорезистори для запобігання проникненню води під час процесу бетонування дослідних зразків (рис.2.4.а.).



Рис.2.2. Арматурний каркас, виготовлений для дослідних зразків-балок з прогіном зрізу 510 мм)

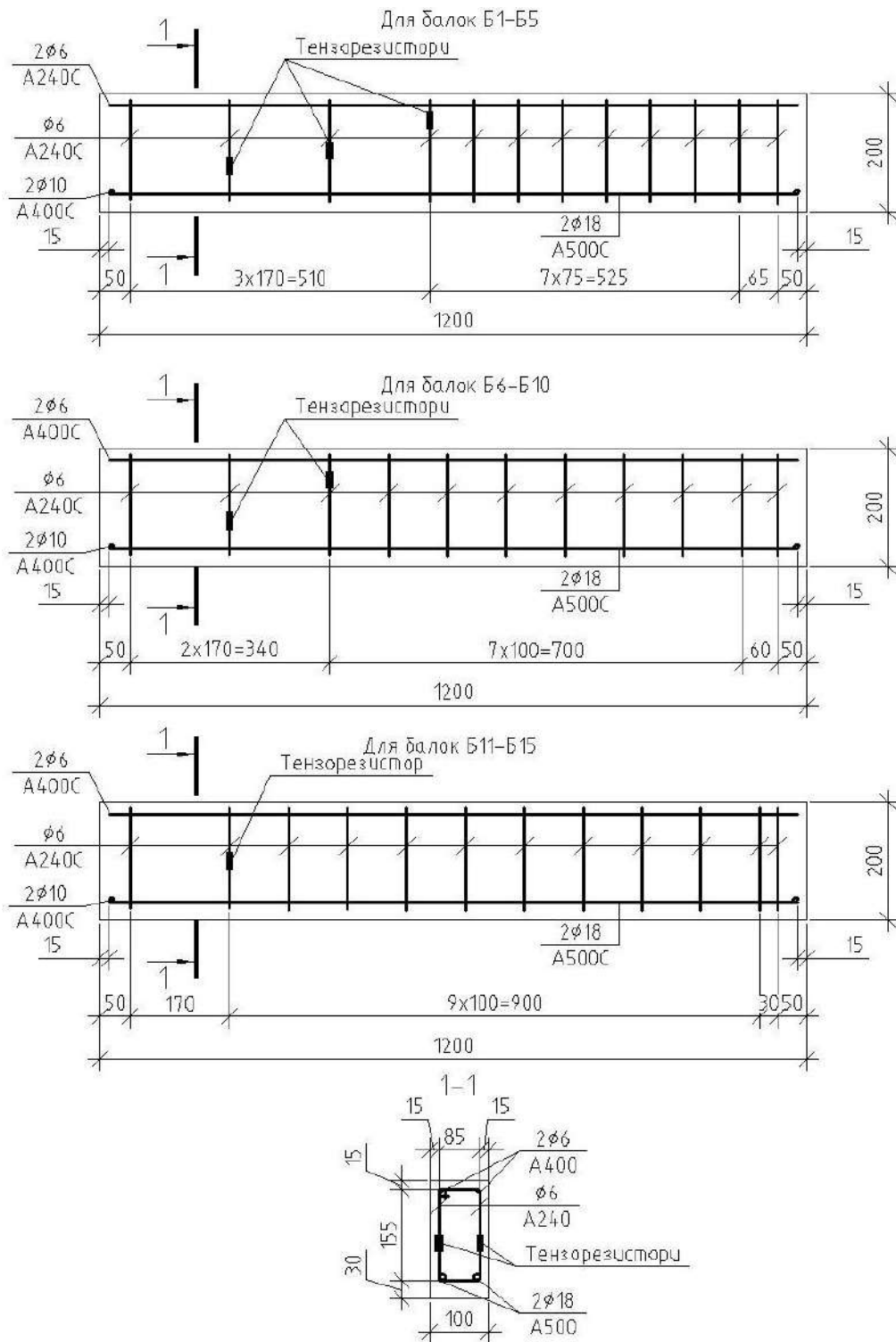


Рис.2.3. Схема армування дослідних зразків

Тензорезистори приклеювались на арматурні стрижні з лівого боку від місця прикладання зосередженого навантаження в потенційно можливих місцях проходження небезпечної похилої тріщини. Після приклеювання тензорезисторів вони були ретельно заізольовані ізоляційною стрічкою, для

того, щоб уникнути намокання та розриву контактів, а дроти пронумеровані для того, щоб можна було визначити до якого тензорезистора вони під'єднуються (рис.2.4.б).

а)



б)

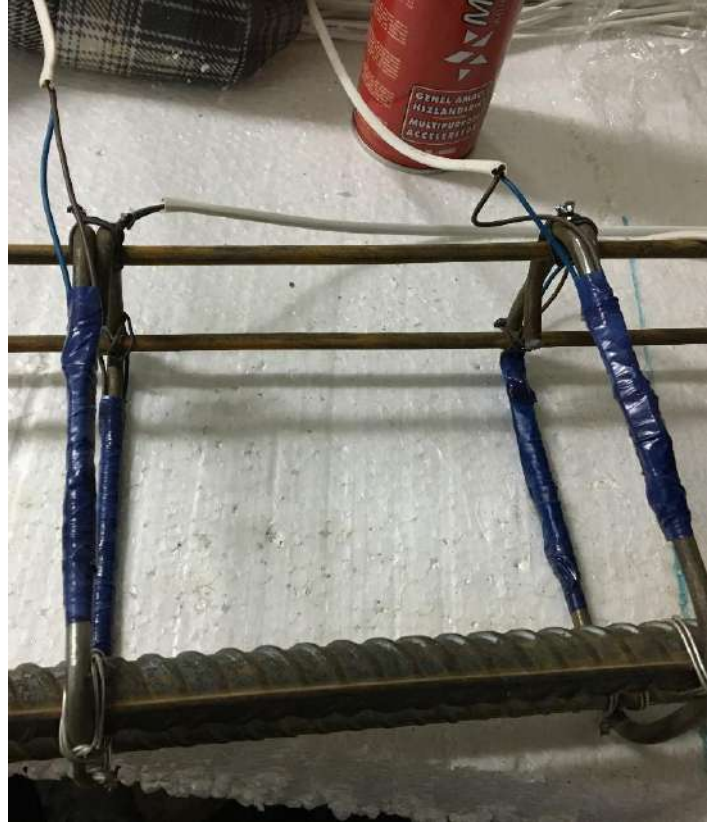


Рис.2.4. Процес приклеювання тензорезисторів на поперечну арматуру:

а – вигляд зачищеної поперечної арматури перед приклеюванням;

б – вигляд заізолюваного тензорезистора

До встановлення арматурних каркасів в опалубку були виготовлені заготовки-вкладиші з пінополістиролу для імітації пошкоджень балок (рис.2.5) та прикріплені до каркасу за допомогою в'язального дроту. Заготовки для кожного дослідного зразку були вирізані різної форми та розмірів, відповідно до запроектованих пошкоджень.



Рис.2.5. Заготовка із пінополістиролу для імітації пошкодження балки

Бетонування зразків-балок відбувалось в двох металевих опалубках розмірами $1200 \times 1200 \times 300$ мм, встановлені всередину опалубок спеціальні перегородки розмірами $1200 \times 200 \times 8$ мм були виготовлені з листів OSB (рис.2.6) та фіксувались за допомогою розпірок. Бетонування зразків-призм відбувалось в спеціальних розбірних металевих опалубках розмірами $150 \times 150 \times 600$ мм, бетонування зразків-кубів, також, відбувалось в розбірній опалубці розмірами $100 \times 100 \times 100$ мм.

До встановлення арматурних каркасів в опалубку виконувалось ретельне змащування усієї опалубки спеціальною мастильною сумішшю “KORU”.

Проектне розташування арматури досягалося завдяки встановленим пластмасовим фіксаторам захисного шару бетону типу “стілчик” та допоміжних металевих заготовок-дротиків. Після усіх операцій з встановлення каркасів в опалубку виконувались контрольні перевірки правильності усіх геометричних розмірів опалубки, розташування арматурного каркасу, положення пінополістирольних заготовок-вкладишів, надійність закріплення перегородок в опалубці.



Рис.2.6. Опалубка для зразків-балок

Бетонна суміш використовувалась заводського виробництва і була доставлена до лабораторії міксером ємністю 6 м^3 за проміжок часу 15 хвилин із місця виробництва. Для експерименту було замовлено 1 м^3 суміші. Бетон з міксеру був перевантажений в металеве корито, а потім за допомогою відер транспортувався до місця бетонування. Укладка суміші відбувалась безперервно, послідовно в одному напрямі та однакової висоти у всіх балках. Для достатньо якісного ущільнення бетонної суміші, щоб бетон заповнив увесь простір без пор та пустот, був використаний глибинний вібратор "ІВ-116А" з діаметром наконечника 28 мм. Вібрування відбувалось до повного припинення виділення пухирів повітря, осідання суміші та появи цементного молока на поверхні.

Одразу після бетонування зразки покривались поліетиленовою плівкою (рис.2.7). Та через 4 години був розпочатий догляд за бетоном (змочування водою) задля перешкоджання надмірної втрати вологи та появи тріщин від усадки. Догляд бетону в перші 3 доби відбувався тричі на добу, потім 17 діб – 1 раз на добу. Через 110 днів дослідні зразки були вийняти з опалубки.



Рис.2.7. Завершальний етап бетонування дослідних зразків.

2.2.2. Методика визначення фізико-механічних характеристик бетону та арматури.

Згідно вимог та рекомендацій, наведених в нормативних документах [18, 77, 105] для визначення дійсних фізико-механічних характеристик зразків, що досліджуються, під час бетонування було виготовлено спеціальні контрольні зразки – 3 бетонних куба з розмірами $150 \times 150 \times 150$ мм, 3 бетонних призми з розмірами $150 \times 150 \times 600$ мм (для дослідження на стиск) та 3 бетонних призми з розмірами $150 \times 150 \times 600$ мм (для дослідження на розтяг при вигині)

з тієї ж бетонної суміші, що й зразки-балки (проектний клас бетону С25/30, що засвідчується сертифікатом у додатку А). Перед випробуваннями проводилось маркування контрольних зразків (К1-К3 – куби, П1-П3 – призми для випробувань на стиск, ПР1-ПР3 – призми для випробувань на розтяг), вимірювання геометричних розмірів та зважування зразків на контрольних вагах.

Випробування та визначення фізико-механічних властивостей цих зразків було здійснено за одну добу до початку випробування балок за допомогою гідравлічного пресу ЗІМ ПСУ-250 №812 (м. Армавір, 1959 року випуску) в лабораторії на кафедрі залізобетонних та кам'яних конструкцій ОДАБА (рис.2.8.).



Рис.2.8. Випробування контрольних зразків на пресі ЗІМ ПСУ-250

Спочатку випробовувались зразки куби К1-К3 для визначення кубикової міцності бетону $f_{ck.cube}$ за виразом (2.1):

$$f_{ck.cube} = \frac{F_{max}}{A}, \quad (2.1)$$

де F_{max} – руйнуюче навантаження, кгс;

A – середня площа перерізу контрольного зразка, см².

Після випробування кубів проводилось випробування контрольних зразків-призм на стиск П1-П3 для визначення фактичної призмової міцності $f_{ck.prism}$ за виразом (2.2), відносної повздовжньої деформації ε , приросту напружень в повздовжньому напрямку σ_i за виразом (2.3) та початкового модуля пружності E_{cm} за виразом (2.4). Для вимірювання деформацій на двох паралельних гранях призм встановлювалися індикатори годинникового типу ИЧ-10. Навантаження зразків відбувалось поступово ступенями рівними близько 1/10 від очікуваного руйнуючого зусилля (яке визначалася за результатами випробування зразків кубів з перехідним коефіцієнтом міцності 0,75) з витримкою від 4 до 5 хвилин і реєстрації відліків приладів на початку та кінці витримки кожного ступеню завантаження в журнал випробувань.

$$f_{ck.prism} = \frac{F_{max}}{A}, \quad (2.2)$$

де F_{max} – руйнуюче навантаження, кгс;

A – середня площа перерізу контрольного зразка, см².

$$\sigma_i = \frac{F_i}{A}, \quad (2.3)$$

де F_i – відповідний приріст навантаження до рівня навантаження, яке складає 30% від руйнівного.

$$E_{cm} = \frac{\sigma_i}{\varepsilon_i}, \quad (2.4)$$

де ε_i – відповідний приріст відносної повздовжньої деформації до відповідного рівня навантаження, яке знаходиться на рівні 30% від руйнівного.

Після випробування призм на стиск проводилось випробування контрольних зразків-призм ПР1-ПР3 на розтяг при вигині для визначення міцності на розтяг при вигині $f_{c,tf}$ за виразом (2.5) та виведення міцності на осьовий розтяг $f_{c,tk}$ за виразом (2.6) який наведено в рекомендаціях чинних норм [18].

$$f_{c,tf} = \frac{F \cdot l}{a \cdot b^2}, \quad (2.5)$$

де a – ширина поперечного перерізу призми, см;

b – висота поперечного перерізу призми, см;

l – відстань між опорами при випробуванні зразків-призм, см.

$$f_{c,tk} = f_{c,tf} \cdot k_2, \quad (2.6)$$

де $k_2 = 0,83$ – коефіцієнт переходу від міцності на розтяг при згині $f_{c,tf}$ до міцності на осьовий розтяг $f_{c,tk}$.

Згідно вимог чинних норм [105] для визначення фактичних фізико-механічних властивостей арматурних стрижнів було випробувано по 3 зразки арматури проектного класу А500С Ø 18 мм, та А240С Ø 6,5 мм для визначення фактичних площі поперечного перерізу стрижня A за виразом (2.7), міцності на границі текучості f_{yd} за виразом (2.8), тимчасового опору розтягу f_u за виразом (2.9), модуля пружності E_s та відносного видовження розриву δ .

$$A = \frac{ml}{\gamma}, \quad (2.7)$$

де m – вага стрижня в грамах;

$\gamma = 7,9 \text{ г/см}^3$ – питома вага сталі;

l – довжина стрижня в см.

$$f_{yd} = \frac{F_T}{A}, \quad (2.8)$$

де F_T – навантаження на межі текучості, кгс.

$$f_u = \frac{F_{max}}{A}, \quad (2.9)$$

де F_{max} – руйнуюче навантаження, кгс.

Випробування контрольних арматурних стрижнів на розтяг відбувалось в лабораторії на кафедрі будівельної механіки ОДАБА на розривній машині ГРМ-2 зі шкалою вимірів від 0 до 100 тс (1969 року випуску). На усіх контрольних зразках до проведення розтягу були поставлені мітки та заміряна відстань між ними, а також виміряна після розриву стрижня для визначення відносного видовження розриву δ .

Під час проведення випробувань в усіх стрижнях досягалася межа текучості, що спостерігалось поступовим постійним видовженням арматурного стрижня без збільшення навантаження, після вибору деформацій на межі текучості подальше видовження відбувалось при збільшенні навантаження аж до моменту обриву зразка.

Процес проведення випробування контрольних зразків показано на рис.2.9.



Рис.2.9. Випробування арматури на розтяг на розривній машині ГРМ-2

2.2.3. Методика проведення випробувань дослідних зразків – балок прямокутного перерізу.

Для досягнення поставлених задач дослідження було виготовлено 15 залізобетонних балок прямокутного перерізу з заздалегідь закладеними пошкодженнями. Перед випробуваннями проводилось маркування виготовлених балок Б1-Б15 згідно матриці планування експерименту. Маркування з характеристиками та загальним видом дослідних балок

наведено в табл. 2.3. Також був виготовлений тестовий зразок Б0 – близьнюк зразку Б1.

Випробування балок відбувалось за допомогою гідравлічного домкрату ДГ-50 та універсальної силової установки. Дослідні балки випробувались як однопрогінні вільно оперті балки, що зазнають вигину під зосередженим навантаженням (розрахункову схему зображено рис.2.10). Домкрат ДГ-50 утворював зосереджену силу, яка контролювалась спеціальним манометром насосної станції домкрата та передавав на дослідні зразки залізобетонних балок.

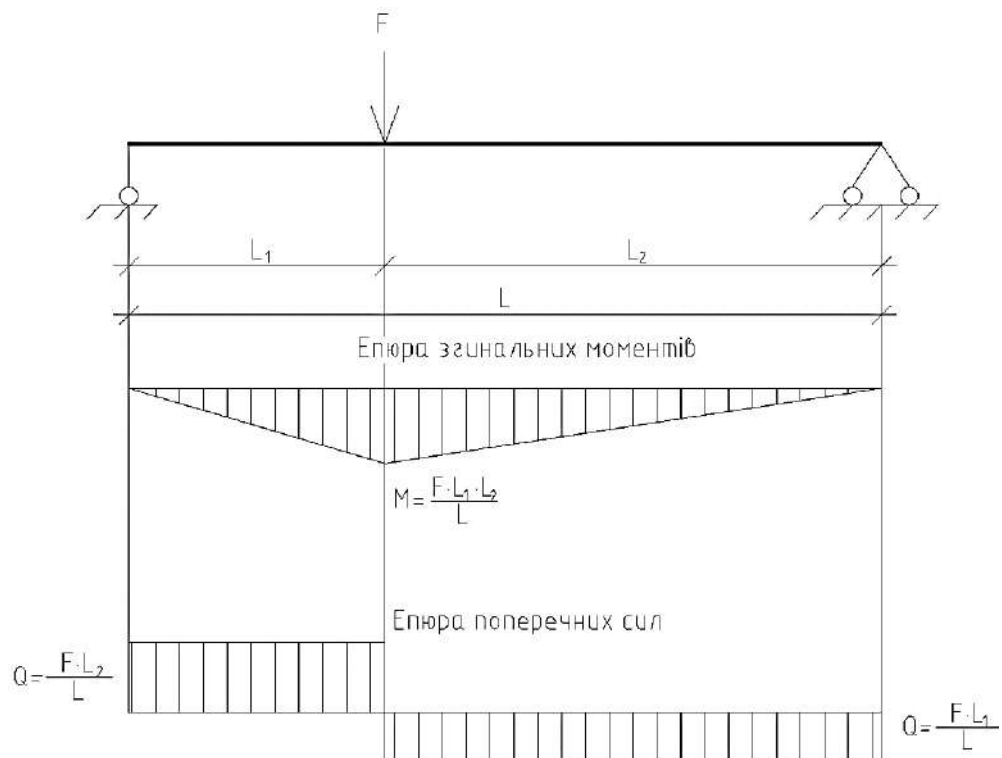


Рис.2.10. Схема завантаження дослідних зразків та епюри внутрішніх зусиль, які в них виникають

Для запобігання зминання бетону місцях спирання балки та місці прикладання навантаження (під домкратом) були встановлені металеві пластини розмірами $150 \times 50 \times 10$ мм та був нанесений прошарок цементу для рівномірного розподілу тиску по зоні контакту вкладишів та поверхні

дослідних зразків. Загальний вигляд установки для випробування балок наведено на рис.2.11.

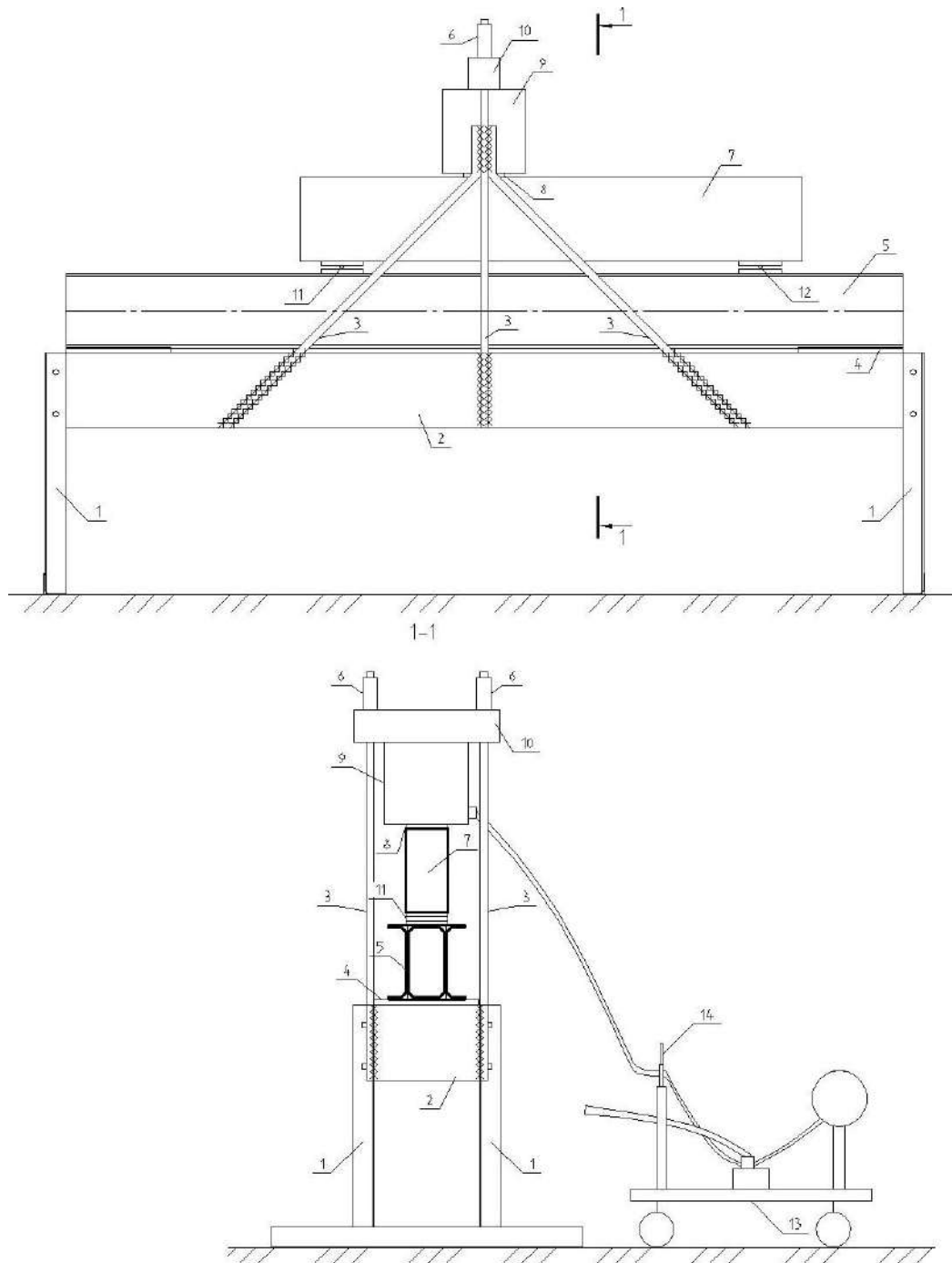
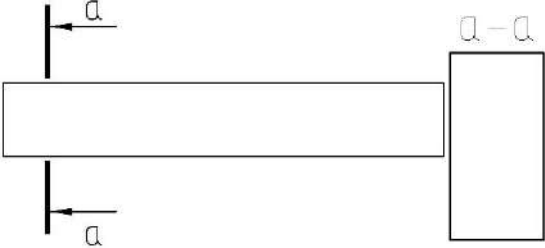
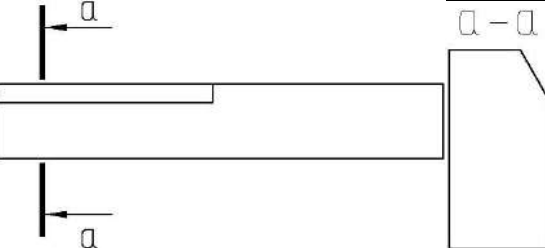
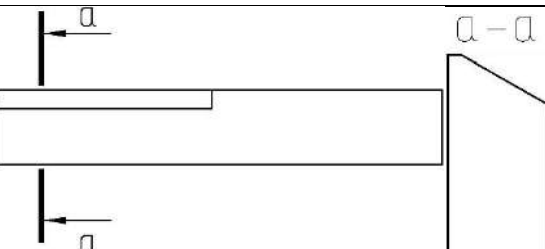
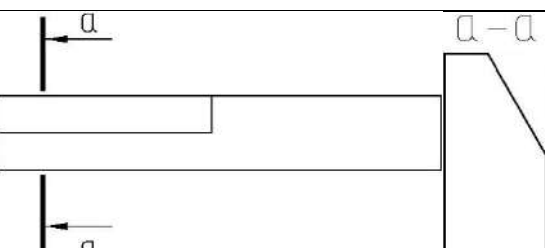
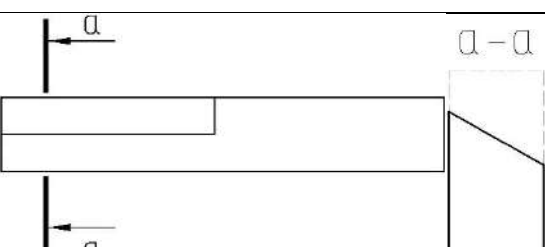


Рис.2.11. Загальний вигляд універсальної установки:

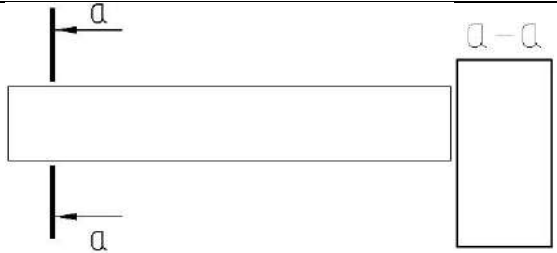
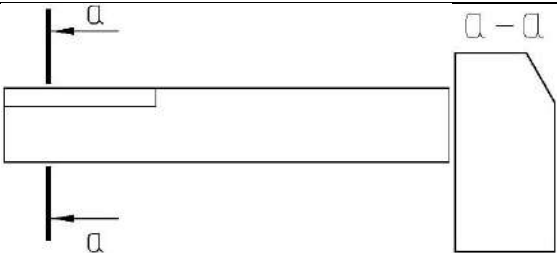
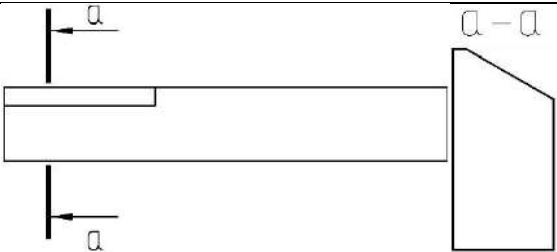
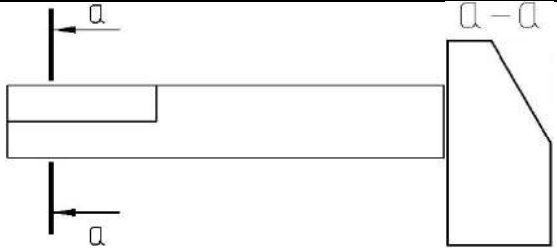
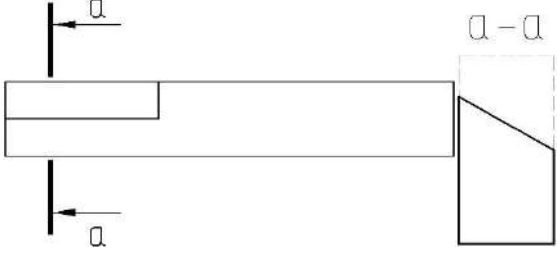
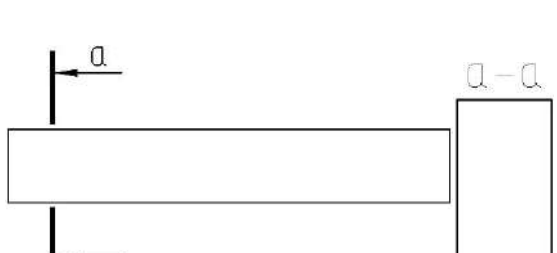
1 – стійка; 2 – сталевий короб; 3 – тяжі; 4 – розподільча пластина; 5 – розподільча траверса; 6 – гайка; 7 – дослідна балка; 8 – розподільча пластина; 9 – домкрат; 10 – перемичка; 11 – шарнірно нерухома опора; 12 – шарнірно рухома опора; 13 – насосна станція; 14 – манометр

Таблиця 2.3

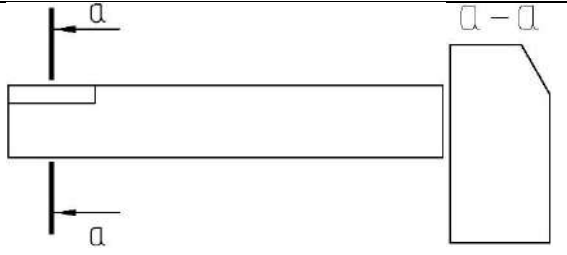
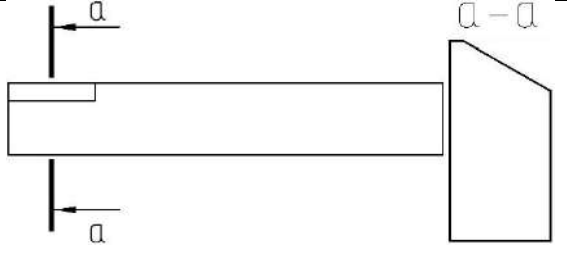

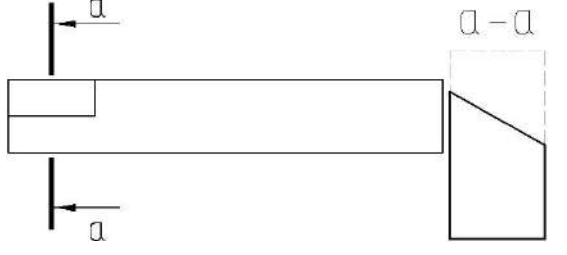
Характеристики дослідних балок Б1-Б15

Шифр	Ескіз	Прогін зрізу a_v/d (a_v , мм)	Глибина пошкодження h_l/h , мм (h_l , мм)	Кут пошкодження $\beta_l/90^\circ$ (β_l , °)
1	2	3	4	5
Б1		3 (510)	0 (0)	0 (0°)
Б2		3 (510)	0,25 (50)	1/3 (30°)
Б3		3 (510)	0,25 (50)	2/3 (60°)
Б4		3 (510)	0,5 (100)	1/3 (30°)
Б5		3 (510)	0,5 (100)	2/3 (60°)

Продовження таблиці 2.3

1	2	3	4	5
Б6		2 (340)	0 (0)	0 (0°)
Б7		2 (340)	0,25 (50)	1/3 (30°)
Б8		2 (340)	0,25 (50)	2/3 (60°)
Б9		2 (340)	0,5 (100)	1/3 (30°)
Б10		2 (340)	0,5 (100)	2/3 (60°)
Б11		1 (170)	0 (0)	0 (0°)

Продовження таблиці 2.3

1	2	3	4	5
Б12		1 (170)	0,25 (50)	1/3 (30°)
Б13		1 (170)	0,25 (50)	2/3 (60°)
Б14		1 (170)	0,5 (100)	1/3 (30°)
Б15		1 (170)	0,5 (100)	2/3 (60°)

Під час проведення випробувань замірялись прогини балки та відносні деформації бетону і арматури. Для визначення прогинів застосовувались індикатори годинникового типу ИЧ-10 з ціною поділки 0,01 мм, які було розташовано в припорних ділянках на верхній поверхні балки та в місці прикладання зосередженого навантаження на нижній грані балки.

Для визначення деформацій бетону, виявлення моменту утворення першої похилої тріщини та відносних деформацій поперечної арматури були використані електротензорезистори з базою 50 мм з величиною електричного опору 120 Ом, а також базою 10 мм з величиною електричного опору 100

Ом відповідно. Для отримання якомога більшої точності вимірів, усі електротензорезистори застосовувались з однієї партії та відбирались з однаковою величиною електричного опору. Перед випробуваннями проводилось їх тарирування на спеціально виготовленій балці рівного опору вигину (рис.2.12). Розміщення тензорезисторів на арматурних стрижнях показано на рис.2.3, на поверхні бетонних балок зображено на рис.2.13. На поверхню бетону тензорезистори були приклеєні за допомогою терморезистивного маслобензостійкого однокомпонентного полімеризуючого клею БФ-2.

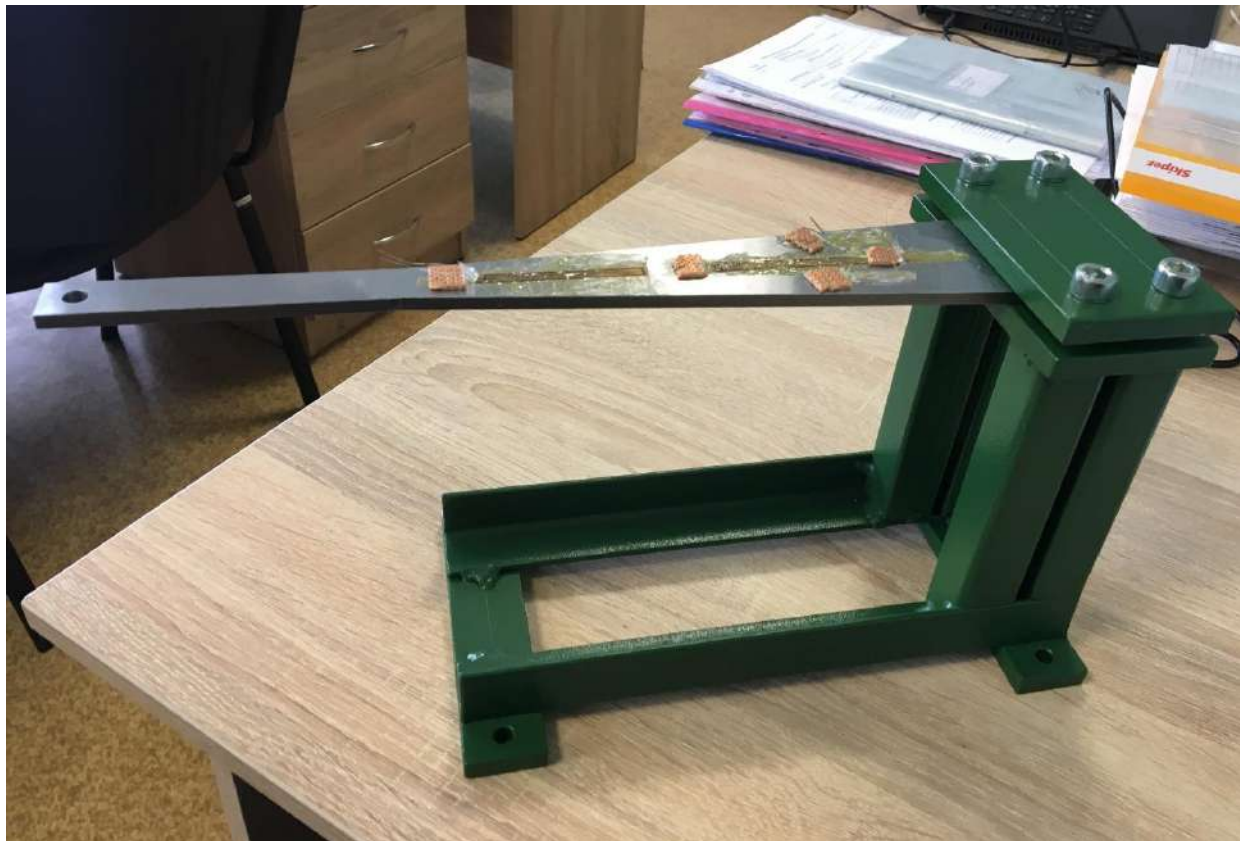


Рис.2.12. Загальний вигляд балки рівного опору вигину для проведення тарирування електротензорезисторів

Зняття показань з тензорезисторів відбувалось за допомогою тензометричної станції, яка фіксувала та передавала дані з датчиків

на персональний комп'ютер у вигляді зручних табличних даних Microsoft EXCEL (рис.2.14).

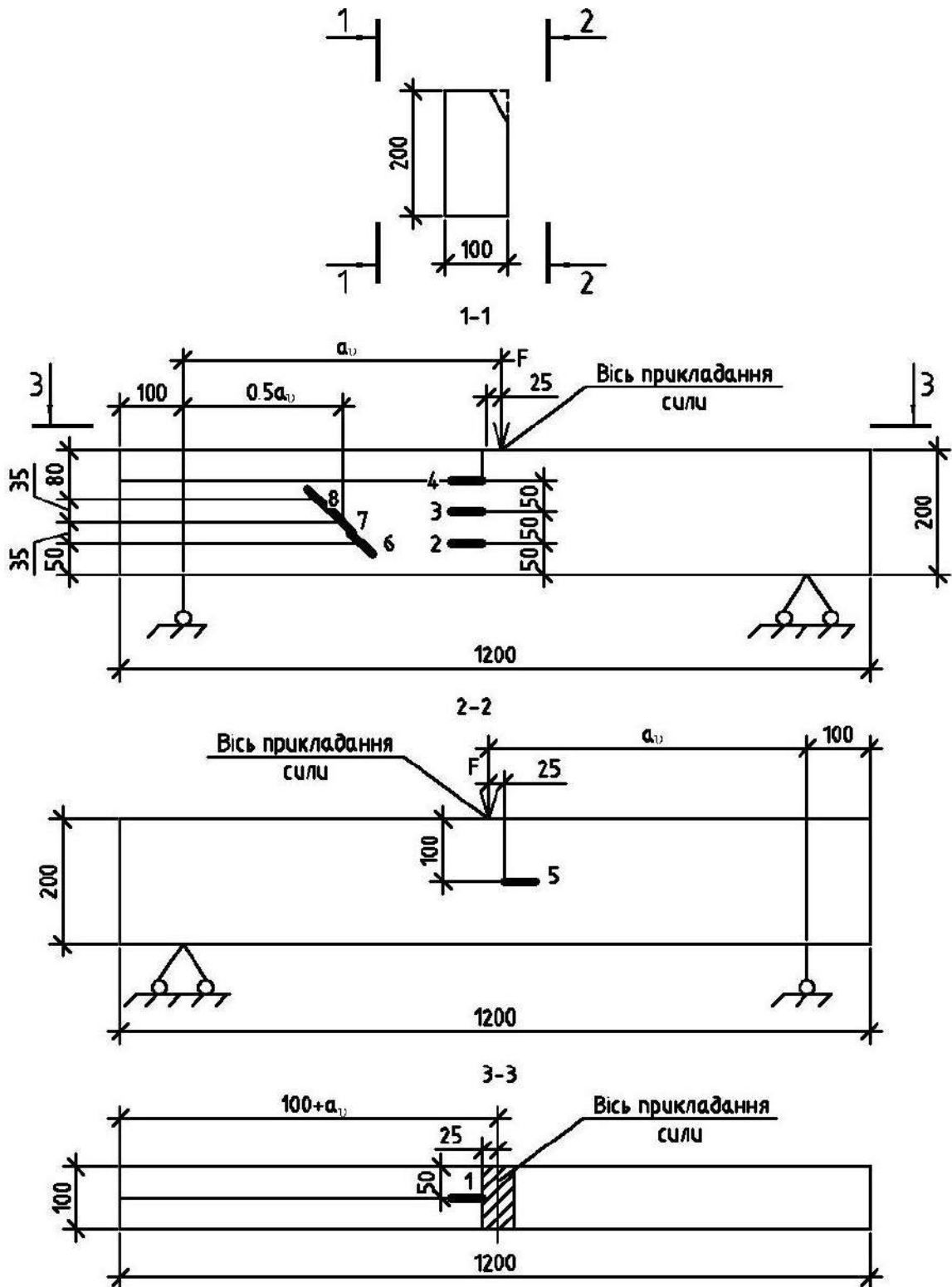


Рис.2.13. Розміщення електротензорезисторів на поверхні бетону дослідних зразків

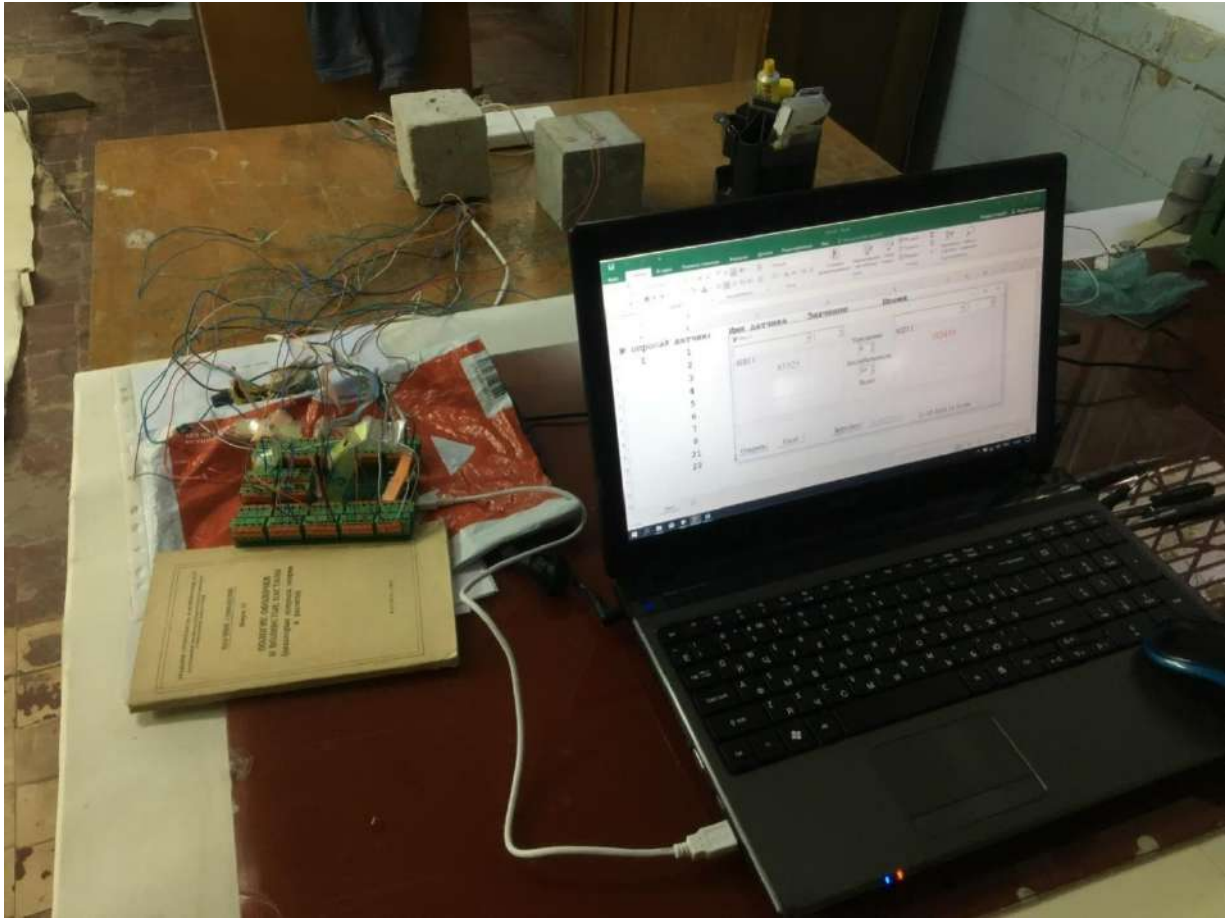


Рис.2.14. Загальний вигляд тензOMETричної системи

Випробування відбувались у сухому провітрюваному приміщенні при нормальній температурі в межах 18-21 °С.

Навантажувались балки поступово ступенями рівними близько 1/10 від прогнозованої несучої здатності елемента та з витримкою кожної ступені навантаження в межах 5-10 хвилин. Дані показів приладів знімались під час кожної ступені на початку і в кінці та заносились до таблиць журналу випробувань.

Також в процесі випробувань фіксувались такі показники як момент утворення нормальних і похилих тріщин та їх ширина розкриття за допомогою спеціального відлікового мікроскопу типу МПБ-2 (дата випуску 28.07.1975 р., №754324) з ціною поділки 0,05 мм (рис.2.15). На дослідних зразках з обох

граней маркувались тріщини, їх подальший характер розкриття з відміткою ділянок початку та кінця на кожній ступені навантаження.

Для зручності візуального визначення місць утворення та ширини розкриття тріщини бічні поверхні балок було пофарбовано в білу водоемульсійну фарбу (в межах відносного прогону зрізу, що досліджувався) та застосовувалось додаткове освітлення дослідних зразків лампами. До журналу спостережень заносились відомості про характер руйнування зразків, прогини, зафіксовані ширини розкриття нормальних та похилих тріщин.

Критерієм руйнування дослідних зразків вважалась їх неспроможність сприймати подальше збільшення навантаження або неможливість підтримувати на стабільному рівні показники стрілки манометру масляної станції.

Загальний вигляд балок під час проведення лабораторних випробувань наведено на рис.2.16.



Рис.2.15. Мікроскоп МПБ-2 для вимірювання ширини розкриття тріщин в дослідних зразках



Рис.2.16. Загальний вид дослідної залізобетонної балки під час проведення дослідження

Висновки за розділом 2

1. Розроблено програму експериментальних досліджень для визначення залишкової несучої здатності похилих перерізів в пошкоджених залізобетонних балках.

2. Прийнята методика планування експерименту дозволяє отримати статистично достовірні дані впливу обраних для дослідження факторів на НДС та залишкову несучу здатність похилих перерізів пошкоджених залізобетонних балок, які дозволяють вносити пропозиції, щодо розрахункової методики.

3. Для проведення експериментальних випробувань виготовлено 15 дослідних зразків балок Б1...Б15 (а також, для пробного випробування тестовий зразок Б0).

4. Для визначення фактичних фізико-механічних характеристик застосованих для дослідних балок матеріалів (бетону та арматури)

виготовлені контрольні зразки – бетонні куби, призми, а також стрижні арматури.

5. Прийняті матеріали для виготовлення експериментальних зразків, технологія виготовлення, обладнання для вимірювань та програма дослідження відповідають діючим нормативним документам України та дозволяють отримати експериментально достовірні дані.

Результати досліджень, що викладені в даному розділі, опубліковані в роботі [130].

РОЗДІЛ 3

АНАЛІЗ РЕЗУЛЬТАТІВ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

3.1. Результати випробувань дослідних зразків

3.1.1. Результати випробувань кубів, призм, арматурних стрижнів.

Для визначення фізико-механічних властивостей бетону та арматури були випробувані заздалегідь виготовлені та відібрані контрольні зразки, такі як бетонні куби, бетонні призми та стрижні повздовжньої та поперечної арматури.

Під час випробування бетонних кубів на стиск їх вигляд після руйнування був типовим – в вигляді двох усічених пірамід (рис.3.1). Результати номінальних дослідних значень бетонних кубів наведено в табл. 3.1.



Рис.3.1. Загальний вид випробування бетонних кубів

Таблиця 3.1

Фізико-механічні властивості бетонних кубів

Шифр	Кубикова міцність $f_{ck,cube}$ (МПа)	Коефіцієнт варіації v_s , %	Середня кубикова міцність $f_{ck,cube}$ (МПа)
K1	32,54	2,41	33,31
K2	33,90		
K3	33,48		

При випробуванні бетонних призм на стиск їх вигляд після руйнування також був типовим – похила поверхня руйнування по утвореним раніше повздовжніх тріщинах. (рис.3.2) Результати номінальних дослідних значень бетонних призм наведено в табл. 3.2.



Рис.3.2. Загальний вид випробування бетонних призм на стиск

Таблиця 3.2

Міцність бетонних призм ПР1, ПР2 та ПР3 при осьовому стиску

Шифр	Призмova міцність на осьовий стиск $f_{ck,prism}$ (МПа)	Коефіцієнт варіації v_c , %	Середня призмova міцність на осьовий стиск $f_{ck,prism}$ (МПа)
П1	22,03	3,23	25,54
П2	24,09		
П3	27,54		

При визначення призмovoї міцності на осьовий розтяг $f_{c,tk}$ через міцність на розтяг при згині $f_{c,tf}$, характер руйнування також був типовим для таких зразків – за вертикальною тріщиною в середній третині прогону зразку. (рис.3.3). Результати номінальних дослідних значень бетонних призм та порівняння з формулами за іншими методиками, які наведено в [2] наведено в табл. 3.3.



Рис.3.3. Загальний вид випробування бетонних призм на розтяг

Таблиця 3.3

Міцність бетонних призм ПР1, ПР2 та ПР3 на розтяг при згині

Шифр	Призмova міцність на розтяг при згині $f_{c,tf}$ (МПа)	Призмova міцність на осьовий розтяг згідно [18] $f_{c,tk}$ (МПа)	Середня призмova міцність на осьовий розтяг $f_{c,tk}$ (МПа)	Призмova міцність на осьовий розтяг* $f_{c,tk}$ (МПа)	Призмova міцність на осьовий розтяг** $f_{c,tk}$ (МПа)
ПР1	2,24	1,23	1,2	1,83	1,54
ПР2	2,24	1,23		1,83	
ПР3	2,05	1,13		1,68	

Примітки:

1. * –теоретична призмova міцність на осьовий розтяг згідно [2] за виразом:

$$f_{c,tk} = \frac{3,5 \cdot M}{b \cdot h^3} \quad (3.1)$$

2. ** –теоретична призмova міцність на осьовий розтяг згідно [2] за емпіричним виразом Фере:

$$f_{c,tk} = 0,233 \cdot \sqrt[3]{R^2} \quad (3.2)$$

Згідно отриманих коефіцієнтів варіації v_c для випробуваних контрольних зразків кубів та призм, можна прийняти значення класу бетону, що відповідає середньому арифметичному отриманих експериментальних даних.

Аналізуючи отримані дані, для подальших досліджень і розрахунків можна встановити клас бетону для дослідних зразків балок С25/30 відповідно до діючих норм [61].

За встановленими індикаторами годинникового типу на контрольних зразках призмах П1, П2 та П3 проведені вимірювання відносних деформацій бетону ε_1 , ε_2 , середніх деформацій ε_c , встановлені початкові модулі пружності зразків E_{ck} та побудовані діаграми залежності напруження-деформації $\sigma_c-\varepsilon_c$ (рис.3.4-3.7).

Отримані під час проведення експериментальних випробувань контрольних зразків призм П1, П2 та П3 дані деформативних властивостей наведено в табл. 3.4.

Таблиця 3.4

Деформативні властивості бетону для призм П1, П2 та П3

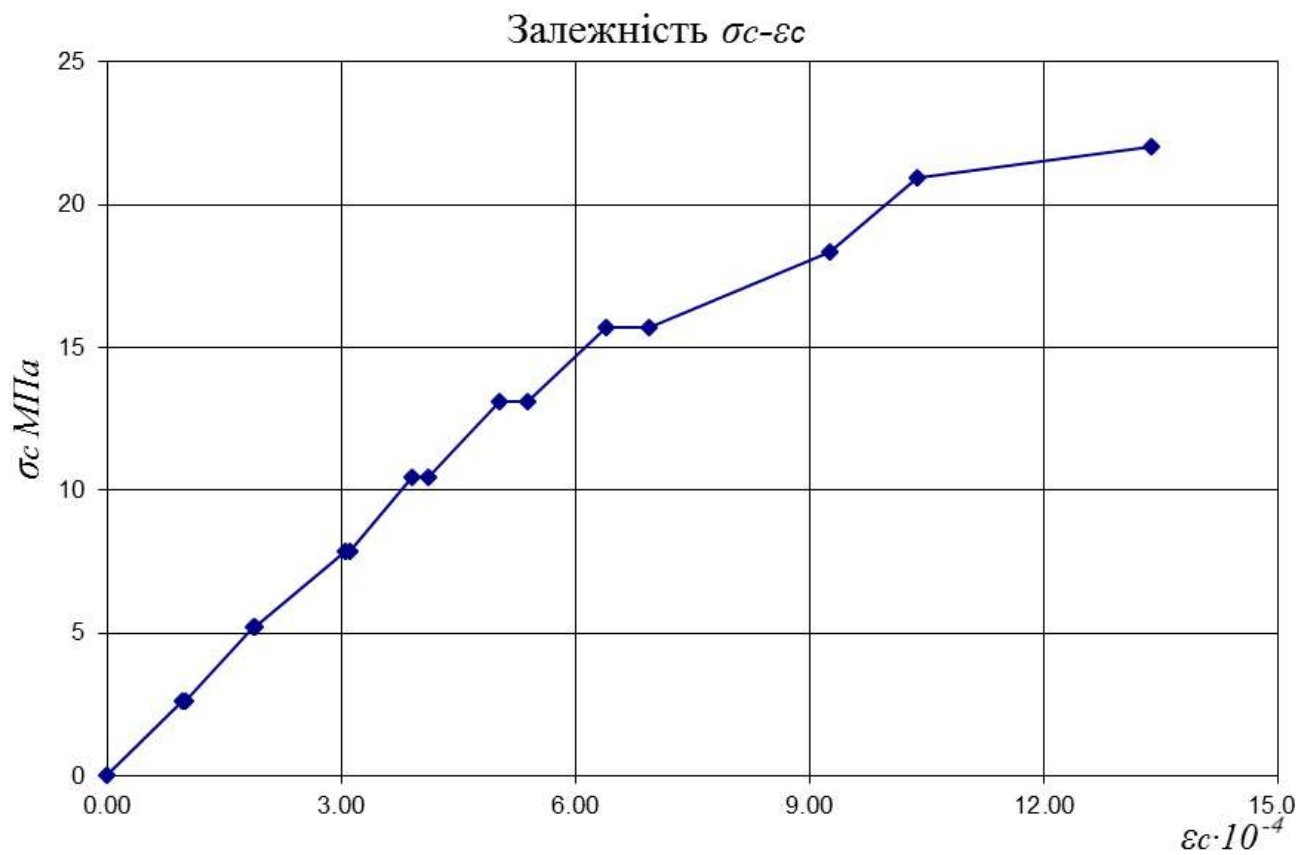
№ ступеню навантаження	Навантаження F , (кгс)	Площа основи зразка A , (см ²)	Напруження σ_c , (МПа)	Деформації за індикатором №1 $\varepsilon_1 \cdot 10^{-4}$	Деформації за індикатором №2 $\varepsilon_2 \cdot 10^{-4}$	Середні деформації $\varepsilon_c \cdot 10^{-4}$	Початковий модуль пружності E_{ck} , (ГПа)
1	2	3	4	5	6	7	8
П1							
1	5800	215,438	2,64	1,05	0,9	0,975	28,03
1	5800		2,64	1,075	0,925	1	
2	11500		5,23	2,05	1,7	1,875	
2	11500		5,23	2,1	1,7	1,9	
3	17300		7,87	3,435	2,7	3,068	
3	17300		7,87	3,5	2,725	3,113	
4	23000		10,47	4,25	3,55	3,9	
4	23000		10,47	4,6375	3,6125	4,125	
5	28800		13,11	5,475	4,575	5,025	
5	28800		13,11	6,625	4,7375	5,381	
6	34500		15,7	7,25	5,55	6,4	
6	34500		15,7	8,025	5,85	6,938	

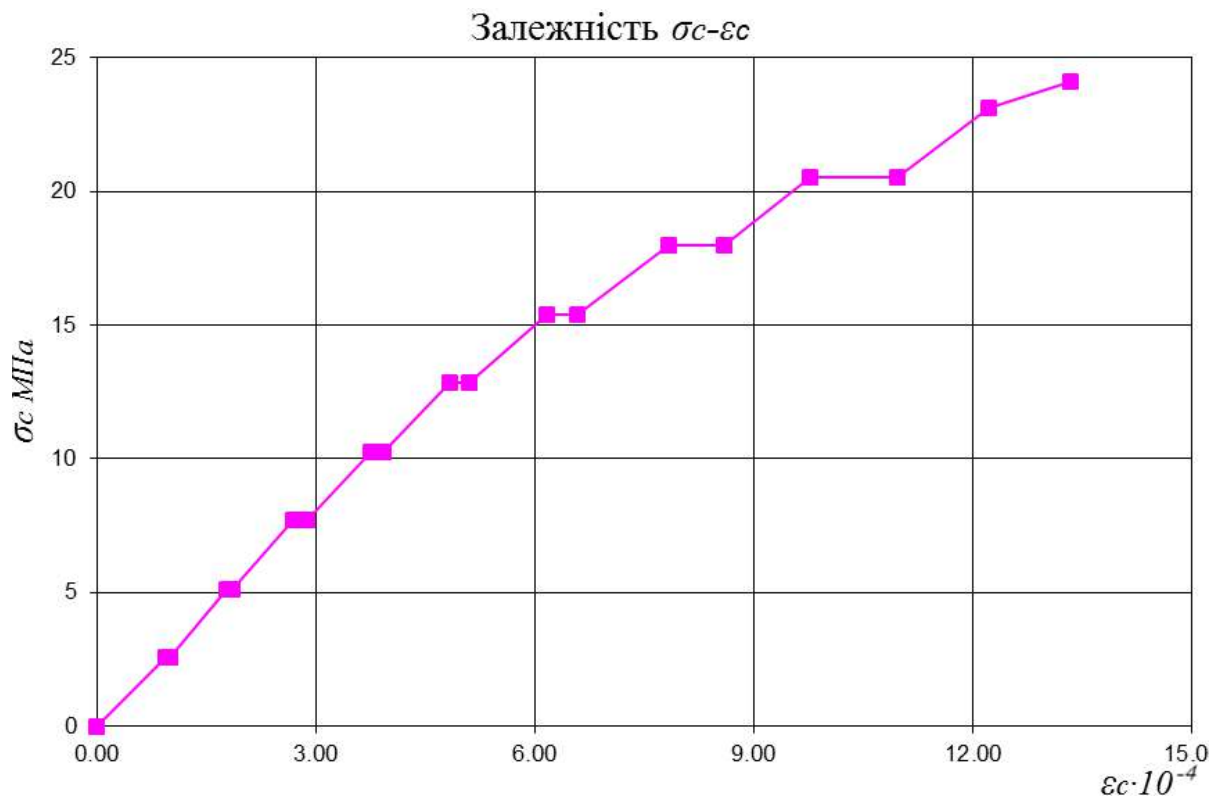
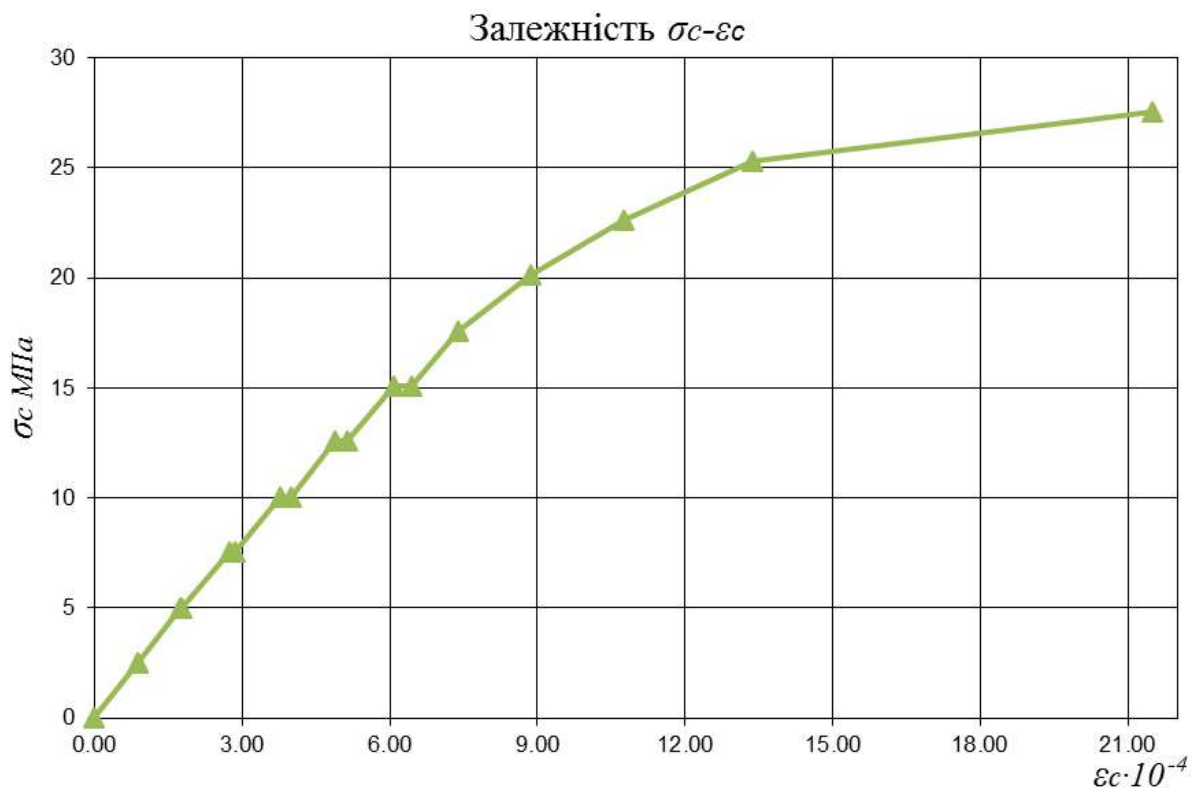
Продовження таблиці 3.4

1	2	3	4	5	6	7	8
7	40300		18,34	9,25	9,25	9,25	
8	46000		20,94	11,5	9,25	10,38	
9	48400		22,03	14,25	12,5	13,38	
П2							
1	5800	219,785	2,588	1,05	0,85	0,95	29,71
1	5800		2,588	1,12	0,88	1	
2	11500		5,131	2,15	1,5	1,775	
2	11500		5,131	2,2	1,5	1,85	
3	17300		7,719	3,175	2,225	2,7	
3	17300		7,719	3,3475	2,4025	2,875	
4	23000		10,26	4,2	3,3	3,75	
4	23000		10,26	4,5	3,3375	3,919	
5	28800		12,85	4,575	4,1	4,838	
5	28800		12,85	5,95	4,25	5,1	
6	34500		15,39	6,95	5,3875	6,169	
6	34500		15,39	7,225	5,825	6,575	
7	40300		17,98	8,575	7,075	7,825	
7	40300		17,98	9,6	7,575	8,588	
8	46000		20,52	11,2	8,325	9,763	
8	46000		20,52	12,6	9,325	10,96	
9	51800		23,11	13,35	11,075	12,21	
10	54000		24,09	13,85	12,825	13,34	
П3							
1	5800	224,299	2,514	0,725	1,025	0,875	27,75
1	5800		2,514	0,75	1,025	0,888	
2	11500		5,028	1,5	2	1,75	
2	11500		5,028	1,525	2	1,763	
3	17300		7,542	2,475	3	2,738	
3	17300		7,542	2,5	3,2	2,85	
4	23000		10,06	3,3	4,25	3,775	
4	23000		10,06	3,5	4,5	4	
5	28800		12,57	4,25	5,5	4,875	

Продовження таблиці 3.4

1	2	3	4	5	6	7	8
5	28800		12,57	4,4875	5,7625	5,125	
6	34500		15,08	5,3	6,875	6,088	
6	34500		15,08	5,575	7,3	6,438	
7	40300		17,6	6,5	8,3	7,4	
8	46000		20,11	7,75	10	8,875	
9	51800		22,63	9,5	12	10,75	
10	57800		25,27	12	14,75	13,38	
11	63000		27,54	18	25	21,5	

Рис.3.4. Залежність $\sigma_c - \varepsilon_c$ для призми ПІ

Рис.3.5. Залежність $\sigma_c - \varepsilon_c$ для призми П2Рис.3.6. Залежність $\sigma_c - \varepsilon_c$ для призми П3

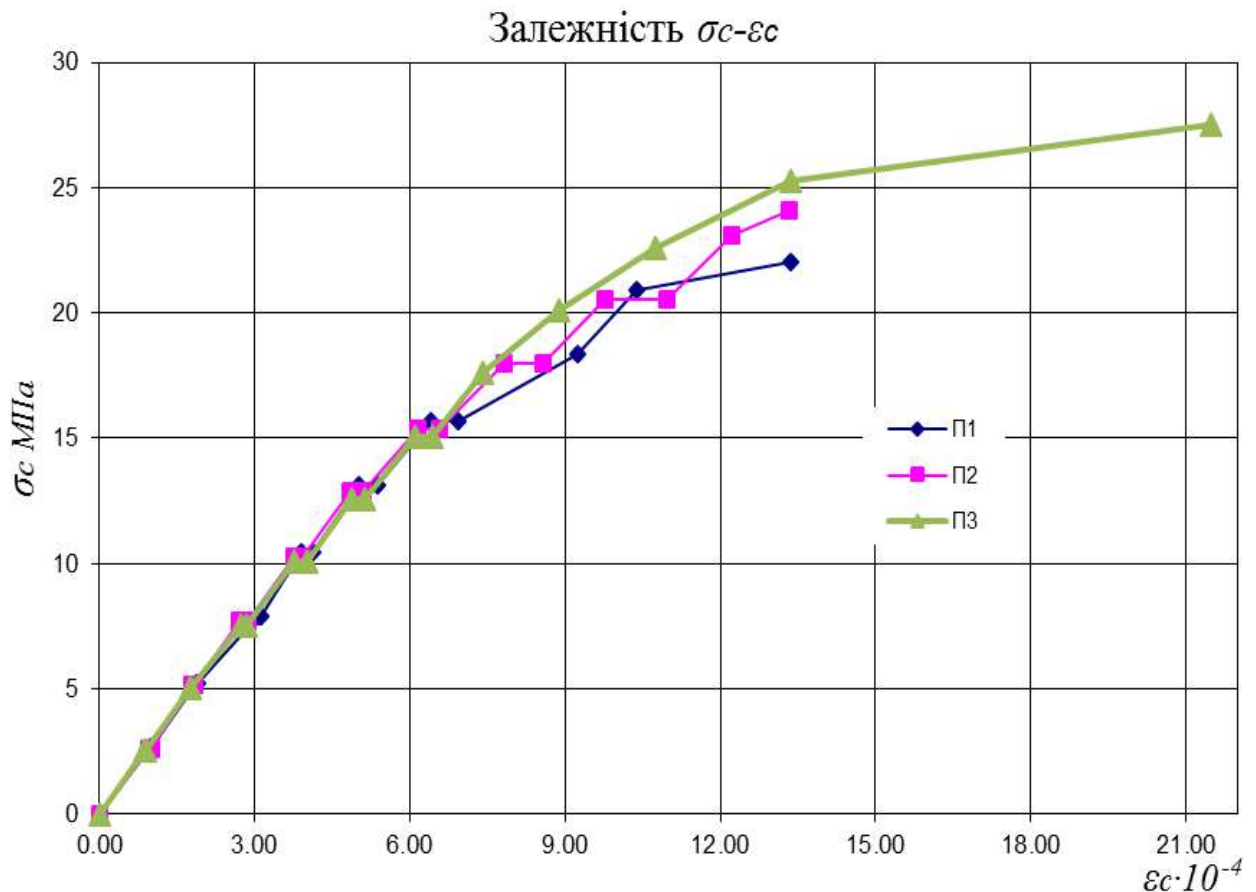


Рис.3.7. Загальна залежність $\sigma_c - \varepsilon_c$ для призми П1, П2 та П3

Під час проведення досліджень контрольних арматурних стрижнів були визначені фізико-механічні характеристики робочої повздовжньої арматури: клас А500С, фактичний діаметр $\varnothing = 18$ мм, середня межа текучості $f_{yk} = 570,3$ МПа, середній тимчасовий опір розтягненню $f_u = 682,03$ МПа, відносне видовження при розриві $\delta = 15\%$, модуль пружності, $E = 2,1 \cdot 10^5$ МПа; для монтажної повздовжньої арматури та хомутів: клас А240С, фактичний діаметр $\varnothing = 6$ мм, межа текучості $f_{yk} = 415,8$ МПа, тимчасовий опір розтягу $f_u = 526,7$ МПа, відносне видовження при розриві $\delta = 20\%$, модуль пружності, $E = 2,0 \cdot 10^5$ МПа та теоретична межа текучості поперечної арматури $f_{ywk} = 312$ МПа. Отримані фактичні фізико-механічні характеристики контрольних арматурних стрижнів, які були застосовані для дослідних зразків, наведено в табл. 3.5.

Таблиця 3.5

Фізико-механічні характеристики арматурних стрижнів для дослідних зразків

Клас арматур и	Діаметр стрижня \varnothing , мм	Межа текучості f_{yk} , (МПа)	Тимчасовий опір розтягненню f_{iu} , (МПа)	Межа текучості для поперечної арматури* f_{ywk} , (МПа)	Відносне видовження при розриві δ , %	Модуль пружності $E_s \cdot 10^{-5}$, (МПа)
A500C	18	574,1	678,2		15	2,0
	18	566,4	678,2		15	
	18	574,1	689,7		15	
A240C	6	415,8	526,7	312	20	2,1
	6	415,8	526,7	312	20	
	6	415,8	526,7	312	20	

Примітка: * – теоретична межа текучості поперечної арматури визначено з таким же співвідношенням f_{yk} / f_{ywk} рівним 0,75, як і нормоване для арматури класу A240C і визначалося за виразом:

$$f_{ywk} = f_{yk} \cdot 0.75. \quad (3.3)$$

3.1.2. Результати випробувань дослідних зразків – прямокутних пошкоджених залізобетонних прямокутних балок.

Для опису результатів випробувань балки умовно поділені на грані, позначення граней зображено на рис.3.8. За критерій руйнування дослідних балок було прийнято досягнення одного із факторів: значні деформації бетону та (або) арматури, надмірна ширина розкриття тріщин, надмірні прогини балки та значний спад і подальша неможливість підтримувати покази манометру.

За мету визначення моменту утворення та ширини розкриття тріщин, а також прогинів балок не були поставлені задачі, проте завдяки зібраним

експериментальним даним в ході дослідження напружено-деформованого стану та залишкової несучої здатності це питання в певній мірі відображається далі.

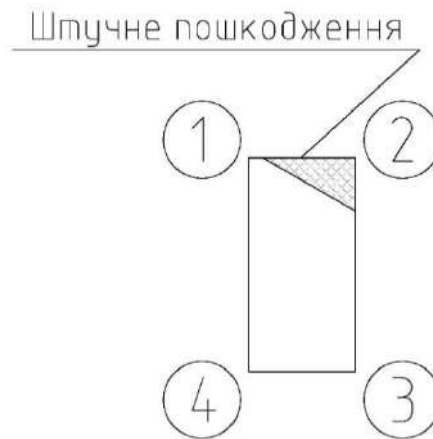


Рис.3.8. Позначення граней перерізу дослідних балок

В тестовій балці Б0 (близнюк зразка Б1) граничне навантаження склало $F_u = 121,618$ кН, перші нормальні тріщини виникли на рівні $0,21 F_u$. Виникали вони, як і в усіх інших дослідних зразках, в нижній частині балки (грань 3-4) під місцем дії зосередженого навантаження, де діють максимальні згинальні моменти. Видимі похилі тріщини було виявлено на рівні $0,48F_u$, вони утворювались по середині висоти бічної грані, майже, в середині прогону зрізу, трохи ближче до місця прикладання навантаження, одразу довжина їх складала 4,5 см та розвивались вони у напрямку місця прикладення зосередженого навантаження під кутом $22^\circ \dots 26^\circ$ та напрямку опори під кутом $25^\circ \dots 40^\circ$ все більш закруглюючись наближаючись до опори, загальний кут між початком і кінцем тріщини 22° . І похилі, і нормальні тріщини утворювались та розвивались однаково на гранях 1-4 та 2-3. Ланцюжок тензорезисторів зафіксував утворення першої похилої тріщини на рівні $0,27F_u$, другої небезпечної – на рівні $0,48F_u$. Гранична ширина розкриття нормальної тріщини в кінці витримки передостанньої ступені навантаження склала $a_{crc}^\perp = 0,15$ мм, гранична ширина розкриття похилої тріщини $a_{crc} \leq 0,6$ мм.

В балці Б1 показники міцності, тріщиноутворення тарозповсюдження тріщин були ідентичними з тестовим зразком Б0. Перші видимі нормальні тріщини утворювались на рівні $0,21F_u$, похилі – на рівні $0,48F_u$. Ланцюжок тензорезисторів зафіксував утворення першої похилої тріщини на рівні $0,41F_u$, небезпечної – на рівні $0,55F_u$. Гранична ширина розкриття нормальної тріщини в кінці передостанньої ступені навантаження склала $a_{crc}^{\perp} = 0,15$ мм, похилої тріщини $-a_{crc} \leq 0,6$ мм.

В балці Б2 граничне навантаження склало $F_u = 116,62$ кН, перші видимі нормальні тріщини виникли на рівні $0,29F_u$, а похилі – на рівні $0,5F_u$, утворювались вони з нижньої третини висоти бічної грані в середині прогону зрізу під кутом $40^{\circ} \dots 45^{\circ}$ та одразу мали довжину до 50 мм. Вони розвивались у напрямку місця прикладення зосередженого навантаження та напрямку опори в середині висоти балки та кутом $10^{\circ} \dots 15^{\circ}$, загальний кут між початком і кінцем тріщини 19° . Утворення першої похилої тріщини за показаннями тензорезисторів було зафіксовано на рівні $0,43F_u$, небезпечної – на рівні $0,57F_u$. Гранична ширина розкриття нормальної тріщини в кінці передостанньої ступені навантаження склала $a_{crc}^{\perp} = 0,15$ мм, похилої тріщини $-a_{crc} \leq 0,6$ мм.

В балці Б3 граничне навантаження склало $F_u = 98,294$ кН, перші видимі нормальні тріщини зафіксовано на рівні $0,25 F_u$. похилі – $0,42F_u$, утворювались вони з нижньої третини висоти бічної грані, на середині прогону зрізу трохи ближче в бік зосередженого навантаження, під кутом 45° , одразу мали довжину 50 мм та розвивались у напрямку місця прикладення зосередженого навантаження під кутом $20^{\circ} \dots 25^{\circ}$ та напрямку опори під кутом $15^{\circ} \dots 25^{\circ}$, загальний кут між початком і кінцем тріщини склав 21° . На грані 1-4 тріщини розкривались ширше ніж на грані 2-3. Тензорезистори зафіксували утворення першої похилої та небезпечної тріщини на рівні $0,17F_u$. Гранична ширина розкриття нормальних тріщин в кінці передостаннього ступеню навантаження склала $a_{crc}^{\perp} = 0,15$ мм, похилої тріщини на грані 1-4 – $a_{crc1-4} \leq 0,4$ мм, на грані 2-3 – $a_{crc2-3} \leq 0,45$ мм.

В балці Б4 граничне навантаження склало $F_u = 96,628$ кН, перші видимі нормальні тріщини утворювались на рівні $0,26F_u$. похилі – $0,43F_u$. На грані 1-4 видимі тріщини утворювались на одну ступінь раніше ніж на грані 2-3 та розкривались більше. На грані 1-4 похилі тріщини почали утворюватися з нормальних в верхній третині висоти бічної грані в середині прогону зрізу все більш нахилиючись до місця прикладання зосередженого навантаження. Небезпечна похила тріщина утворилась однаково на обох гранях на одному ступені навантаження в нижній третині висоти грані та мала одразу досить значну довжину до 150 мм та кут нахилу $15^\circ \dots 20^\circ$, загальний кут між початком і кінцем тріщини становив 19° . Тензорезистори зафіксували утворення першої похилої тріщини на рівні $0,43F_u$, небезпечної – на рівні $0,77F_u$. Гранична ширина розкриття нормальної тріщини в кінці передостанньої ступені навантаження склала $a_{crc}^\perp = 0,1$ мм, похилої тріщини по грані 1-4 – $a_{crc1-4} \leq 0,4$ мм, по грані 2-3 – $a_{crc2-3} \leq 0,35$ мм.

В балці Б5 граничне навантаження склало $F_u = 49,98$ кН, перші видимі нормальні тріщини було зафіксовано на рівні $0,33F_u$. похилі – $0,87F_u$. Нормальні тріщини на одну ступінь раніше утворились на грані 1-4 ніж на грані 2-3. Похила тріщина утворились раптово на передостанній ступені навантаження, одразу довжиною на прогін зрізу. В середній третині висоти кут нахилу тріщини склав 30° , в верхній та нижній частинах – $5^\circ \dots 10^\circ$, загальний кут між початком і кінцем тріщини 15° . Тензорезистори зафіксували утворення першої та небезпечної похилої тріщини на рівні $0,87F_u$. Гранична ширина розкриття нормальних тріщин в кінці передостанньої ступені навантаження склала $a_{crc}^\perp = 0,15$ мм, похилої $a_{crc} \leq 0,15$ мм.

В балці Б6 граничне навантаження склало $F_u = 133,28$ кН, перші видимі нормальні тріщини зафіксовані на рівні $0,2F_u$, похила утворилась з нормальної в середині висоти бічної грані на рівні $0,35F_u$. Тріщини утворювались і розвивались однаково на гранях 1-4 та 2-3 під кутом нахилу $25^\circ \dots 30^\circ$, загальний кут між початком і кінцем тріщини становив 29° . Тензорезистори зафіксували утворення першої похилої тріщини на рівні $0,35F_u$ небезпечної

– на рівні $0,7F_u$. Гранична ширина розкриття нормальної тріщини в кінці передостанньої ступені навантаження склала $a_{crc}^{\perp} = 0,1$ мм, похилої тріщини $-a_{crc} \leq 0,65$ мм.

В балці Б7 граничне навантаження склало $F_u = 99,96$ кН, перші видимі нормальні тріщини зафіксовані на рівні $0,25F_u$, похилі – $0,5F_u$. утворились в нижній третині висоти бічної грані з нормальної тріщини. Тріщини утворювались одночасно на гранях 1-4 та 2-3, проте на грані 2-3 похилі тріщини розкривались ширше, розкривались під кутом нахилу $30^{\circ} \dots 35^{\circ}$, загальний кут між початком і кінцем тріщини склав 30° . Тензорезистори зафіксували утворення першої похилої тріщини на рівні $0,25F_u$ та небезпечної на рівні $0,5 F_u$. Гранична ширина розкриття нормальної тріщини в кінці передостанньої ступені навантаження склала $a_{crc}^{\perp} = 0,15$ мм, похилої на грані 1-4 – $a_{crc1-4} \leq 0,75$ мм, на грані 2-3 $-a_{crc2-3} \leq 0,55$ мм.

В балці Б8 граничне навантаження склало $F_u = 93,296$ кН, перші видимі нормальні тріщини зафіксовані на рівні $0,14F_u$, похилі – $0,42F_u$. Перша похила тріщина утворювались в середині висоти бічної грані з нормальної тріщини, небезпечна утворилась в середині висоти на одну ступінь пізніше та одразу мала значну довжину 130...150 см і розкривалась під кутом $22^{\circ} \dots 30^{\circ}$, загальний кут між початком і кінцем тріщини 22° . Тріщини на грані 1-4 утворювались раніше та розкривалися ширше ніж на грані 2-3. Тензорезистори зафіксували утворення першої похилої тріщини на рівні $0,42F_u$ небезпечної на рівні $0,5F_u$. Гранична ширин розкриття нормальної тріщини в кінці передостанньої ступені навантаження склала на обох гранях $a_{crc}^{\perp} = 0,25$ мм, похилої тріщини на грані 1-4 – $a_{crc1-4} \leq 0,7$ мм, на грані 2-3 – $a_{crc2-3} \leq 0,4$ мм.

В балці Б9 граничне навантаження склало $F_u = 73,304$ кН, перші видимі нормальні тріщини зафіксовані на рівні $0,18F_u$, похилі – $0,63 F_u$. Тріщини на грані 1-4 утворювались на 1 ступінь раніше та розкривалися ширше ніж на грані 2-3. Перша похила тріщина утворювалась на грані 1-4 майже на усю висоту грані з нормальної тріщини. В зразку по всій висоті кут нахилу тріщини знаходився в межах – $25^{\circ} \dots 30^{\circ}$, загальний кут між початком і кінцем тріщини

становив 25° . Тензорезистори зафіксували утворення першої похилої тріщини на рівні $0,63F_u$ небезпечної – $0,63F_u$. Гранична ширина розкриття нормальної тріщини в кінці передостанньої ступені навантаження склала на грані 1-4 $a_{crc1-4}^\perp = 0,15$ мм, на грані 2-3 – $a_{crc2-3}^\perp = 0,05$ мм, похилої тріщини на грані 1-4 склала $a_{crc1-4} \leq 0,65$ мм, на грані 2-3 – $a_{crc2-3} \leq 0,25$ мм.

В балці Б10 граничне навантаження склало $F_u = 56,644$ кН, перші видимі нормальні тріщини зафіксовані на рівні $0,176F_u$, похила – $0,76F_u$. На грані 1-4 нормальні тріщини утворились раніше, та до рівня $0,82F_u$ розкривалися ширше ніж на грані 2-3. Небезпечна похила тріщина утворилась та розкривалась впродовж ступені навантаження до довжини 180 мм під кутом $18^\circ \dots 20^\circ$ майже на усю висоту грані по довжині балки ближче до місця прикладання навантаження, загальний кут між початком і кінцем тріщини 21° . Тензорезистори зафіксували утворення похилої небезпечної тріщини на рівні $0,76F_u$. Гранична ширина розкриття нормальної тріщини в кінці передостанньої ступені навантаження склала на обох гранях $a_{crc}^\perp = 0,4$ мм, похилої тріщини – $a_{crc} \leq 0,55$ мм.

В балці Б11 граничне навантаження склало $F_u = 158,27$ кН, перші видимі нормальні тріщини зафіксовані на рівні $0,32F_u$, похилі – $0,42F_u$, утворились з нормальної в нижній третині висоти бічної грані та розвивались під кутом 65° . Тріщини утворювались та розкривались однаково по бічних гранях. Під час рівня навантаження $0,735F_u$ тріщини активно росли. Тензорезистори зафіксували утворення похилої небезпечної тріщини на рівні $0,37F_u$. Гранична ширина розкриття нормальної тріщини в кінці передостанньої ступені навантаження склала на обох гранях $a_{crc}^\perp = 0,3$ мм, похилої на обох гранях – $a_{crc} \leq 0,8$ мм.

В балці Б12 граничне навантаження склало $F_u = 149,94$ кН, перші видимі нормальні тріщини зафіксовані на рівні $0,17F_u$, похилі – $0,33F_u$, утворились з нормальної в середині висоти бічної грані. Руйнування балки відбулось по новій похилій тріщині, яка утворилась на передостанній ступені навантаження та мала кут нахилу 51° . Гранична ширина розкриття нормальної

тріщини в кінці передостанньої ступені навантаження складала на обох гранях $a_{crc}^{\perp} = 0,15$ мм, похилої тріщини – $a_{crc} \leq 0,4$ мм.

В балці Б13 граничне навантаження складало $F_u = 139,944$ кН, перші видимі нормальні тріщини зафіксовані на рівні $0,24F_u$. Похилі на грані 2-3 – $0,59F_u$, на грані 1-4 на три ступені раніше – $0,41F_u$ утворились в середині висоти грані та мали кут нахилу 45° . На грані 1-4 тріщини мали більшу ширину розкриття. Гранична ширина розкриття нормальної тріщини в кінці передостанньої ступені навантаження на грані 1-4 складала $a_{crc1-4}^{\perp} = 0,15$ мм, на грані 2-3 – $a_{crc2-3}^{\perp} = 0,05$ мм, похилої тріщини на грані 1-4 складала $a_{crc1-4} \leq 0,6$ мм, на грані 2-3 – $a_{crc2-3} \leq 0,4$ мм.

В балці Б14 граничне навантаження складало $F_u = 124,95$ кН, перші видимі нормальні тріщини зафіксовані на рівні $0,27F_u$, похилі – $0,53F_u$. Утворювались внизу грані зразка. Утворення похилих тріщин та розкриття відбувалось не однаково, на грані 1-4 тріщини розкривались вище та мали більшу ширину. Розвивались тріщини під кутом 45° . Тензорезистори зафіксували утворення першої похилої тріщини на рівні $0,27F_u$. Гранична ширина розкриття нормальної тріщини в кінці передостанньої ступені навантаження складала на обох гранях $a_{crc}^{\perp} = 0,15$ мм, похилої тріщини на грані 1-4 – $a_{crc1-4} \leq 0,25$ мм, на грані 2-3 – $a_{crc2-3} \leq 0,2$ мм.

В балці Б15 граничне навантаження складало $F_u = 106,624$ кН, перші видимі нормальні тріщини зафіксовано на рівні $0,31F_u$, а перші похилі – $0,5F_u$. Утворились похилі тріщини біля нормальної тріщини в нижній третині висоти бічної грані, кут нахилу тріщини 30° . Гранична ширина розкриття нормальної тріщини в кінці передостанньої ступені навантаження складала на обох гранях $a_{crc}^{\perp} = 0,15$ мм, похилої тріщини – $a_{crc} \leq 0,4$ мм.

З наведеного вище можна зробити висновок, що зі зменшенням прогону зрізу зразки здатні витримувати більше навантаження, а також чим більша площа пошкодження балки, тим менша її несуча здатність, при чому в балках з однаковою площею пошкодження та однаковим прогоном зрізу (зразки

Б3 та Б4, Б8 та Б9, Б13 та Б14) менша несуча здатність у тих, які мають більшу глибину пошкодження (при порівнянні з однаковим прогоном зрізу).

Проведено статистичну обробку результатів лабораторних досліджень з використанням регресійного аналізу. Математичний аналіз впливу факторів виконано згідно спланованого експерименту, фактори та рівні якого вказані в табл. 2.2. За отриманими результатами граничної поперечної сили V_u (табл. 3.6) побудовано три факторну нелінійну експериментально-статистичну модель (ЕС-модель):

$$\begin{aligned}
 V_u = & 72.55 - 34,14x_1 + 14.35x_1^2 + 1.93x_1x_2 + 10.71x_1x_3 \\
 & - 11,56x_2 - 2,18x_2^2 \quad \cdot \pm 0x_2x_3 \\
 & - 10,09x_3 + 2,23x_3^2
 \end{aligned} \quad (3.4)$$

Основними узагальнюючими показниками в цій ЕС-моделі в координатах екстремумів є: мінімальний $V_{U \min} = 22,4$ кН (x_{\min} при $x_1=x_2=x_3=+1$) та максимальний (x_{\max} при $x_1=x_2=-1$, $x_3=+1$) рівні; абсолютний $\Delta\{V_u\}=112,82$ кН та відносний $\delta\{V_u\}=6,04$ кН перепад.

Для кожного окремого фактору визначено залежність його варіації на поперечну силу та показано на рис.3.9.

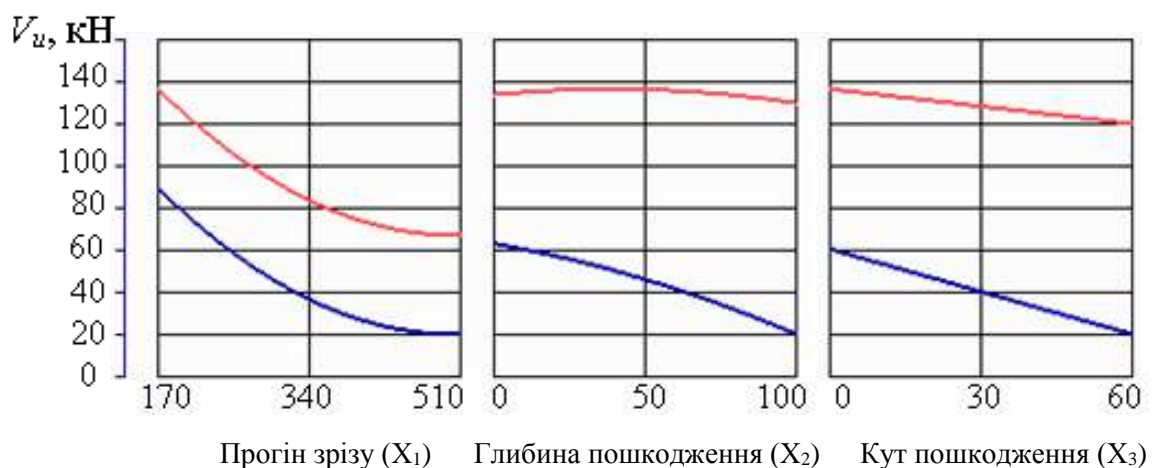


Рис.3.9. Однофакторні залежності впливу факторів, що варіюються на граничну поперечну силу

Як можна побачити за оцінками ЕС-моделі та за однофакторними локальними полями (рис.3.9), найбільший вплив на граничну поперечну силу чинить відносний прогін зрізу балок, як в зоні максимальних, так і в зоні мінімальних значень граничної поперечної сили V_u . Зі збільшенням прогону зрізу від 170 мм до 510 мм гранична поперечна сила знижується майже вдвічі (від 135,2 кН до 65 кН), що в свою чергу призводить до зниження несучої здатності конструкції. Глибина пошкодження впливає менш значною мірою на V_u , а зміна кута пошкодження від 0 до 60° знижує граничну поперечну силу на 15%.

За даними ЕС-моделі розроблено діаграму у вигляді куба, яку зображено на рис.3.10. Аналізуючи отриману діаграму можна зробити висновок, що найбільша гранична поперечна сила балок досягається при значенні $V_u = 135,2$ кН в тому випадку, коли прогін зрізу (X_1) складає 170 мм, а кут пошкодження (X_3) складає 0° та також буде відсутня глибина пошкодження (X_2) = 0 мм. Найменша гранична поперечна сила буде досягатися при значенні $V_u = 22,4$ кН, коли всі рівні факторів, що варіюються будуть на максимальному рівні, тобто прогін зрізу $X_1 = 510$ мм, глибина пошкодження $X_2 = 100$ мм та кут пошкодження $X_3 = 60^\circ$.

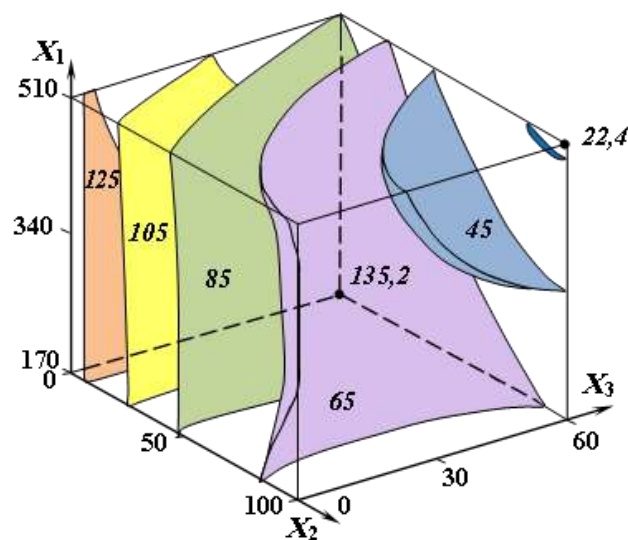


Рис.3.10. Вплив факторів, що варіюються X_1 - X_3 на граничну поперечну силу

Розглянувши дані тріщиноутворення, простежується, що в дослідних зразках з глибиною пошкодження $h_I=100$ мм кутом пошкодження $\beta_I=30^\circ$ (балки Б4, Б9 та Б14) та глибиною пошкодження $h_I=50$ мм кутом пошкодження $\beta_I=60^\circ$ (балки Б3, Б8 та Б13) на протилежній грані від пошкодження тріщини з'являються раніше, мають більшу ширину розкриття та дещо більше розгалуження, в інших дослідних зразках такого впливу не спостерігається, також, можна сказати, що зі збільшенням площі пошкодження зменшуються гранична ширина розкриття тріщин, а при однаковій площі пошкодження в зразках з меншою висотою пошкодження і більшим кутом нахилу пошкодження гранична ширина розкриття тріщин більше ніж в зразках з більшою висотою пошкодження і меншим кутом нахилу пошкодження. Найменша ширина розкриття тріщин в межах однакового прогону зрізу спостерігається в зразках з більшою глибиною пошкодження в зразках з глибиною пошкодження $h_I=100$ мм кутом пошкодження $\beta_I=60^\circ$ (балки Б5, Б10 та Б15).

Аналізуючи граничні прогини, можна сказати, що чим більш пошкоджений зразок, а також чим менший відносний прогін зрізу тим менших прогинів він досягає, а також зменшення прогинів відбувається зі зменшенням прогону зрізу балки.

Характер утворення, розкриття тріщин та руйнування дослідних балок наведено на рис.3.11-3.13. Гранична ширина розкриття похилих тріщин a_{crc} наведена на рис.3.14. Зміни прогинів балок наведено на рис.3.15-3.17. Зведені граничні ширини розкриття похилих тріщин в кінці передостанньої ступені навантаження балок наведено на рис.3.18, та граничні поперечні сили наведено на рис.3.19.

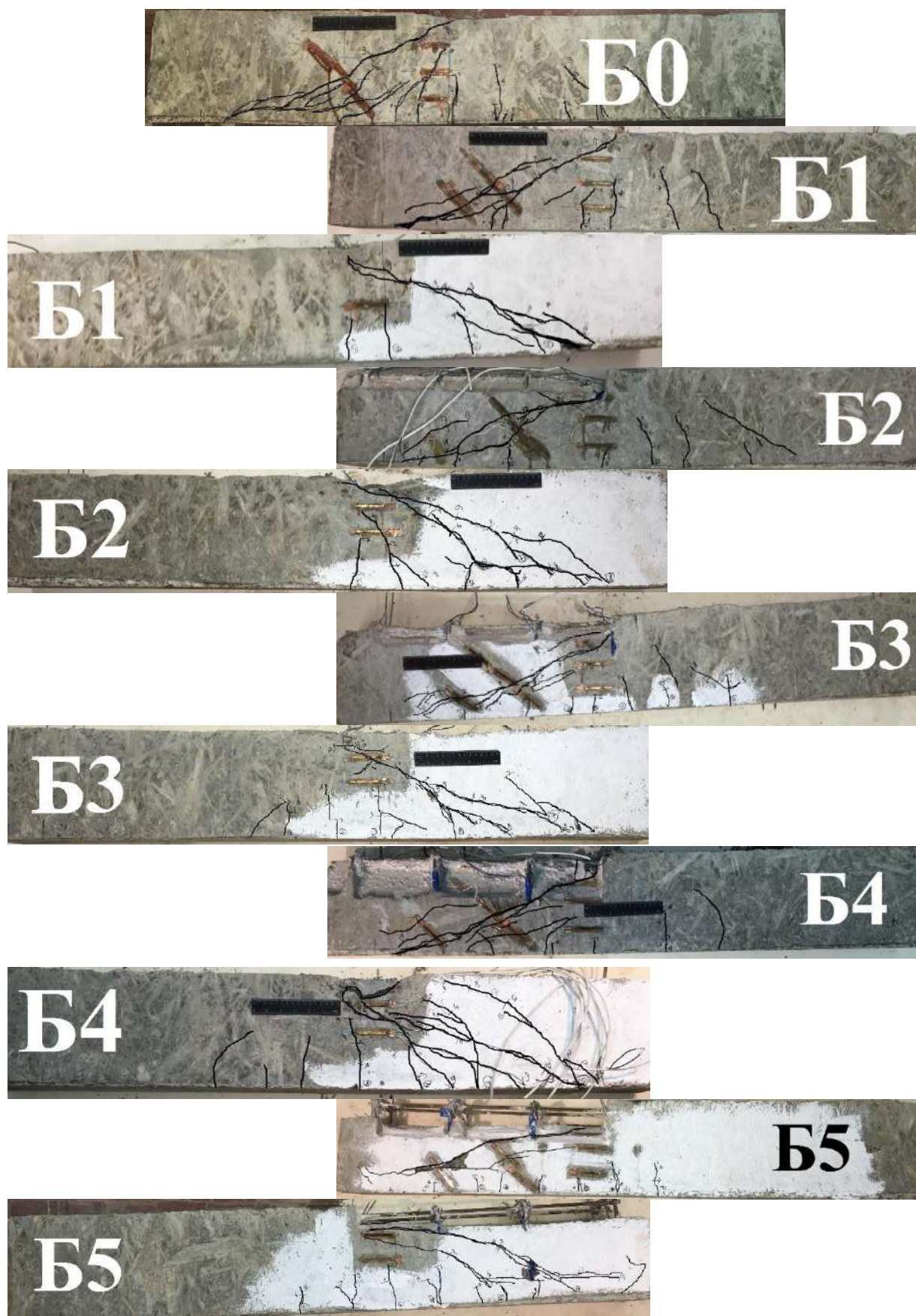


Рис.3.11. Характер утворення, розкриття тріщин та руйнування дослідних балок з прогоном зрізу 510 мм

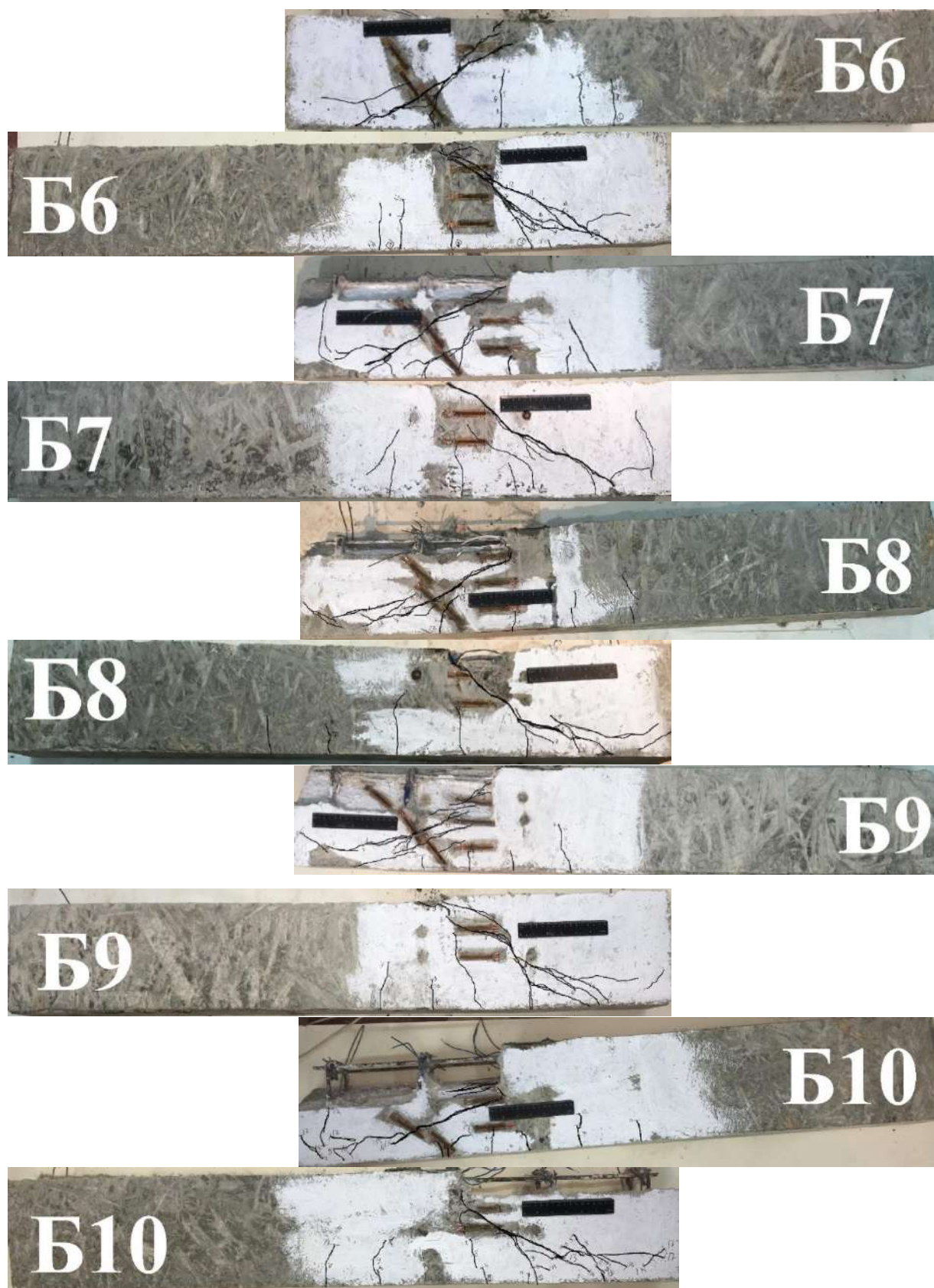


Рис.3.12. Характер утворення, розкриття тріщин та руйнування дослідних балок з прогоном зрізу 340 мм



Рис.3.13. Характер утворення, розкриття тріщин та руйнування дослідних балок з прогоном зрізу 170 мм

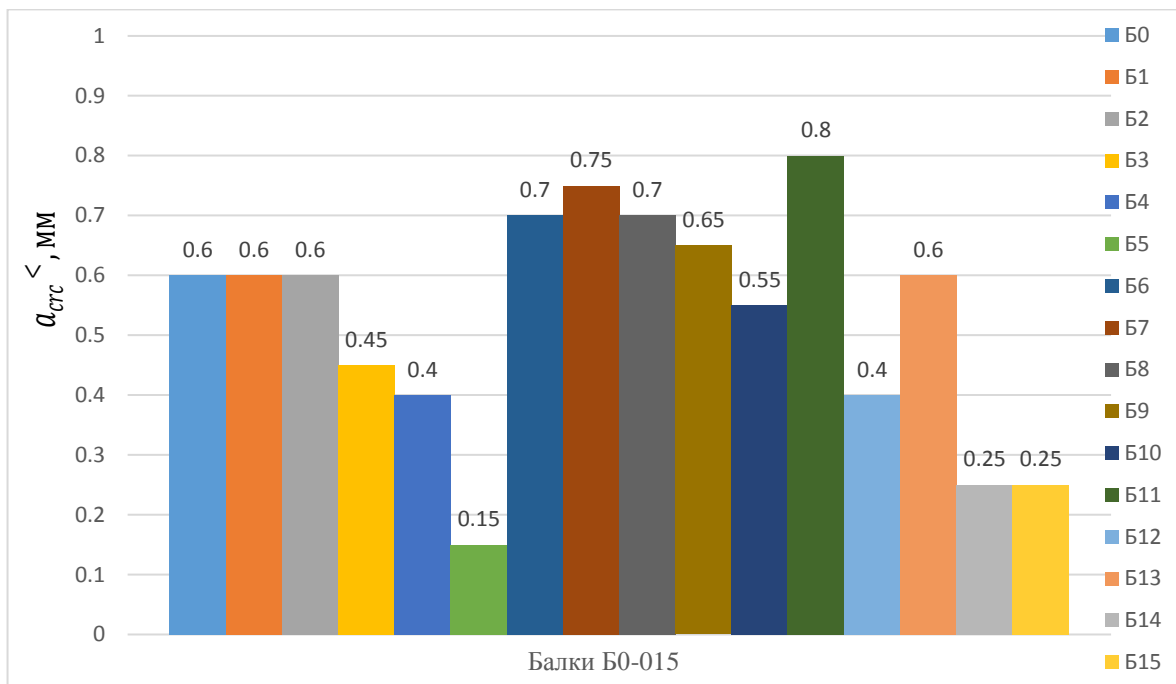


Рис.3.14. Гранична ширина розкриття похилих тріщин a_{crc}^v в балках Б0-Б15

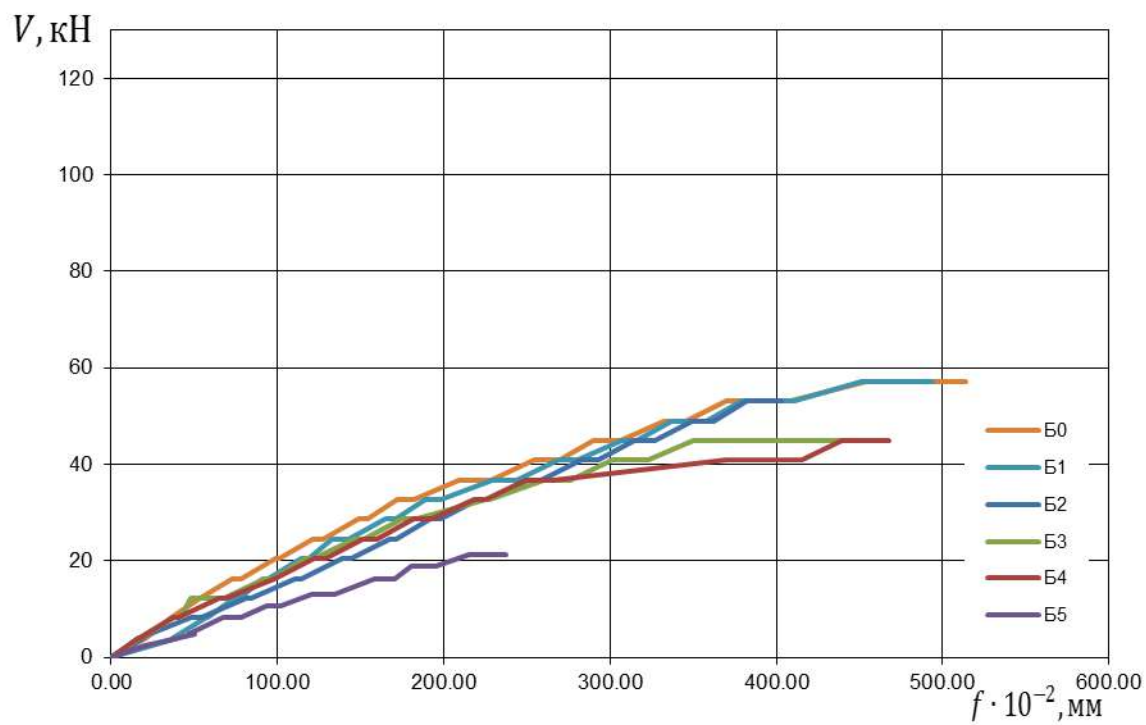


Рис.3.15. Прогини в балках Б0-Б5

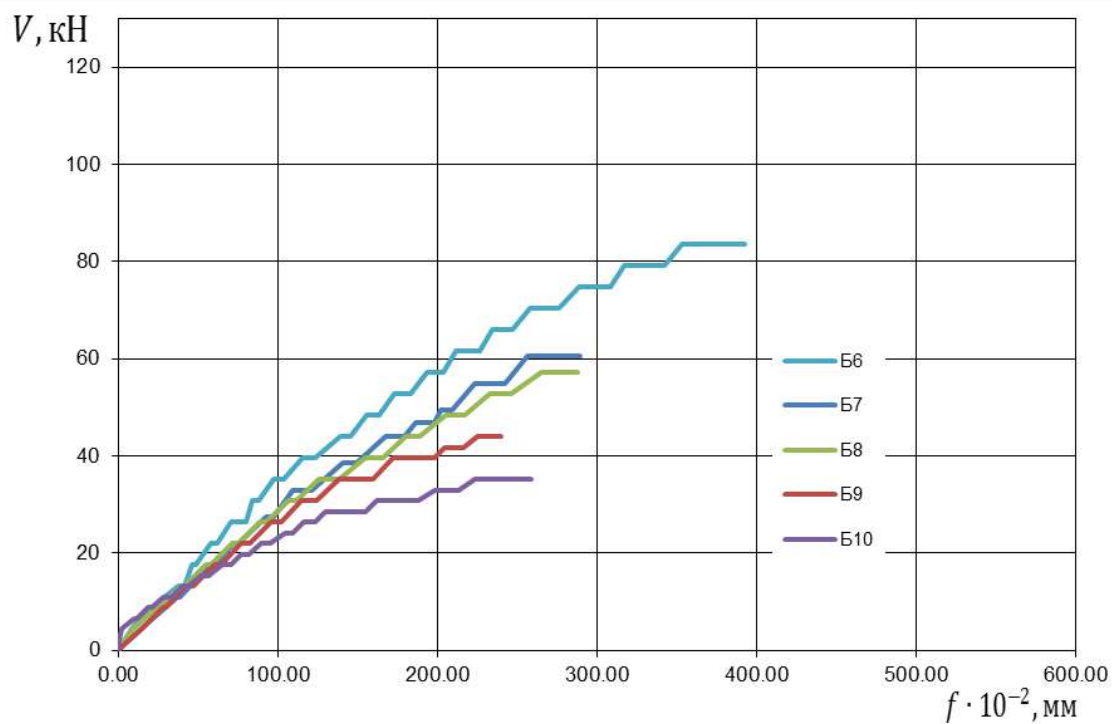


Рис.3.16. Прогини в балках Б6-Б10

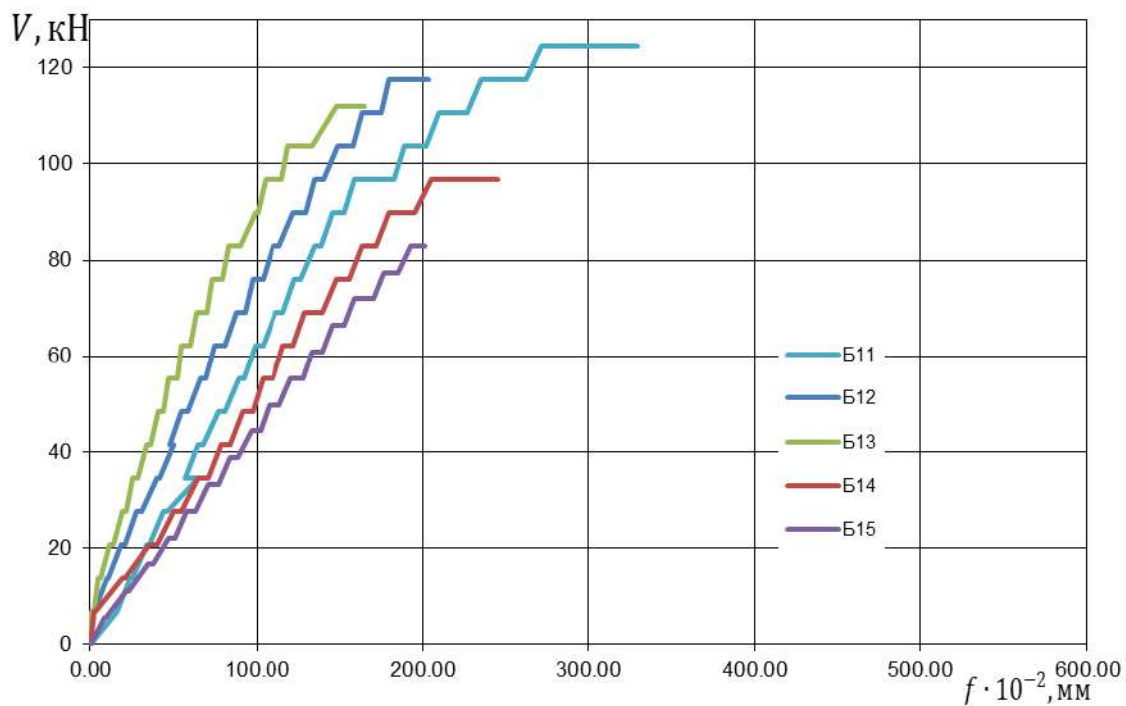


Рис.3.17. Прогини в балках Б11-Б15

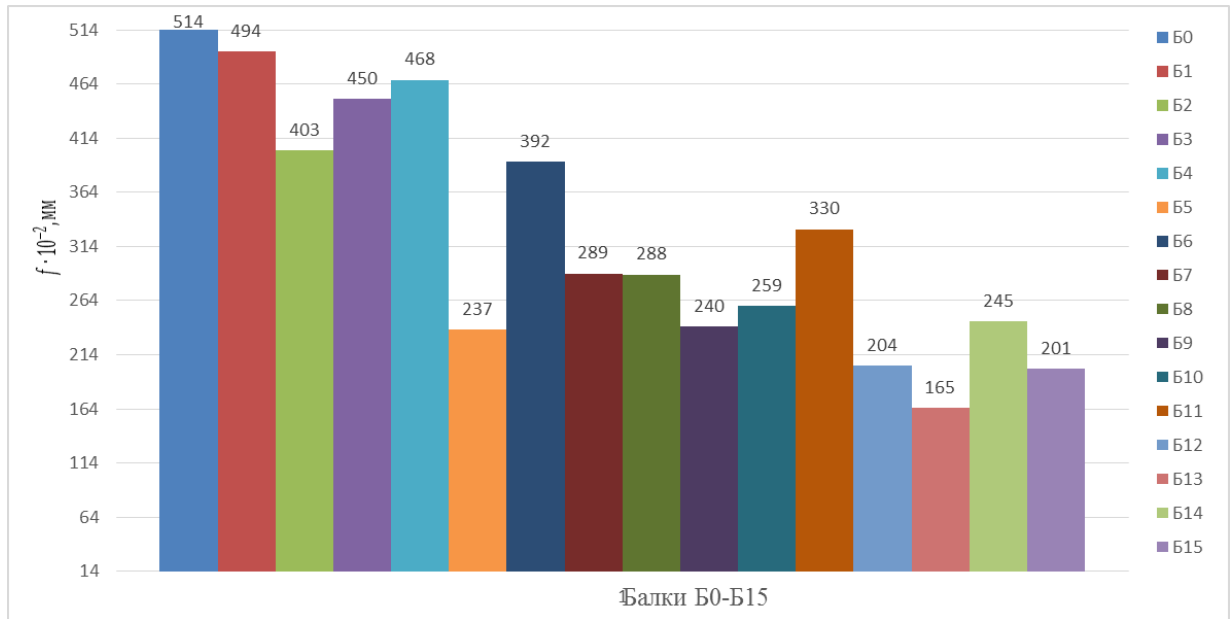
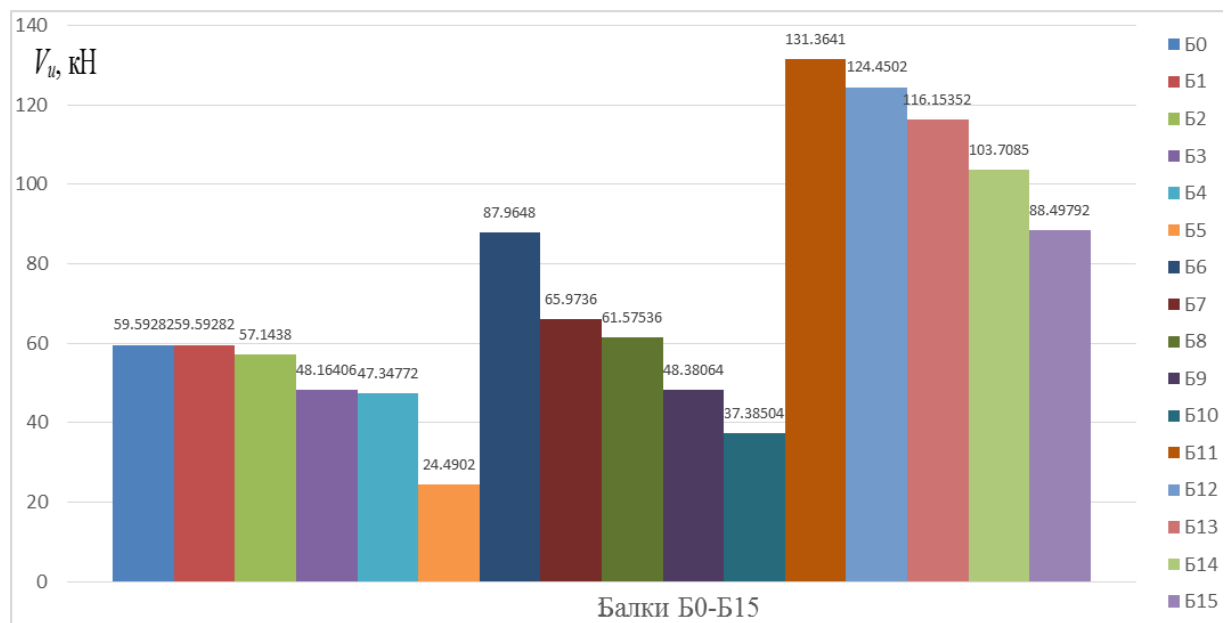


Рис.3.18. Максимальні прогини в балках B0-B15

Рис.3.19. Граничні поперечні сили V_u дослідних балок B0-B15

Зведені значення прогинів f при рівнях навантаження $\approx 0.67 F_u$, та $\approx 0.95 F_u$, значення навантажень, під час дії яких утворились перші нормальні та похилі тріщини (F_{crc}^\perp та $F_{crc}^<$ відповідно) в дослідних зразках, гранична ширина розкриття похилих тріщин $a_{crc}^<$, граничне навантаження F_u , гранична поперечна сила V_u та момент руйнування балок M_u наведено в зведеній табл. 3.6.

Таблиця 3.6

Значення прогинів, навантажень, під час дії яких утворились нормальні та похилі тріщини, гранична ширина розкриття похилих тріщин, граничне навантаження, поперечна сила та момент руйнування балок

Шифр	Натуральне значення факторів			f при	f при	F_{crc}^{\perp} ,	$F_{crc}^{<}$,	$a_{crc}^{<}$,	F_u , кН	M_u , кНм	V_u , кН
	a/d (c , мм)	h_l/h , мм (h_l , мм)	$\beta_l/90^\circ$ (β_l , °)	$\approx 0.67 F_u$, мм	≈ 0.95 F_u , мм	кН	кН	мм			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Б0	3 (510)	0 (0)	0 (0°)	2,7	5,14	24,99	58,31	0,47	121,62	30,39	59,59
Б1	3 (510)	0 (0)	0 (0°)	2,8	4,94	24,99	58,31	0,47	121,62	30,39	59,59
Б2	3 (510)	0,25 (50)	1/3 (30°)	2,58	4,03	33,32	58,31	0,5	116,62	29,14	57,14
Б3	3 (510)	0,25 (50)	2/3 (60°)	2,27	4,5	24,99	41,65	0,42	98,29	24,56	48,16
Б4	3 (510)	0,5 (100)	1/3 (30°)	2,25	4,68	24,99	41,65	0,43	96,63	24,15	47,35
Б5	3 (510)	0,5 (100)	2/3 (60°)	1,71	2,37	16,66	43,32	0,87	49,98	12,49	24,49
Б6	2 (340)	0 (0)	0 (0°)	2,03	3,92	26,66	46,65	0,35	133,28	29,91	87,98
Б7	2 (340)	0,25 (50)	1/3 (30°)	1,79	2,89	24,99	49,98	0,5	99,96	22,43	65,97
Б8	2 (340)	0,25 (50)	2/3 (60°)	1,66	2,88	13,33	46,65	0,42	93,3	20,94	61,58

Продовження таблиці 3.6

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Б9	2 (340)	0,5 (100)	1/3 (30°)	1,39	2,4	13,33	49,98	0,63	73,3	16,45	48,38
Б10	2 (340)	0,5 (100)	2/3 (60°)	1,09	2,59	9,99	43,32	0,76	56,64	12,71	37,39
Б11	1 (170)	0 (0)	0 (0°)	1,53	3,3	49,98	58,31	0,37	158,27	22,33	131,36
Б12	1 (170)	0,25 (50)	1/3 (30°)	1,14	2,04	24,99	49,98	0,33	149,94	21,16	124,45
Б13	1 (170)	0,25 (50)	2/3 (60°)	0,79	1,65	33,32	66,64	0,41	139,94	19,75	116,15
Б14	1 (170)	0,5 (100)	1/3 (30°)	1,4	2,45	33,32	58,31	0,53	124,95	17,63	103,71
Б15	1 (170)	0,5 (100)	2/3 (60°)	1,4	2,01	33,32	53,31	0,5	106,62	15,05	88,5

3.2. Аналіз напружено-деформованого стану дослідних зразків – пошкоджених залізобетонних прямокутних балок

3.2.1. Аналіз розвитку деформацій у бетоні.

На основі отриманих експериментальних даних були побудовані графіки залежності розподілу деформацій бетону в дослідних зразках залежно від рівня навантаження (V/V_u), що наведено на рис.3.20...3.35. При обриві лінії на графіку: або тензорезистор було розірвано через утворену тріщину, або деформації досягали значних величин, які реєструючий прилад був не здатен зафіксувати, а також деякі лінії було обірвано штучно якщо тріщина перетинала тензорезистор, а він все ще реєстрував дані, оскільки отримані дані не надавали достовірної інформації про деформований стан ділянки.

Для зручного та повного аналізу напружено-деформованого стану балок тензорезистори були розташовані по висоті зразка від нижньої грані до верхньої з однаковим кроком, по верхній грані та з паралельної грані на тому ж рівні (схеми розташування тензорезисторів для кожного зразка наведено поруч з діаграмами на рис.3.20...3.35 та в загальному вигляді на рис.2.12).

За отриманими результатами очевидно, що нижня третина грані зазнає розтягу майже одразу після навантаження (тензорезистор №7), після рівня навантаження $(0,2...0,3) V_u$ вже половина перерізу зазнає розтягуючих деформацій (тензорезистори №12 та/або №8). Різке збільшення деформації розтягу свідчить про утворення тріщини в розтягнутій зоні. Найбільш стиснутою є верхня грань балок (тензорезистор №10, в балках Б5 та Б10 також тензорезистор №9), вона залишається стиснутою на протязі всього випробування.

Аналізуючи діаграми фактичні деформування можна помітити, що в неушкоджених балках Б0, Б1, Б6, Б11 спостерігається однаковий розвиток деформацій на паралельних бічних гранях балки, в усіх інших балках спостерігаються різні рівні деформацій на паралельних бічних гранях на одній висоті розташування тензорезисторів, ті що знаходяться на стороні

пошкодженої грані зазнають більших деформацій стиску ніж протилежні, які в деяких зразках можуть навіть бути розтягненими, найбільш виражений таких характер деформування в зразках Б4, Б9 та Б14, дещо менше виражений в зразках Б3, Б5, Б8, Б10, Б13, Б15 і найменше – в зразках Б2, Б7 та Б12. Це вказує на те, що відбувається перекис нейтральної осі в перерізі елемента, вона проходить під певним кутом і пояснює те, чому тріщини на гранях утворювались не одночасно та розкривались на різну величину.

В зразках з прогоном зрізу $a_v = 510$ мм деформації розтягу мають лінійних характер розвитку до рівня навантаження $(0,2 \dots 0,35) V_u$, а деформації стиску до рівня навантаження $(0,35 \dots 0,45) V_u$. В зразках з прогоном зрізу $a_v = 340$ мм деформації стиску та розтягу мають лінійних характер розвитку до рівня навантаження $(0,25 \dots 0,4) V_u$. В зразках з прогоном зрізу $a_v = 170$ мм деформації розтягу мають лінійних характер розвитку до рівня навантаження $(0,15 \dots 0,25) V_u$, а деформації стиску до рівня навантаження $(0,15 \dots 0,35) V_u$.

Максимальні зафіксовані значення деформацій стиску в бетоні для дослідних зразків наведено в табл. 3.7.

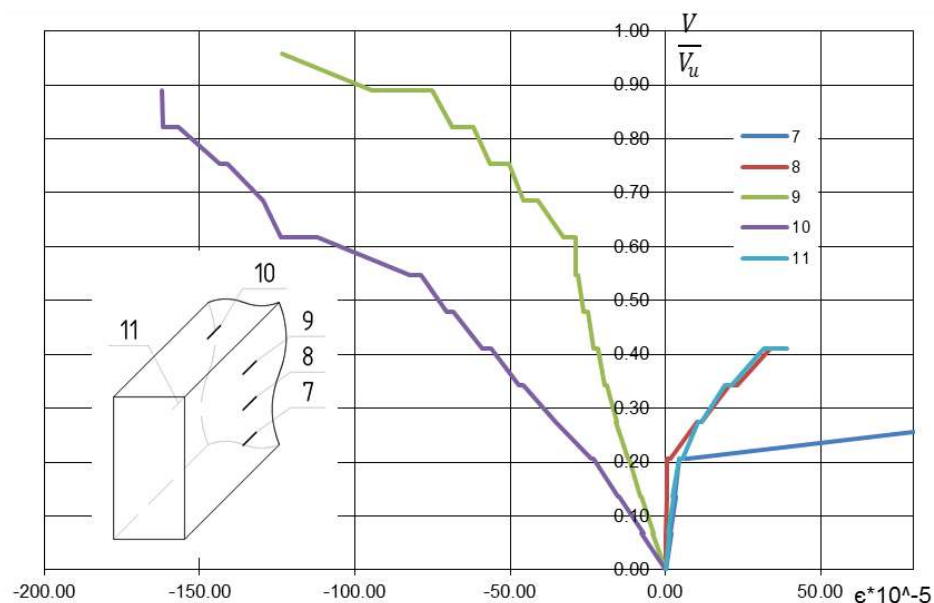


Рис.3.20. Розвиток деформацій бетону в балці Б0 (тестовий зразок, прогін зрізу 510 мм)

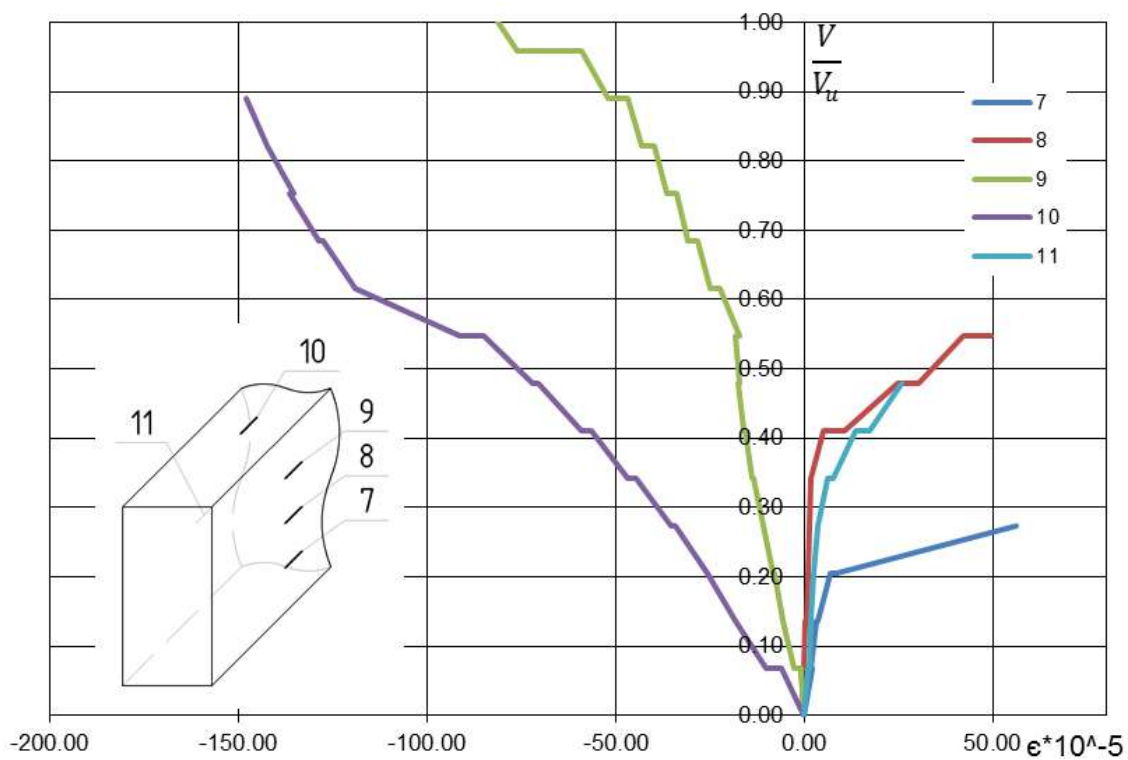


Рис.3.21. Розвиток деформацій бетону в балці Б1 (прогін зрізу 510 мм)

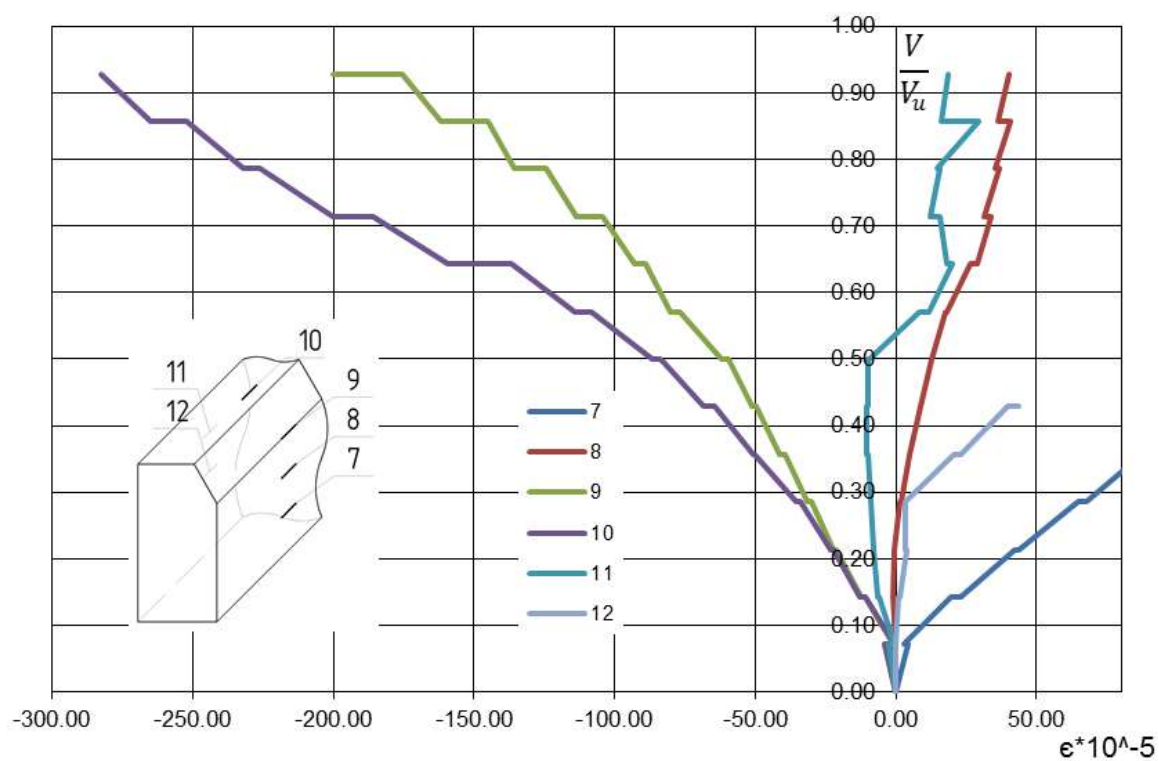


Рис.3.22. Розвиток деформацій бетону в балці Б2 (прогін зрізу 510 мм)

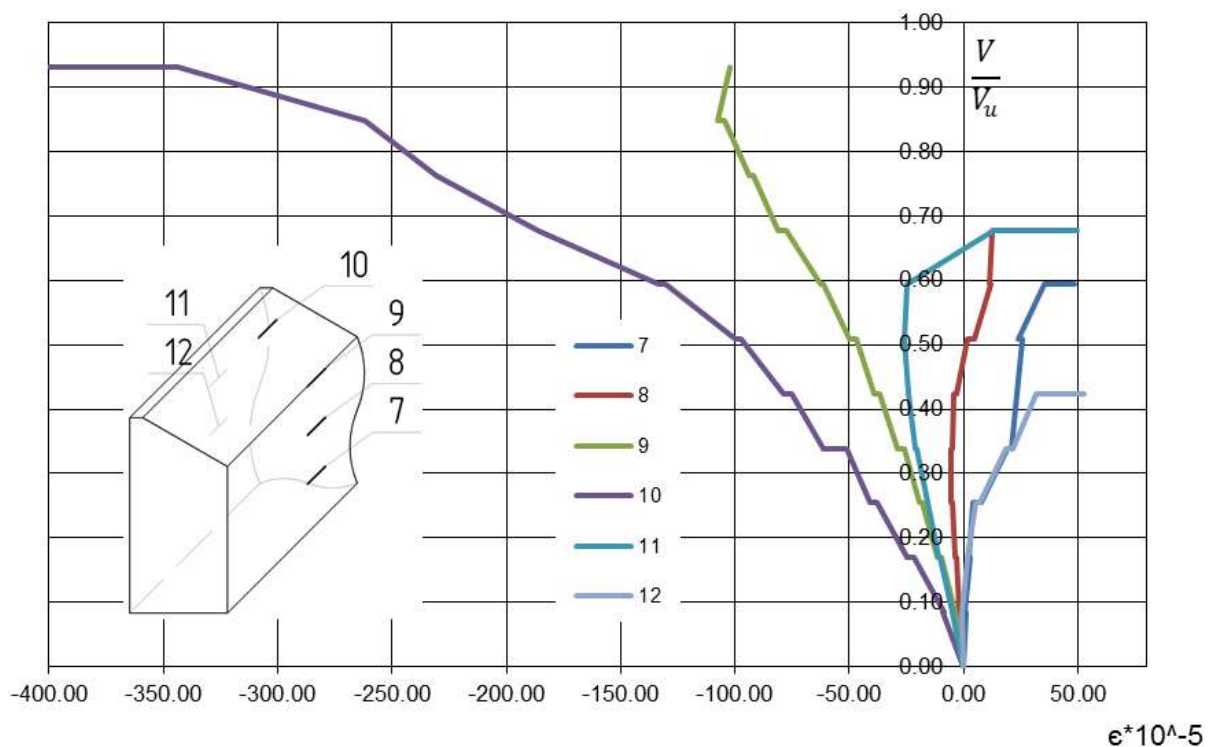


Рис.3.23. Розвиток деформацій бетону в балці Б3 (прогін зрізу 510 мм)

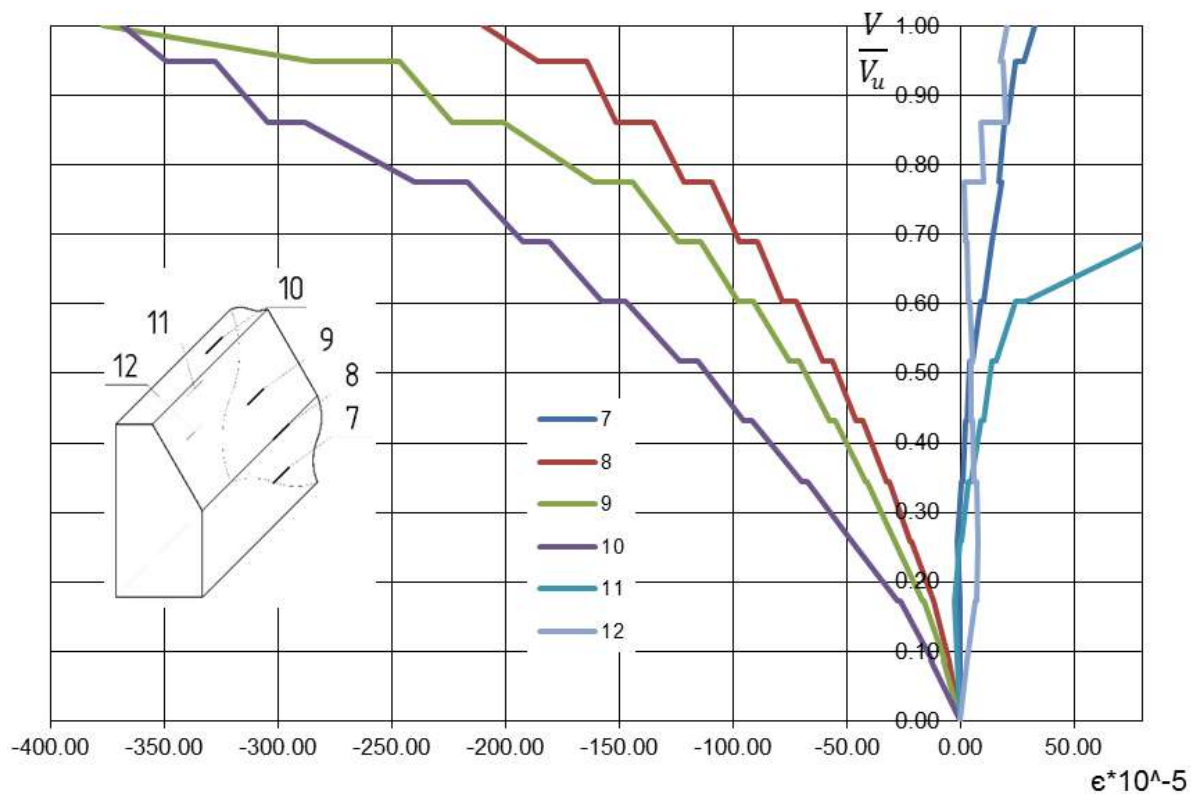


Рис.3.24. Розвиток деформацій бетону в балці Б4 (прогін зрізу 510 мм)

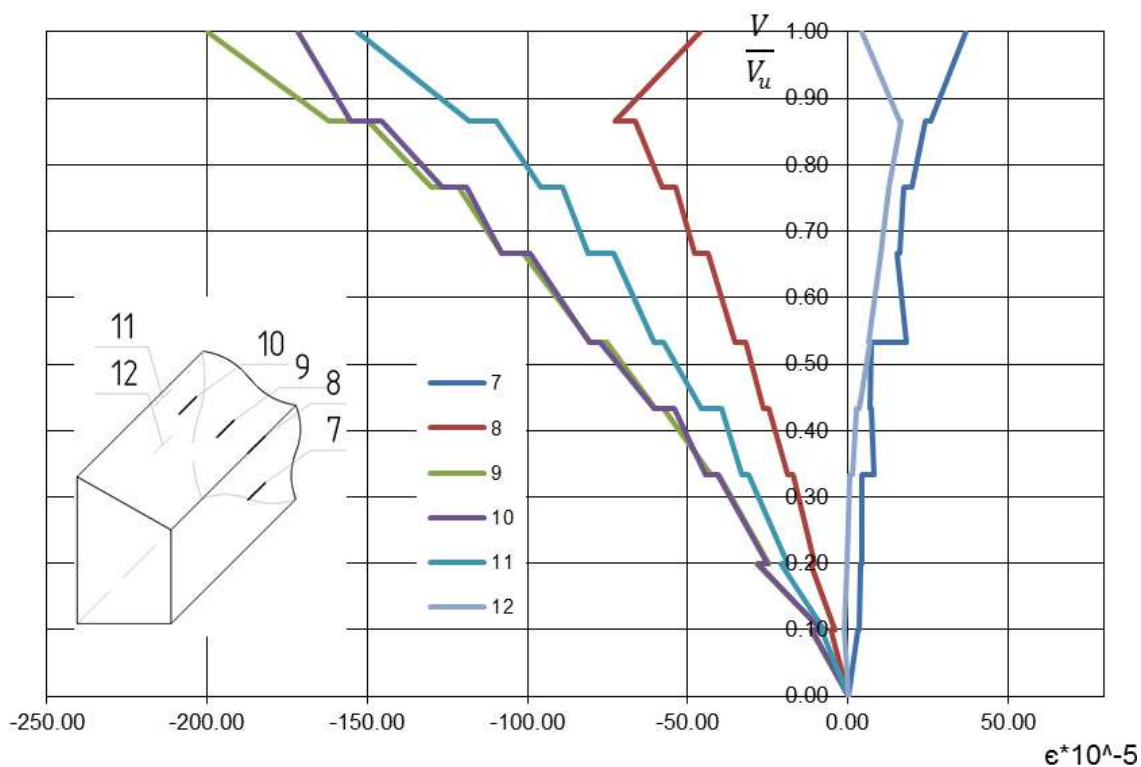


Рис.3.25. Розвиток деформацій бетону в балці Б5 (прогін зрізу 510 мм)

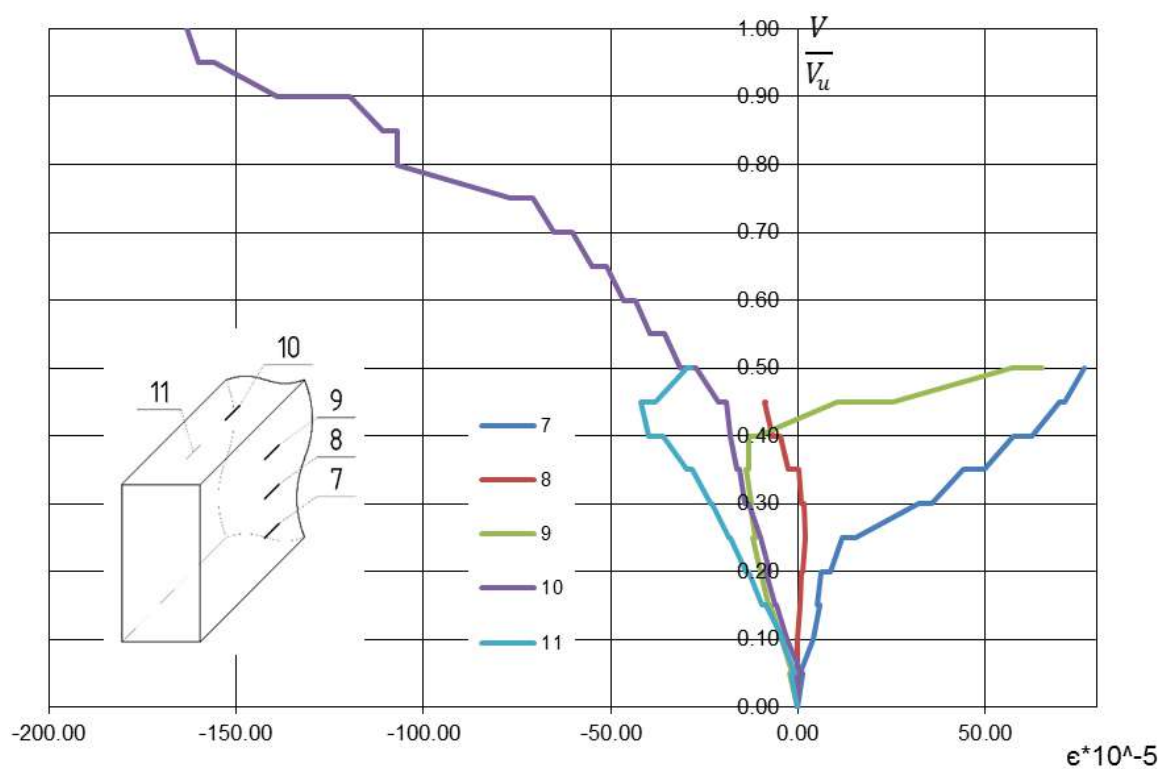


Рис.3.26. Розвиток деформацій бетону в балці Б6 (прогін зрізу 340 мм)

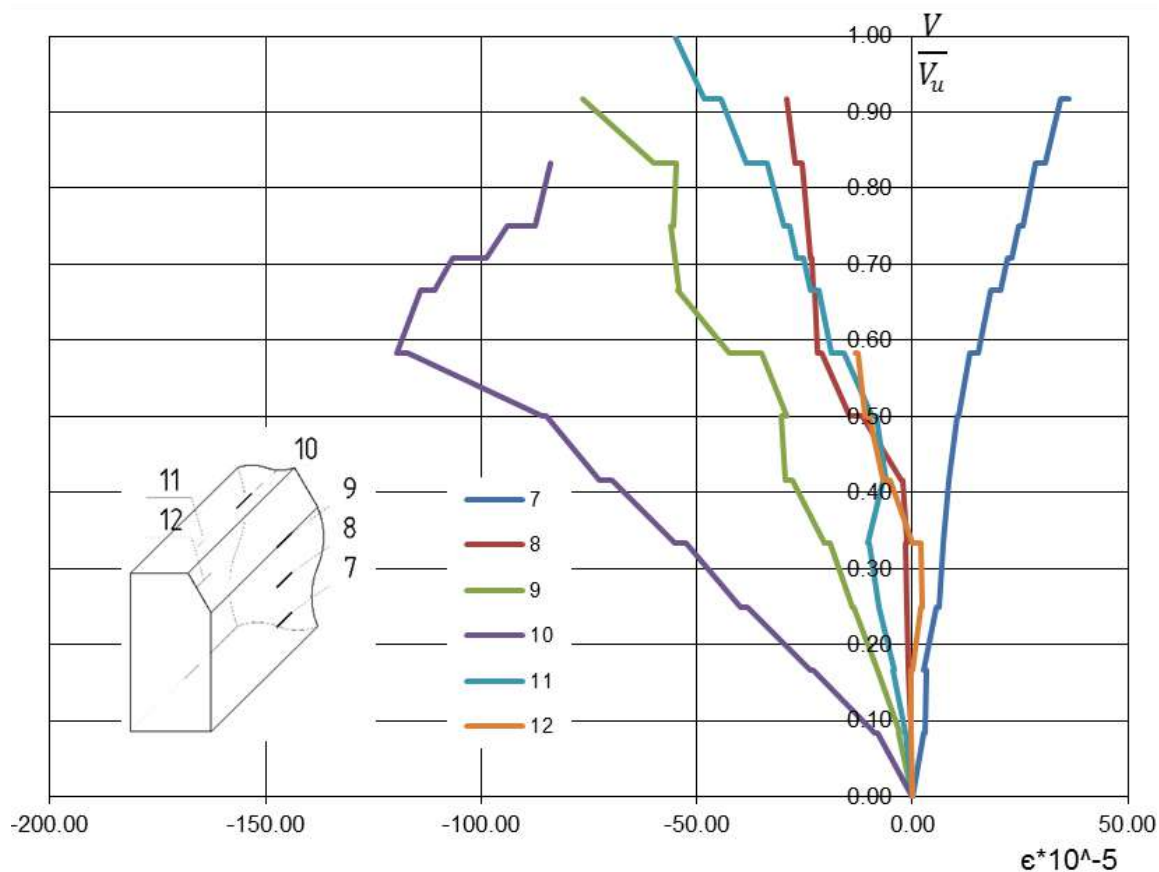


Рис.3.27. Розвиток деформацій бетону в балці Б7 (прогін зрізу 340 мм)

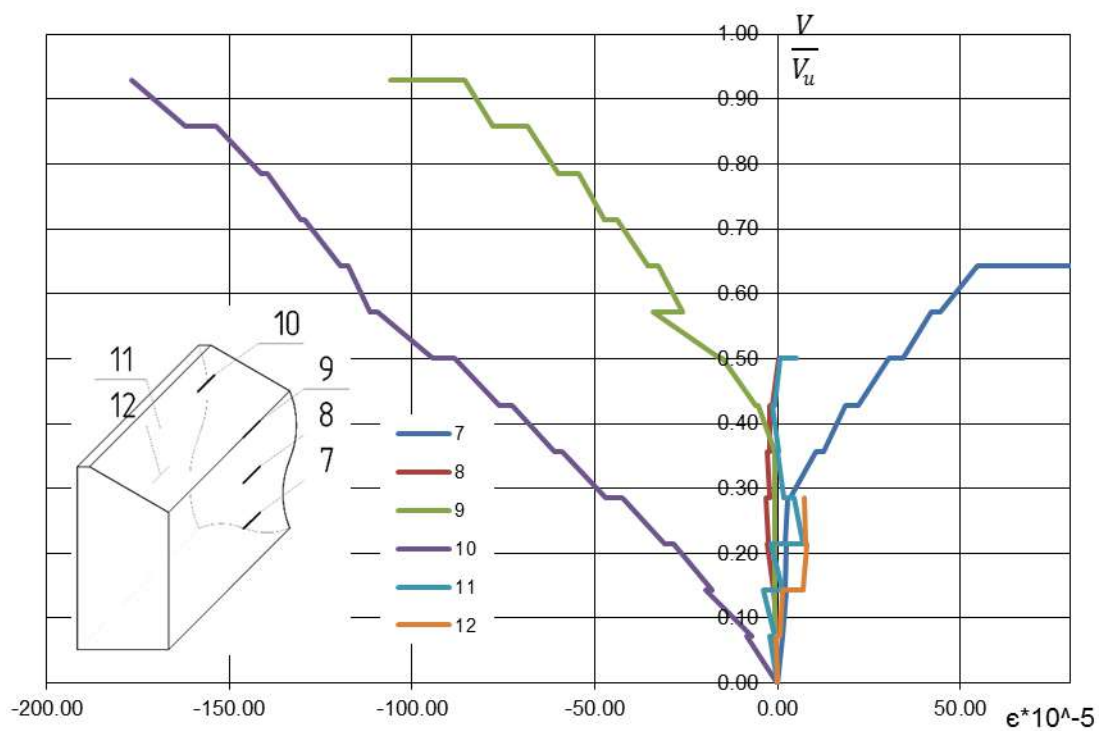


Рис.3.28. Розвиток деформацій бетону в балці Б8 (прогін зрізу 340 мм)

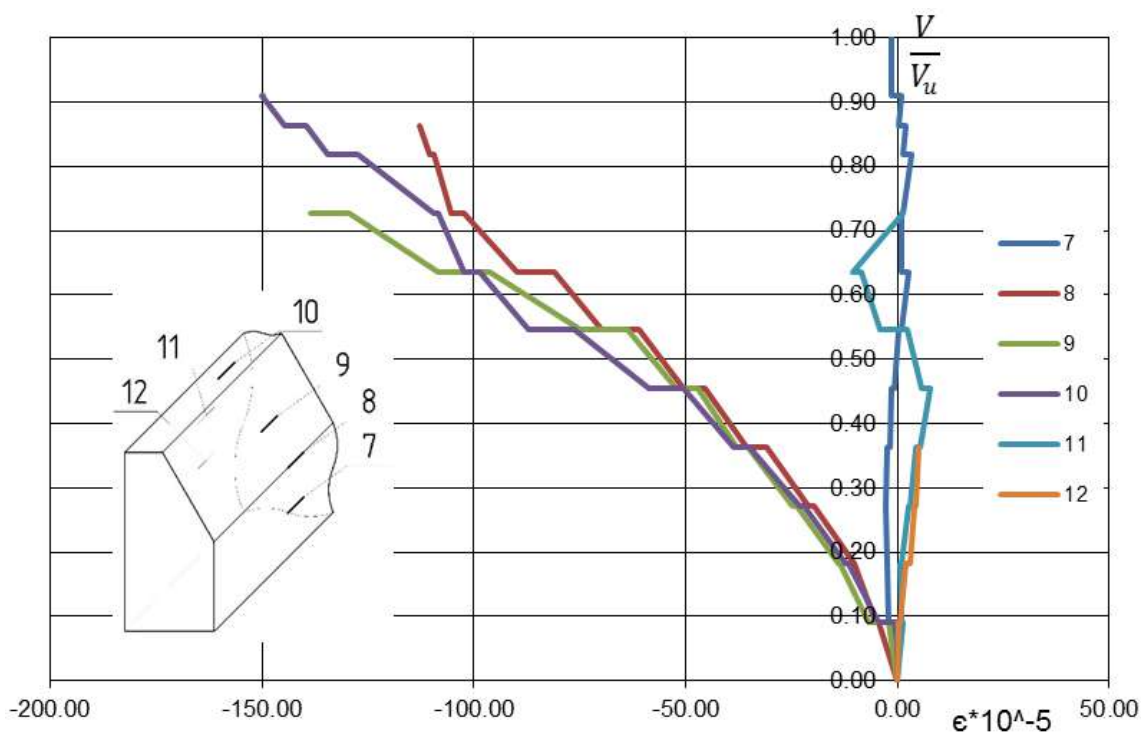


Рис.3.29. Розвиток деформацій бетону в балці Б9 (прогін зрізу 340 мм)

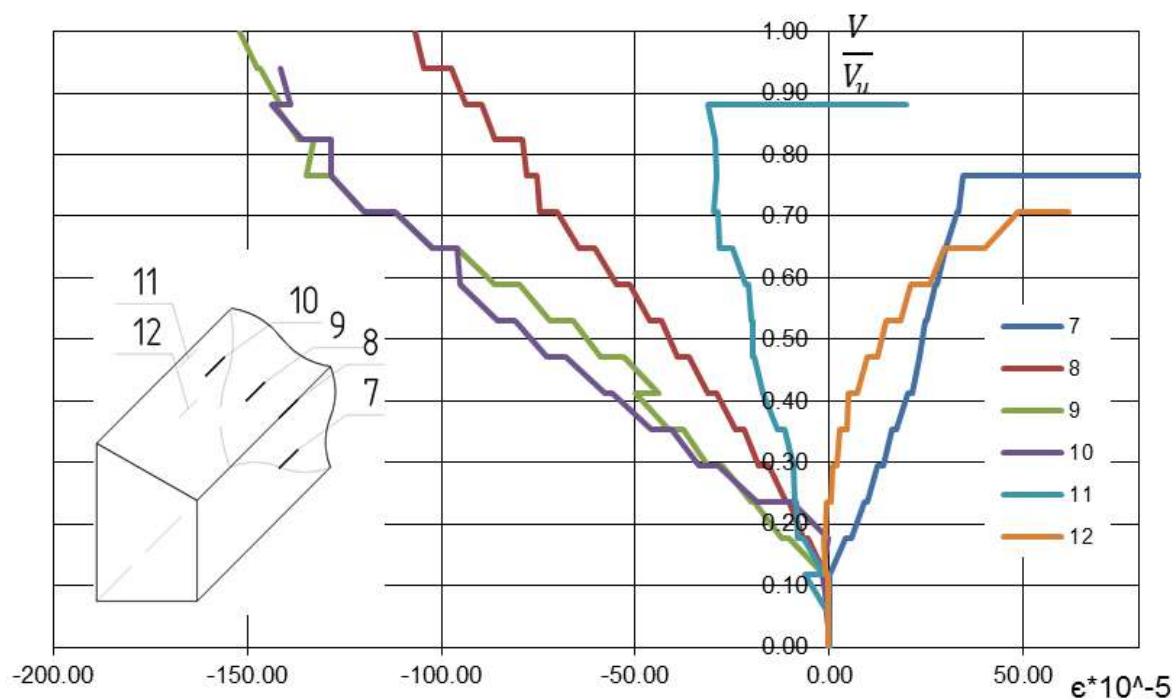


Рис.3.30. Розвиток деформацій бетону в балці Б10 (прогін зрізу 340 мм)

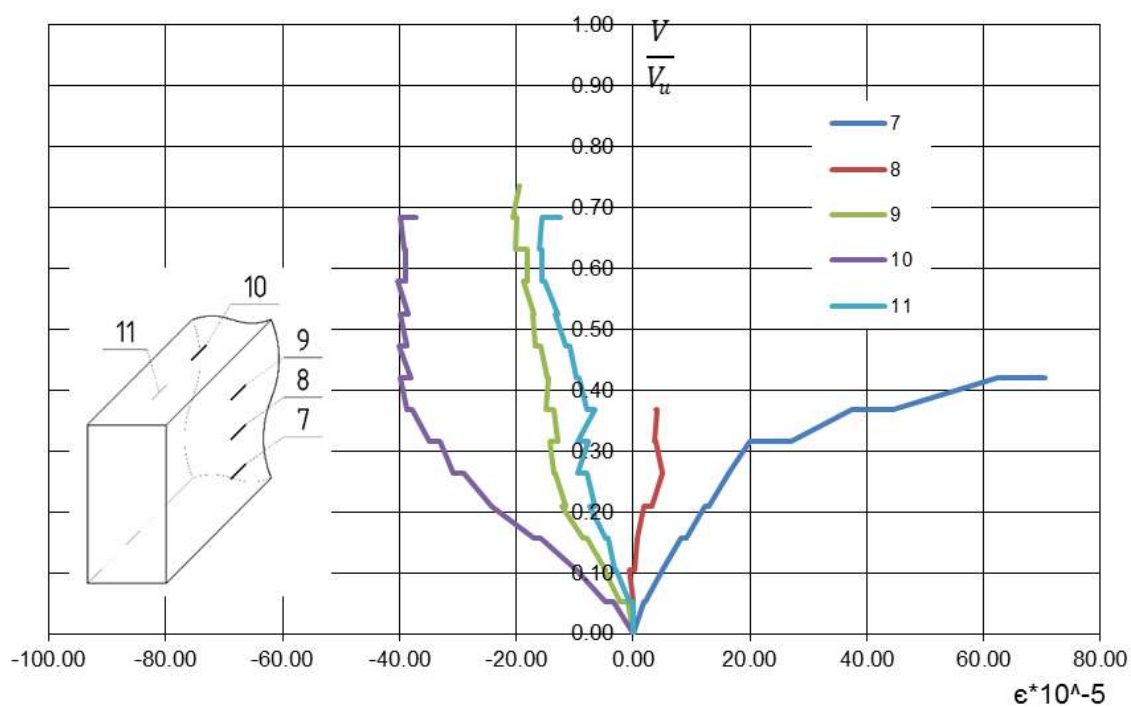


Рис.3.31. Розвиток деформацій бетону в балці Б11 (прогін зрізу 170 мм)

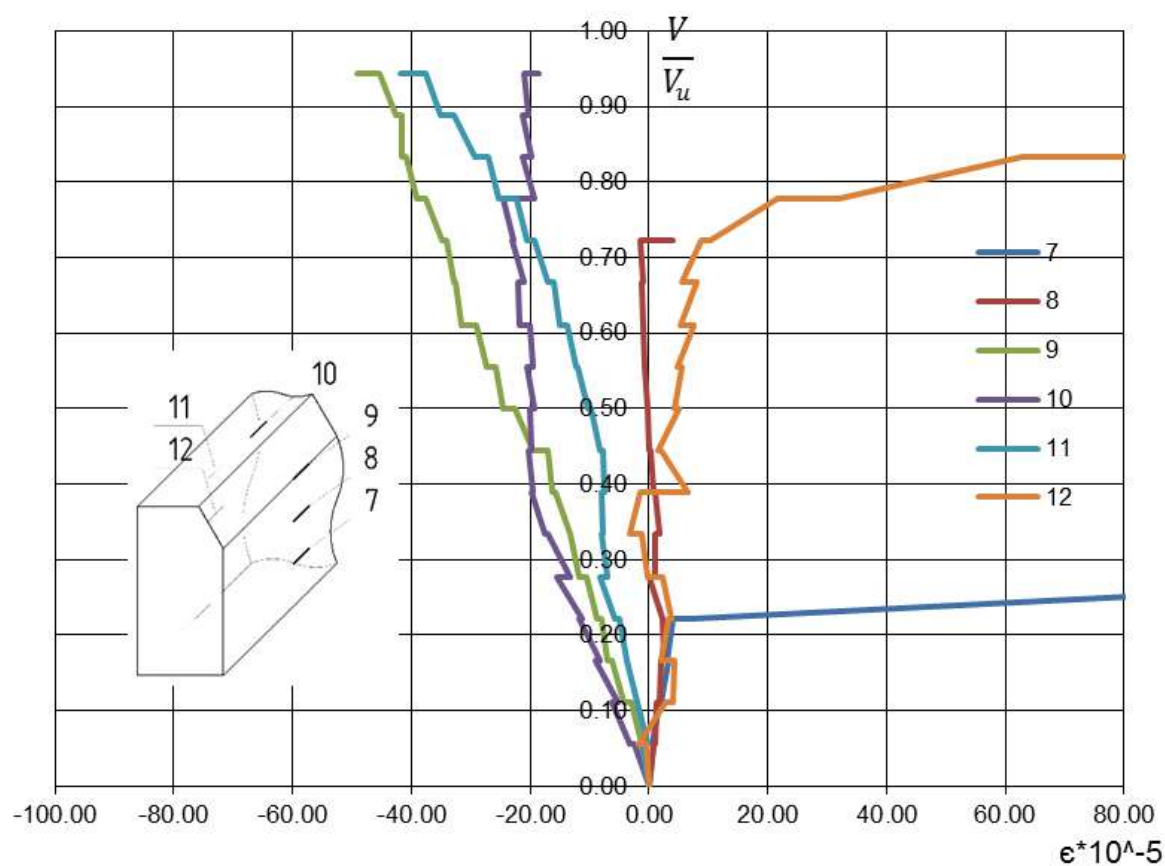


Рис.3.32. Розвиток деформацій бетону в балці Б12 (прогін зрізу 170 мм)

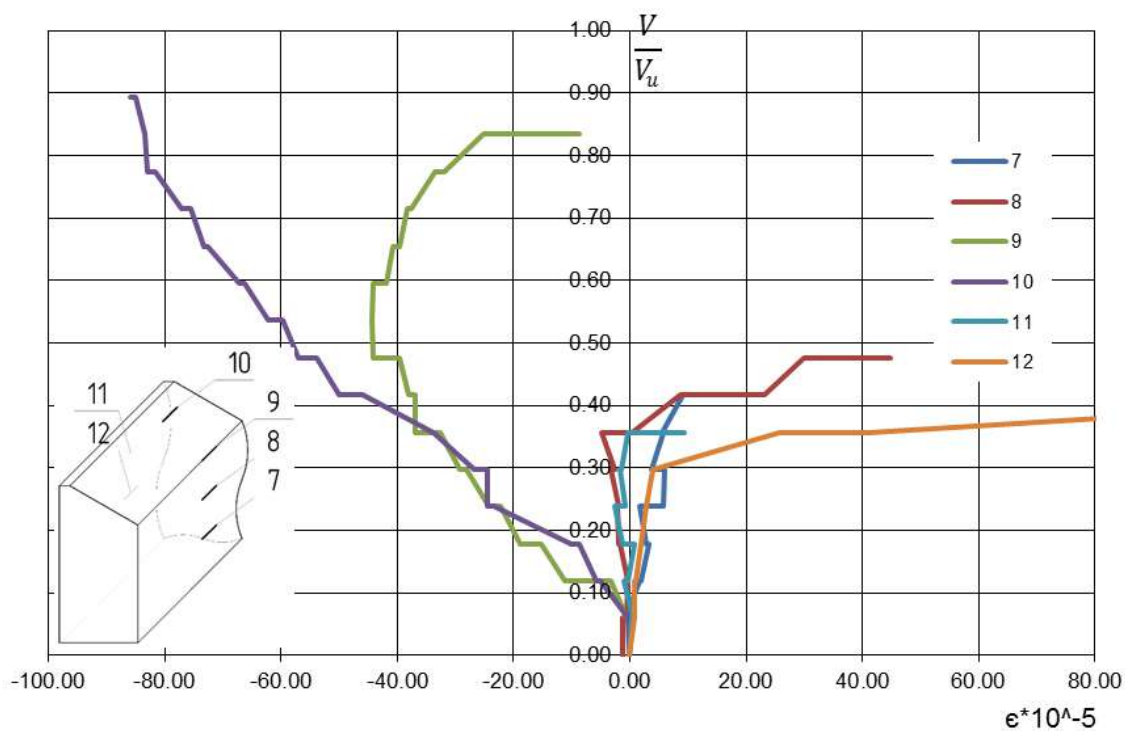


Рис.3.33. Розвиток деформацій бетону в балці Б13 (прогін зрізу 170 мм)

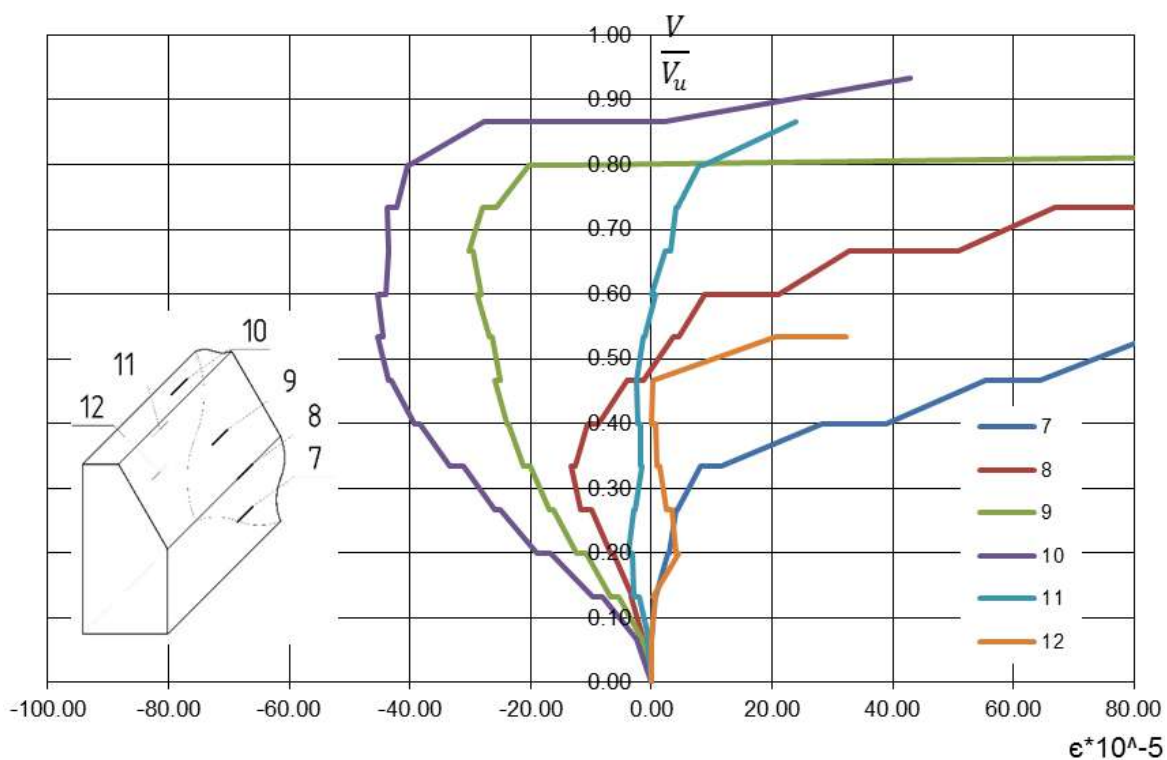


Рис.3.34. Розвиток деформацій бетону в балці Б14 (прогін зрізу 170 мм)

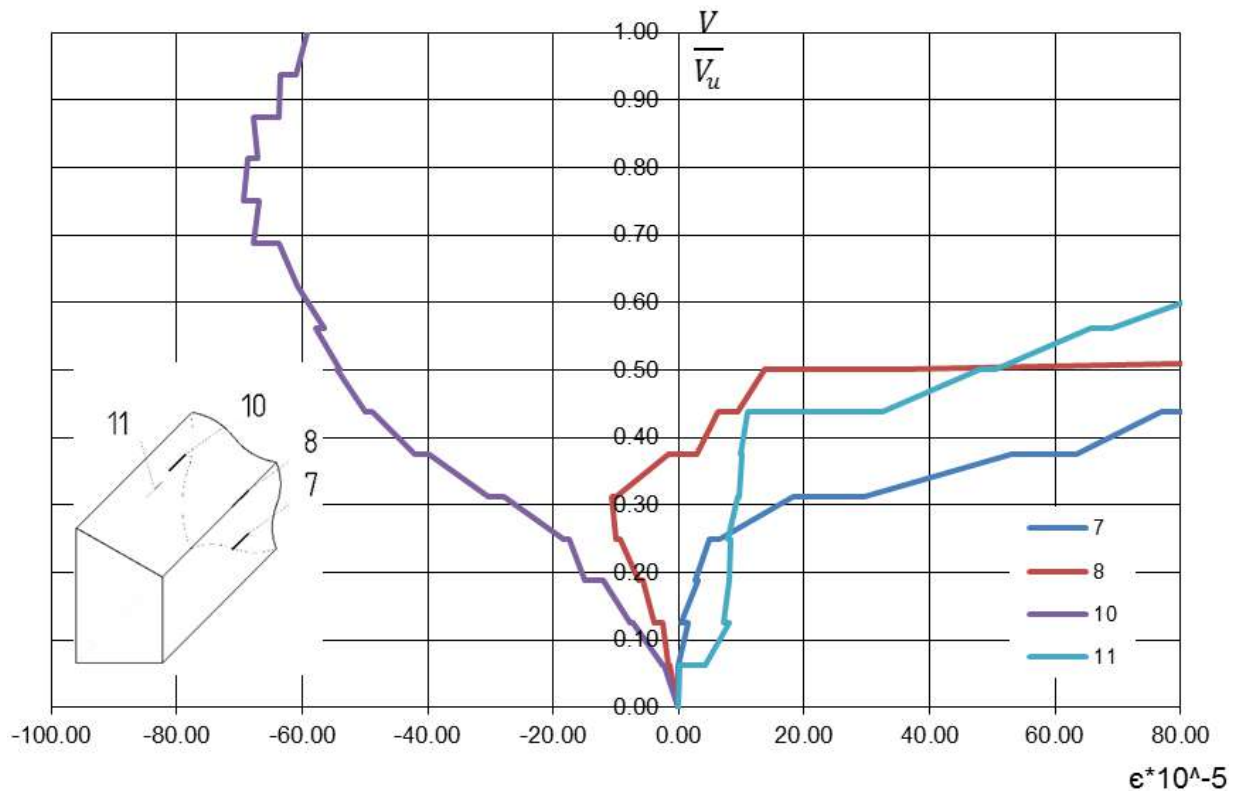


Рис.3.35. Розвиток деформацій бетону в балці Б15 (прогін зрізу 170 мм)

Отримані експериментальні дані щодо розвитку деформацій бетону дозволяють простежити зміни напружено-деформованого стану, зокрема, зміну положення нейтральної осі в дослідних елементах. Характерне положення нейтральної осі в зразках з закладеними пошкодженнями (Б2-Б5, Б7-10, Б12-Б15) зображено на рис.3.36 (показані на рисунку положення нейтральної осі отримані при максимально можливих ступенях навантаження коли реєструвалися показники тензорезисторів необхідних для виявлення межі розтягнутої стиснутої зони з обох боків зразків), на якому можна побачити те, як в зразках змінюється положення нейтральної осі – вона повертається у той же бік, що і пошкодження та стає, майже, паралельною фронту пошкодження (в зразках, які не мають пошкоджень, зміни положення нейтральної осі не спостерігалось, тому на рис.3.36 вони не показані).

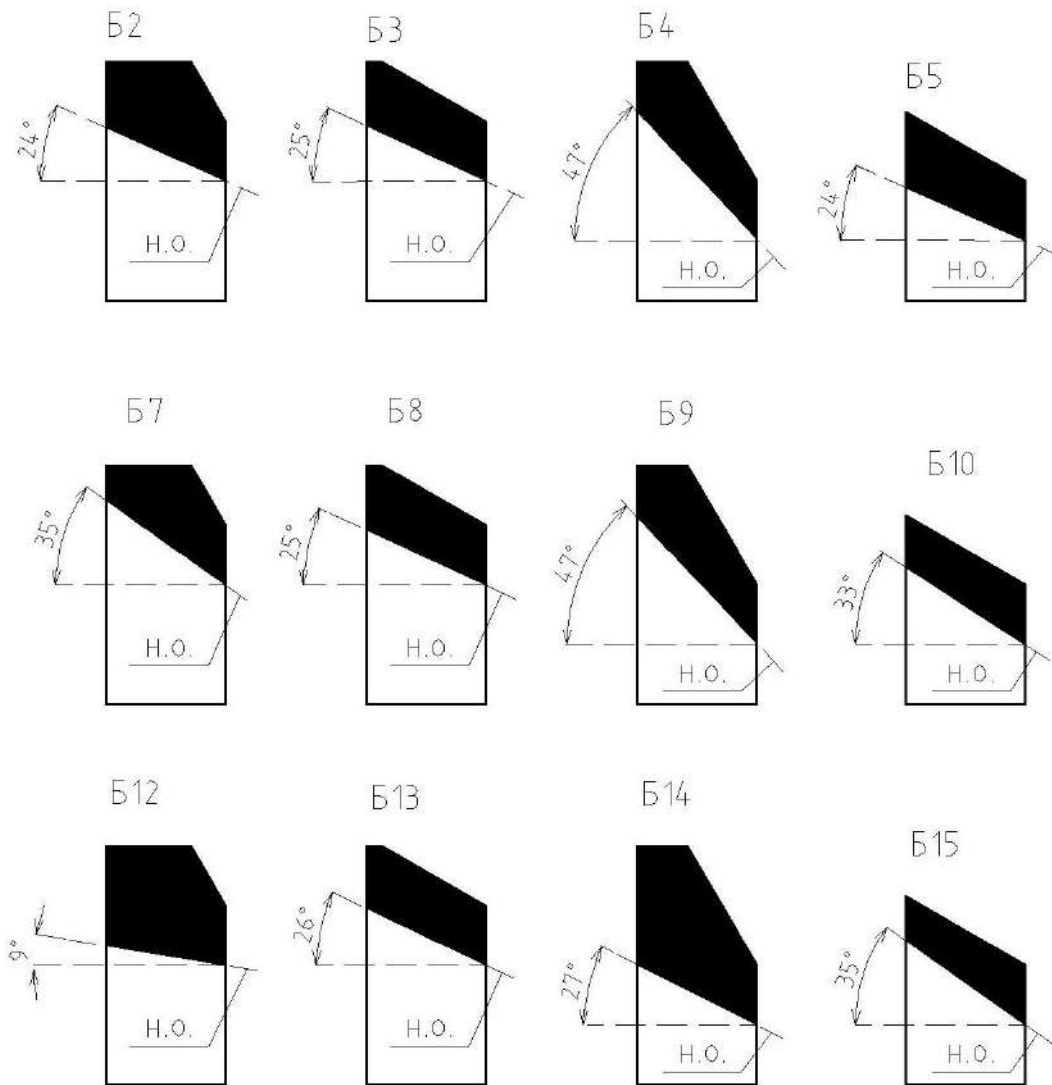


Рис.3.36. Нахил нейтральної осі в пошкоджених зразках

3.2.2. Аналіз розвитку деформацій в арматурі.

На основі отриманих експериментальних даних були побудовані залежності розподілу деформацій поперечної арматури в дослідних зразках від рівня навантаження (V/V_U), що наведено на рис.3.38...3.53. Обрив лінії на графіку означає, що або тензорезистор виходив з ладу, або деформації досягали значних величин, які реєструючий прилад був не здатен зафіксувати. Схеми розташування тензорезисторів на поперечній арматурі наведено на рис.3.37.

Аналізуючи отримані результати, можна помітити, що на початкових етапах навантаження зразків (переважно до появи похилих тріщин) в стрижнях поперечної арматури спостерігаються незначні стискаючі зусилля,

що підтверджує припущення Клименка Є. В. [64], що на це чинять вплив нормальні напруження σ_y в бетоні на ділянці, яка паралельна повздовжній осі елемента від місцевої дії зосередженого навантаження.

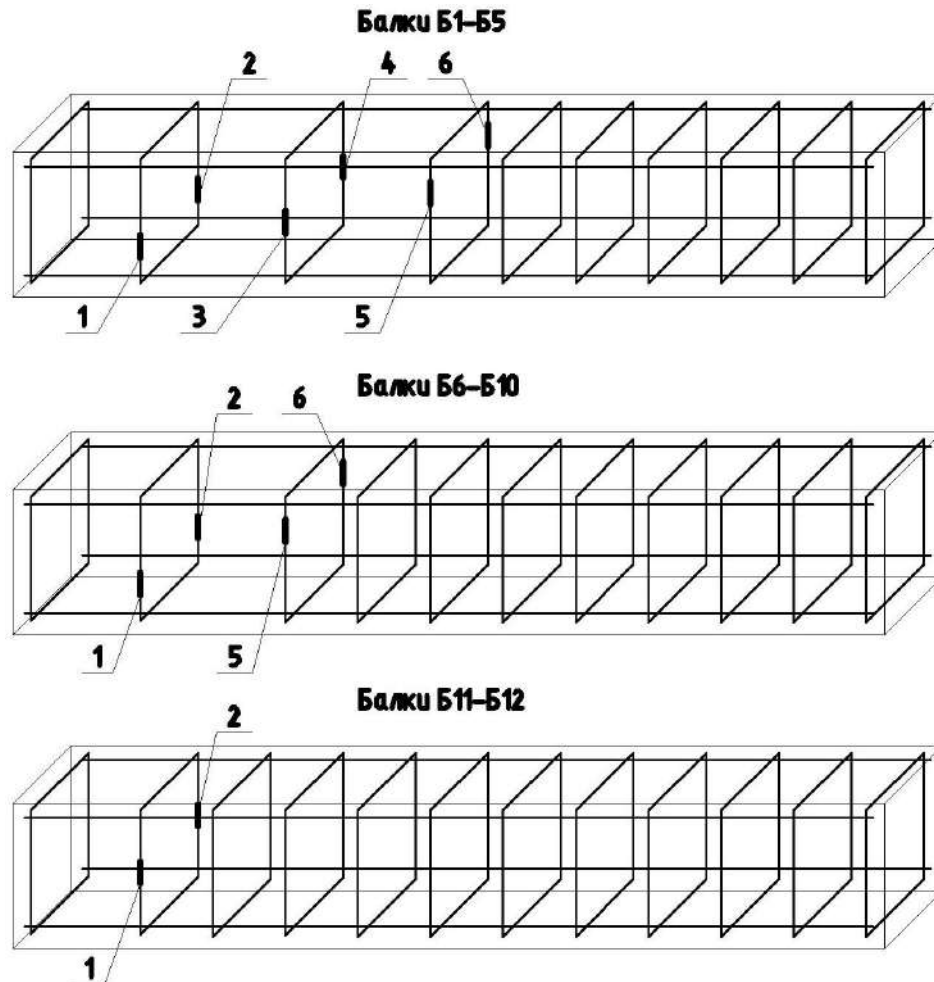


Рис.3.37. Схема розташування тензорезисторів на поперечній арматурі

Також, простежується в пошкоджених зразках більші деформації у тих стрижнів, що знаходяться на протилежній грані від пошкодження, що також підтверджується більшими деформаціями бетону та ранішньою появою тріщин на цій грані.

Судячи з рис.3.37...3.52 – в зразках з прогоном зрізу $a_v = 510$ мм деформації поперечних стрижнів мають лінійних характер розвитку до рівня навантаження $(0,4...0,55) V_U$ та незначну величину, після збільшення

рівня навантаження відбувався стрімкий та не лінійний ріст деформацій, особливо в стрижнях, що знаходяться в середині прогону зрізу. В зразках з прогоном зрізу $a_v = 340$ мм деформації поперечних стрижнів мають лінійних характер розвитку до рівня навантаження $(0,35 \dots 0,4) V_U$ та незначну величину, після збільшення рівня навантаження відбувався стрімкий та нелінійний ріст деформацій, особливо в стрижнях, що знаходяться ближче до опори. В зразках з прогоном зрізу $a_v = 170$ мм деформації поперечних стрижнів мають лінійних характер розвитку до рівня навантаження $(0,2 \dots 0,35)$.

Також, можна сказати, що в стрижнях з найбільш стрімким ростом деформацій на останній етапах навантаження відбувається розвиток пластичних деформацій.

Максимальні зафіксовані значення деформацій поперечних стрижнів дослідних зразків наведено в табл. 3.7.

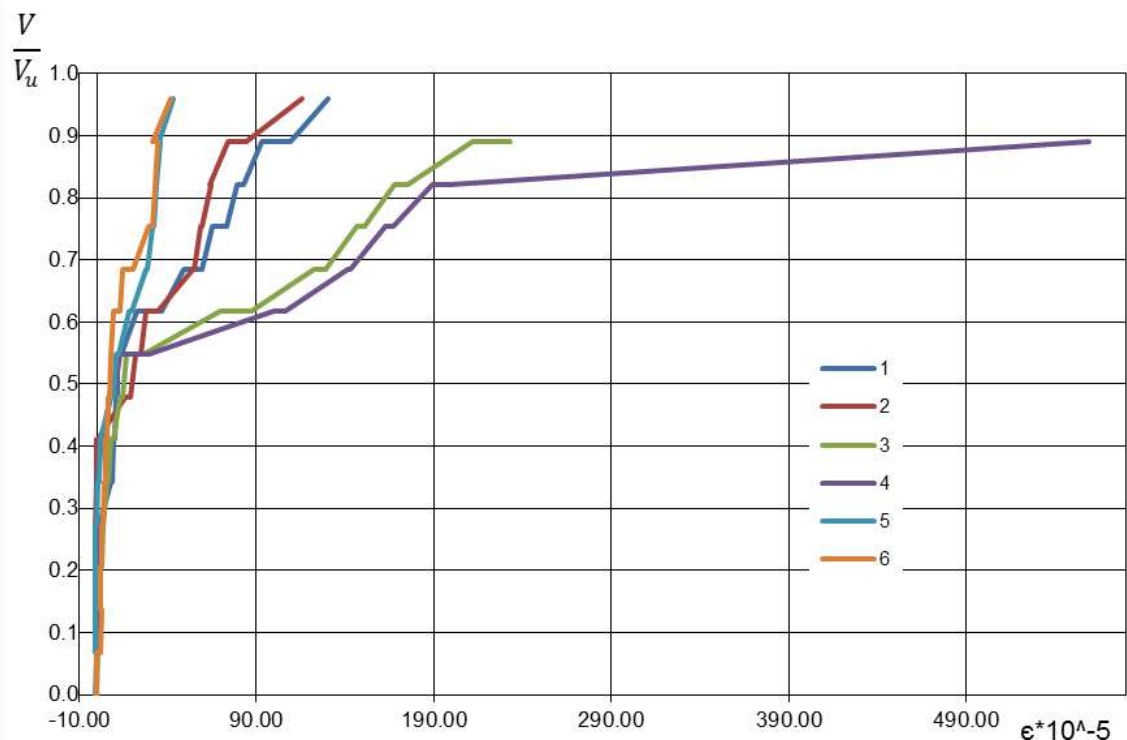


Рис.3.38. Розвиток деформацій поперечної арматури в балці Б0 (тестовий зразок, прогін зрізу 510 мм)

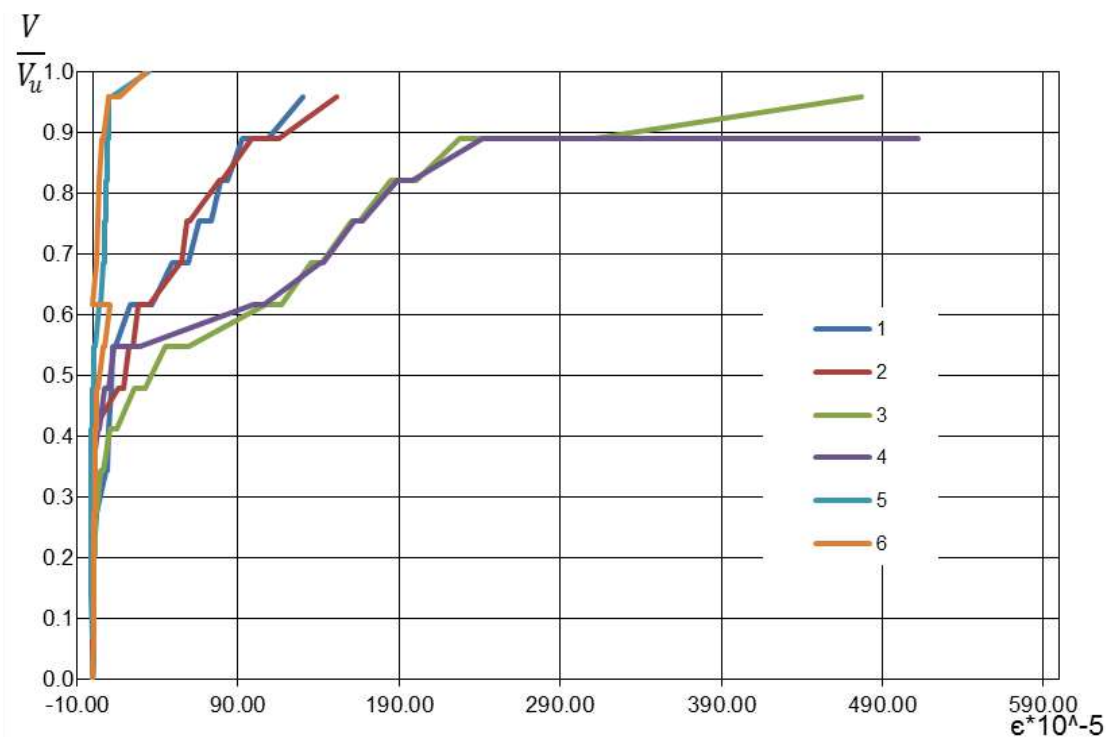


Рис.3.39. Розвиток деформацій поперечної арматури в балці Б1 (прогін зрізу 510 мм)

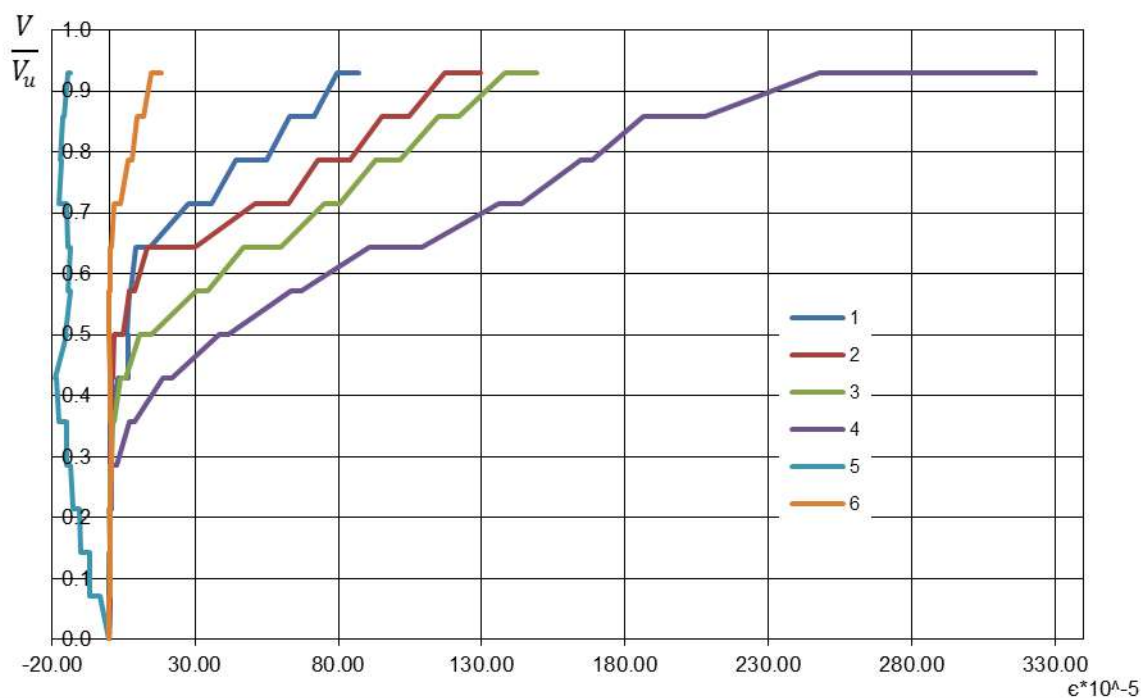


Рис.3.40. Розвиток деформацій поперечної арматури в балці Б2 (прогін зрізу 510 мм)

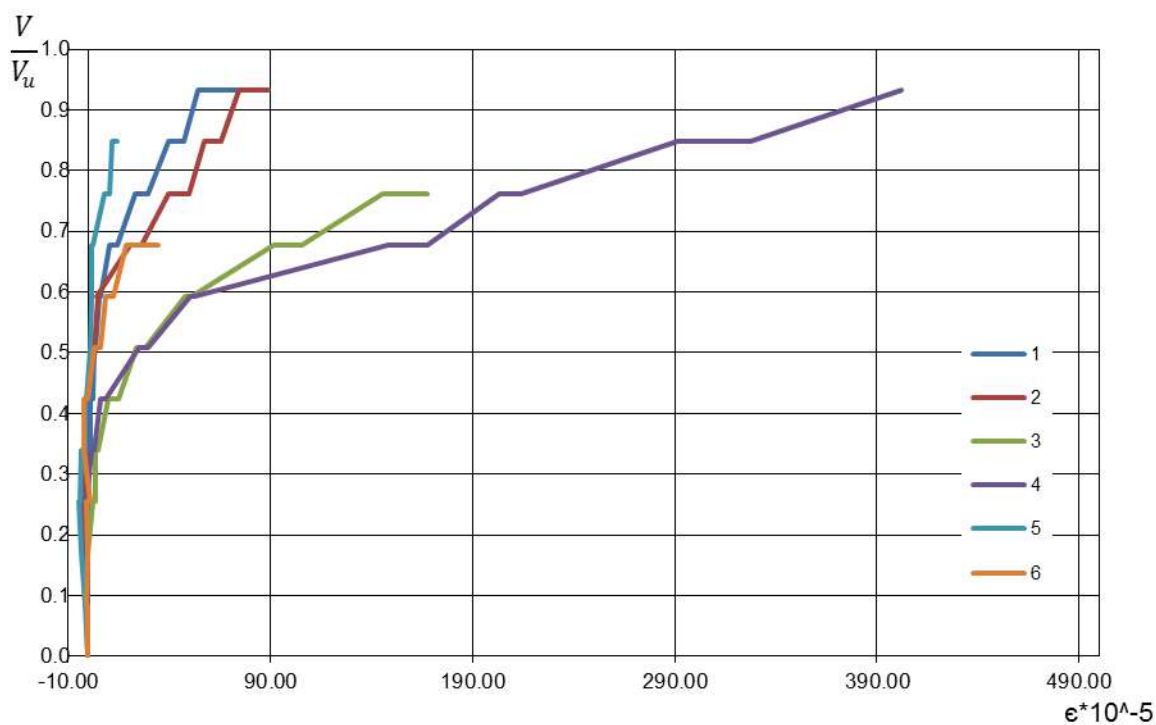


Рис.3.41. Розвиток деформацій поперечної арматури в балці Б3
(прогін зрізу 510 мм)

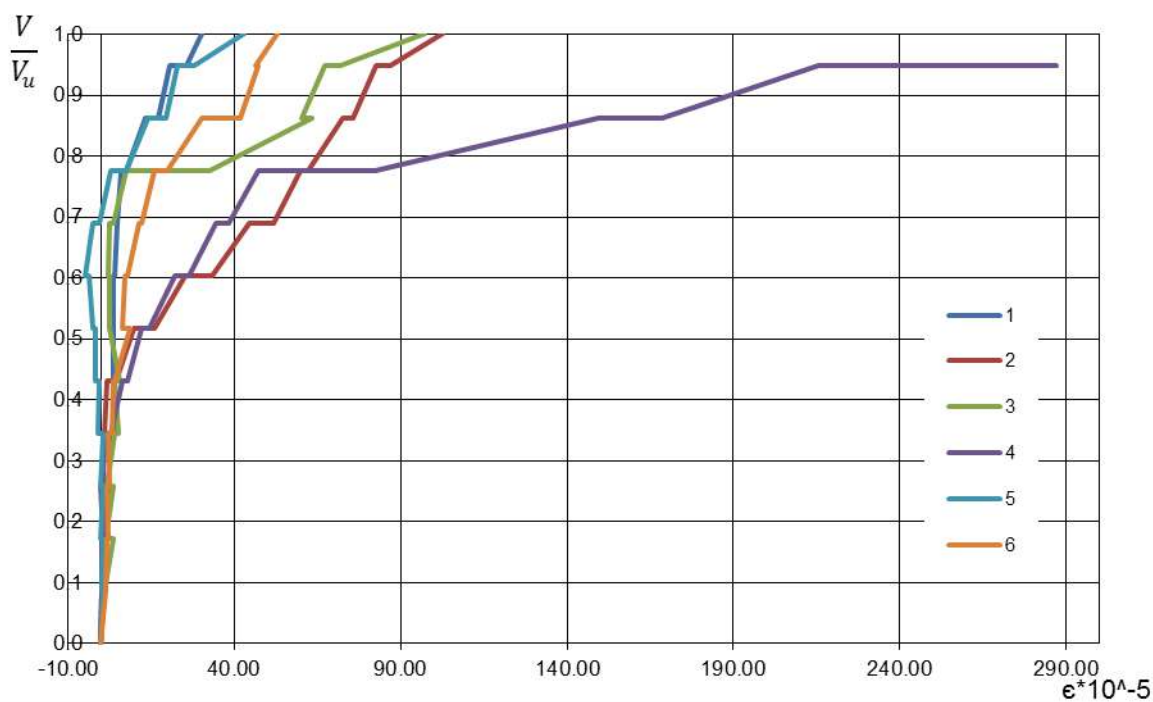


Рис.3.42. Розвиток деформацій поперечної арматури в балці Б4
(прогін зрізу 510 мм)

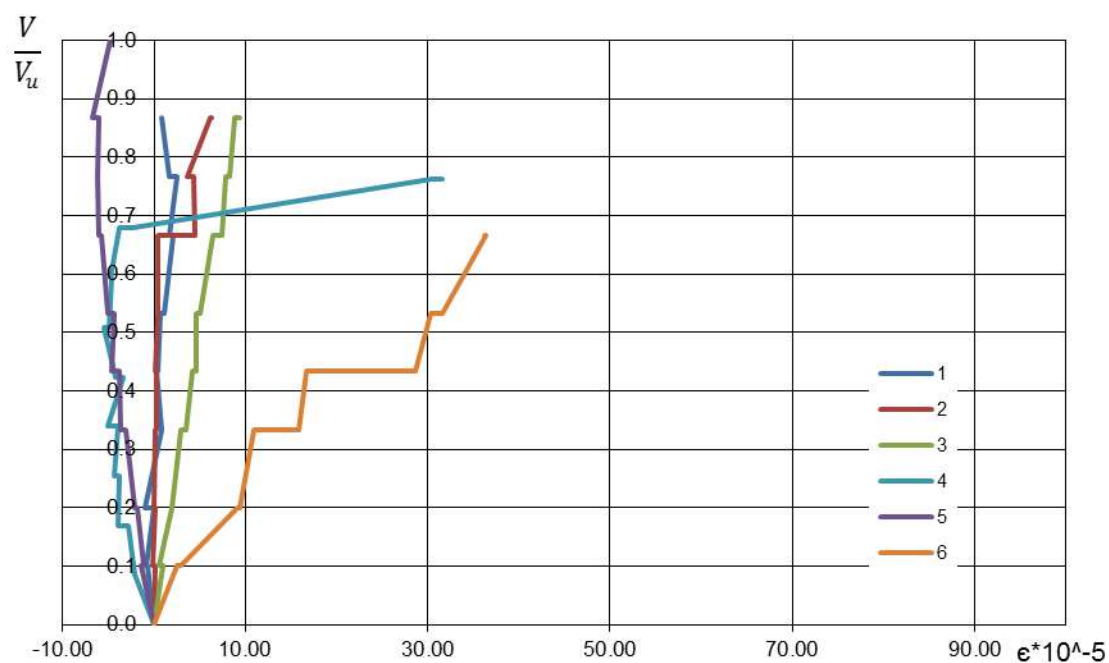


Рис.3.43. Розвиток деформацій поперечної арматури в балці Б5
(прогін зрізу 510 мм)

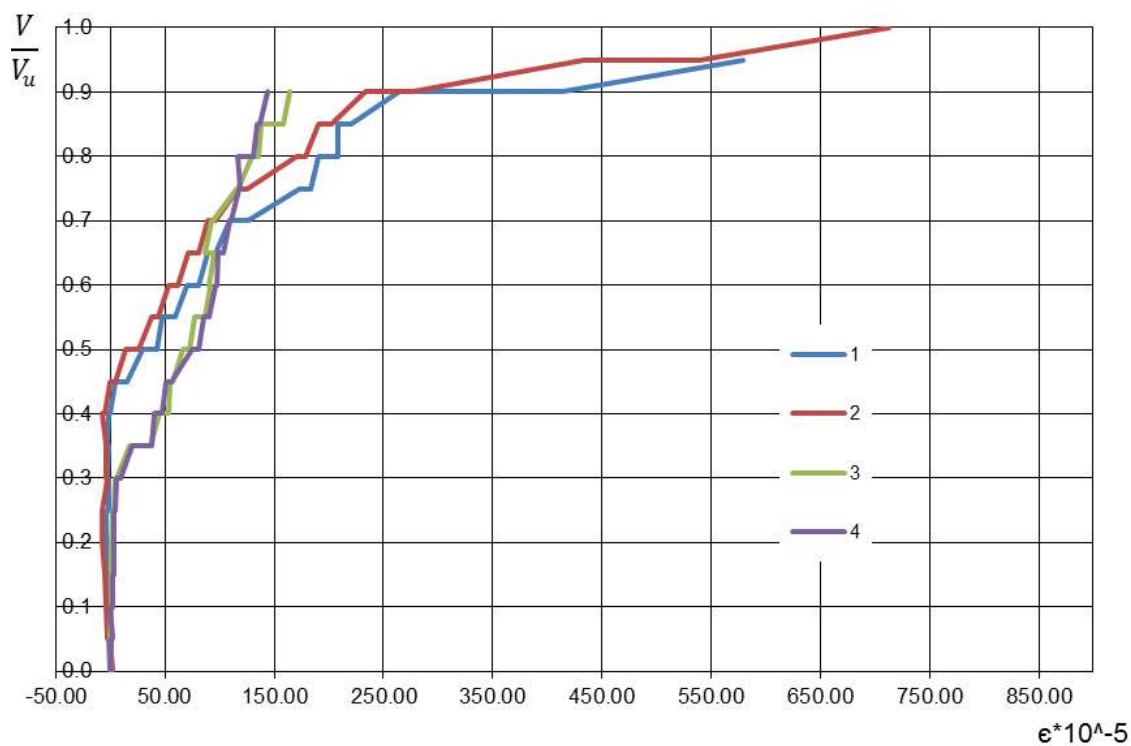


Рис.3.44. Розвиток деформацій поперечної арматури в балці Б6
(прогін зрізу 340 мм)

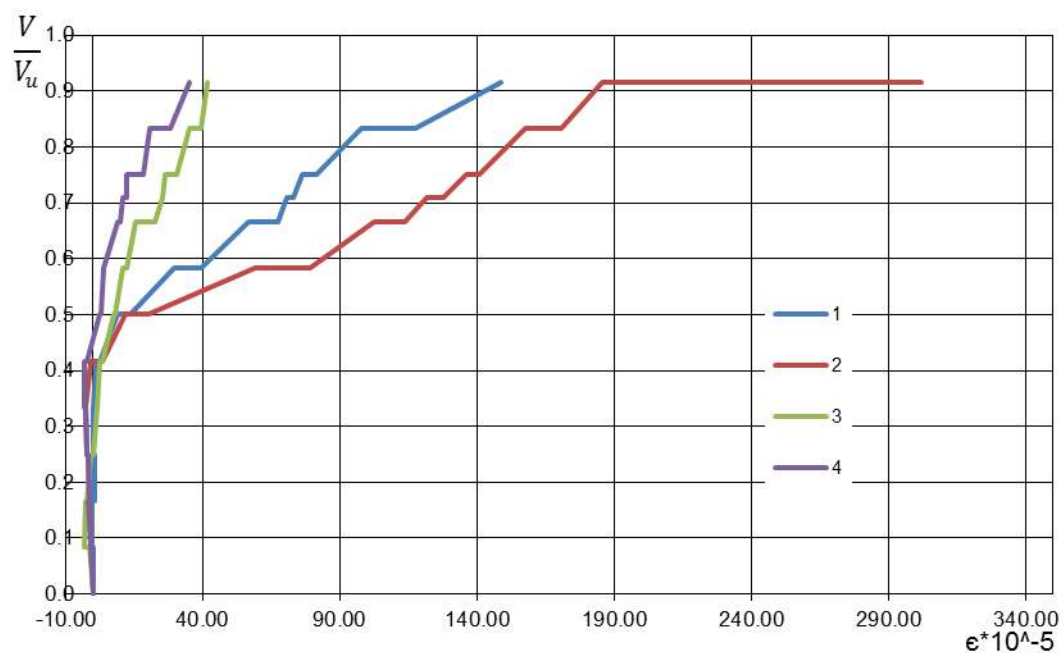


Рис.3.45. Розвиток деформацій поперечної арматури в балці Б7
(прогін зрізу 340 мм)

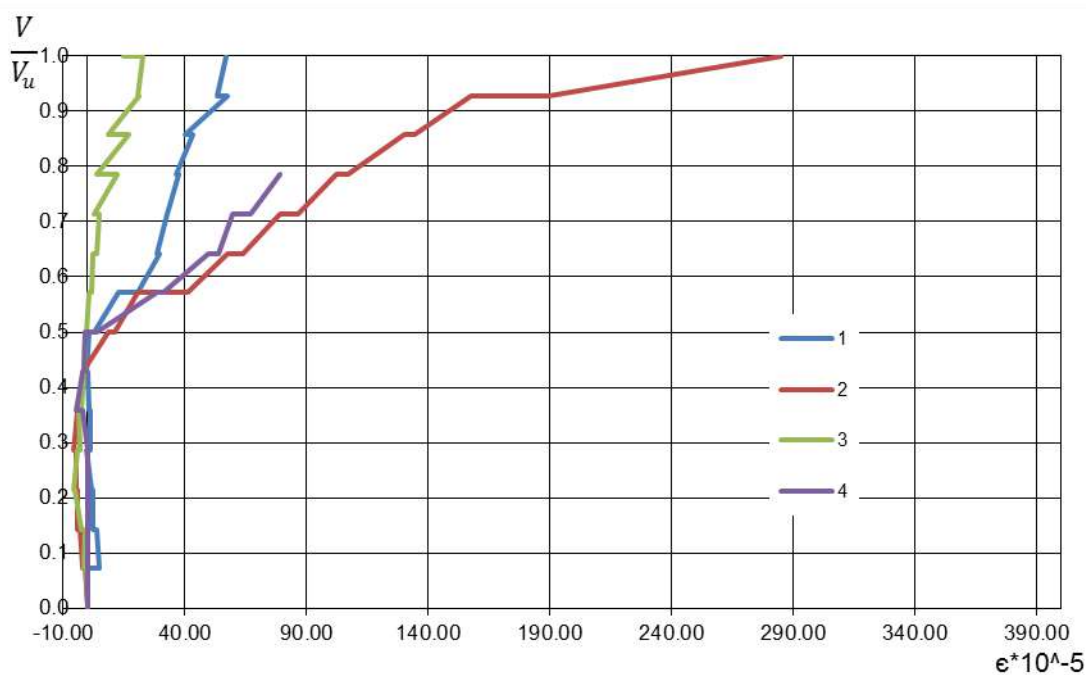


Рис.3.46. Розвиток деформацій поперечної арматури в балці Б8
(прогін зрізу 340 мм)

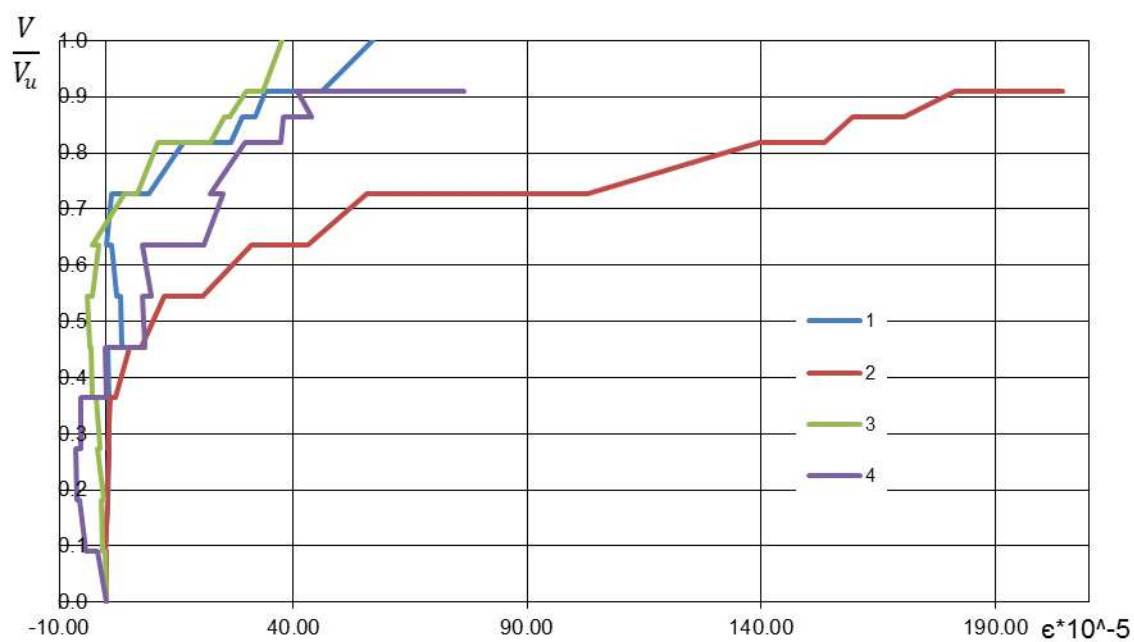


Рис.3.47. Розвиток деформацій поперечної арматури в балці Б9
(прогін зрізу 340 мм)

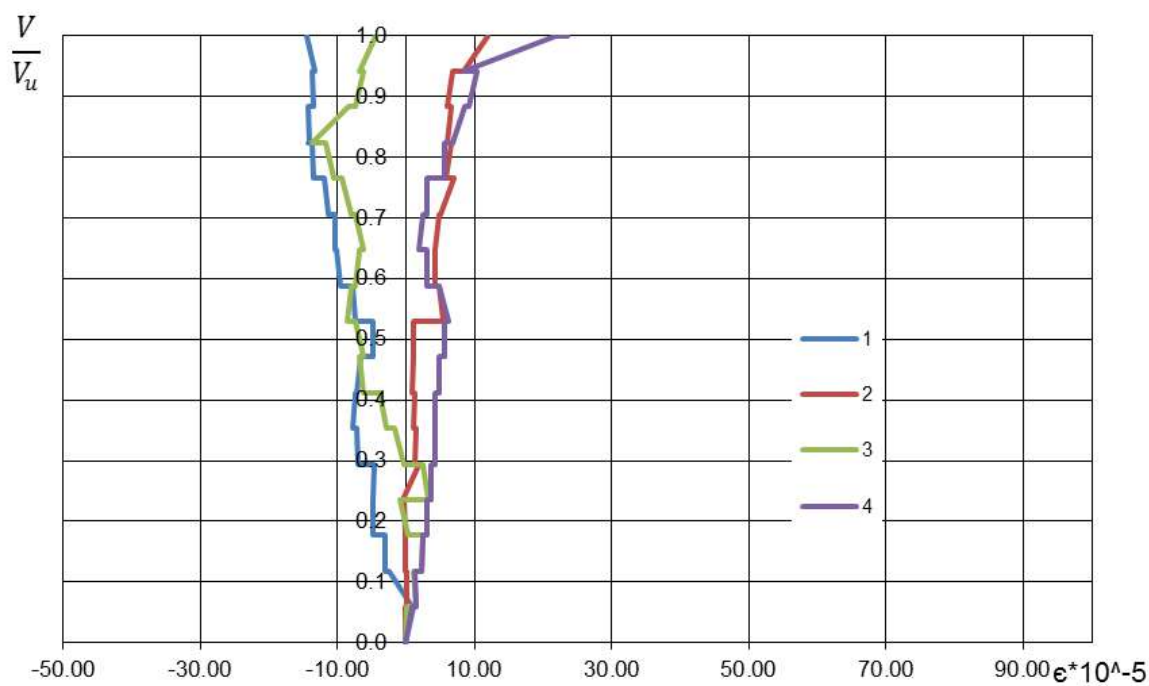


Рис.3.48. Розвиток деформацій поперечної арматури в балці Б10
(прогін зрізу 340 мм)

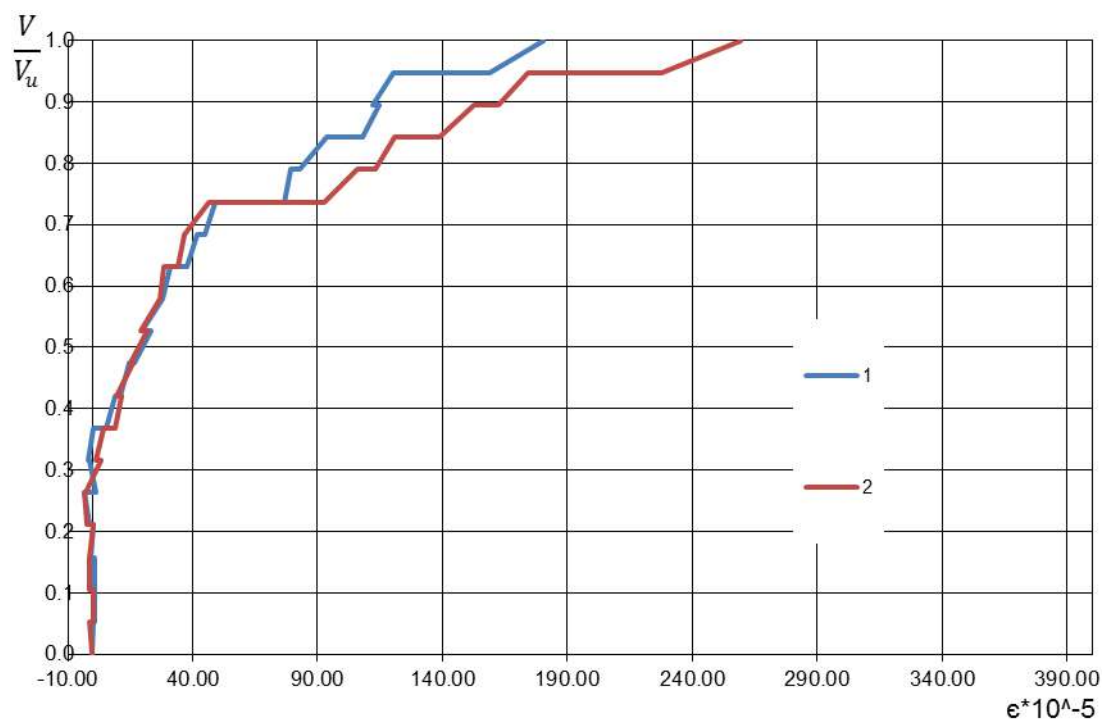


Рис.3.49. Розвиток деформацій поперечної арматури в балці Б11
(прогін зрізу 170 мм)

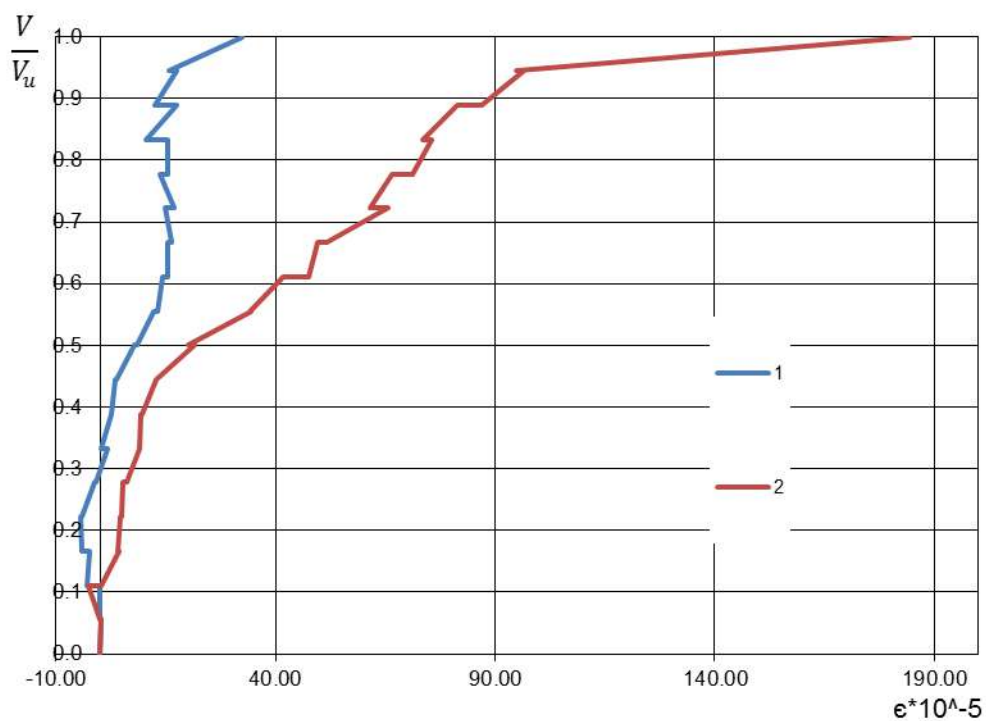


Рис.3.50. Розвиток деформацій поперечної арматури в балці Б12
(прогін зрізу 170 мм)

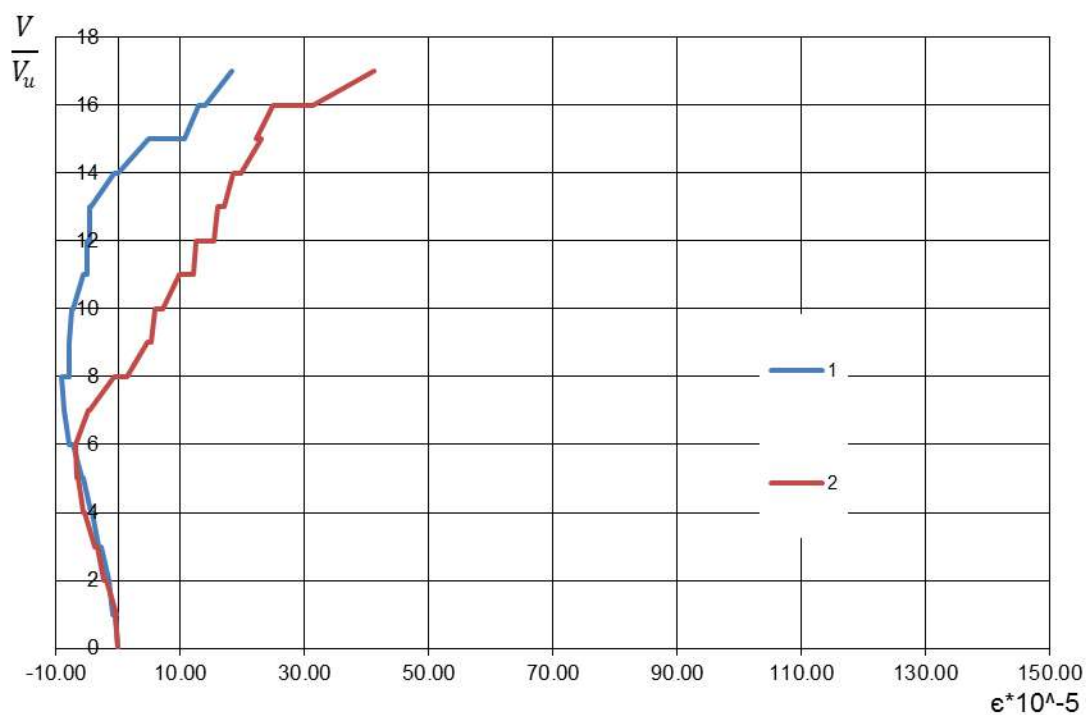


Рис.3.51. Розвиток деформацій поперечної арматури в балці Б13
(прогін зрізу 170 мм)

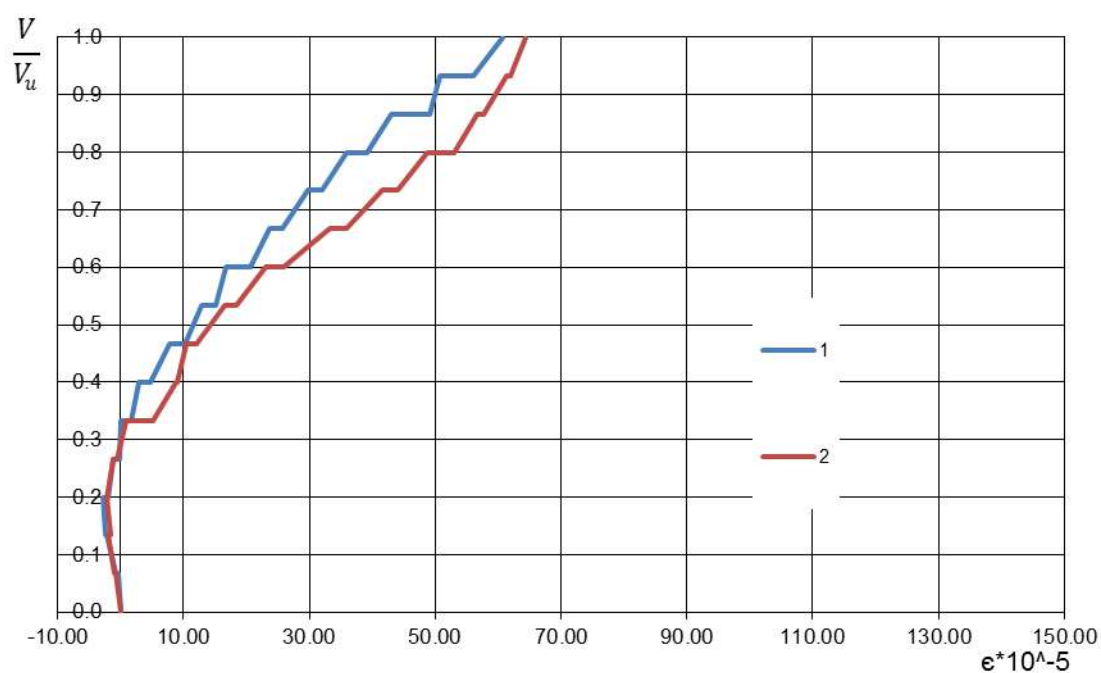


Рис.3.52. Розвиток деформацій поперечної арматури в балці Б14
(прогін зрізу 170 мм)

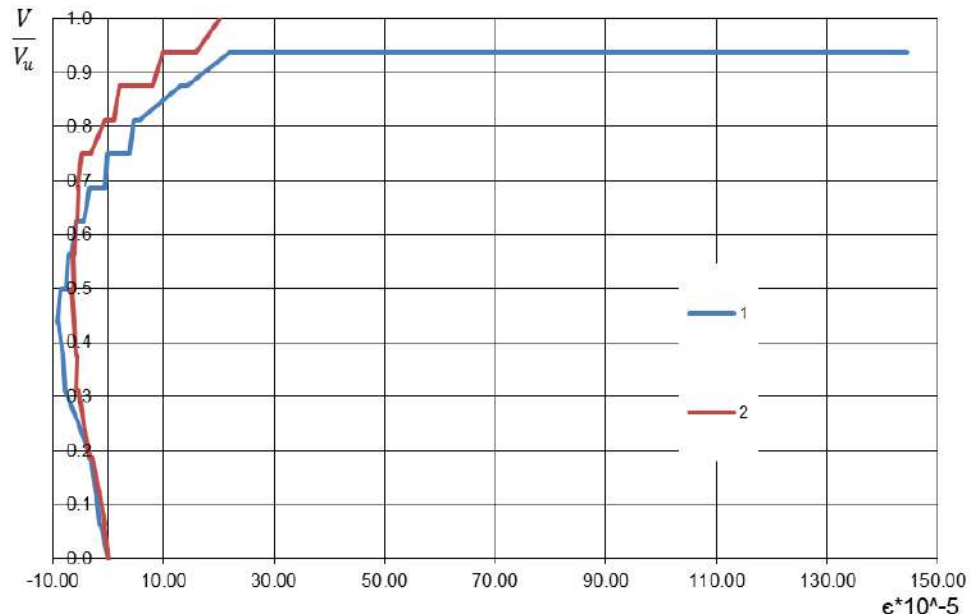


Рис.3.53. Розвиток деформацій поперечної арматури в балці Б15
(прогін зрізу 170 мм)

3.2.3. Аналіз розвитку напружень в арматурі.

Напруження в арматурі визначались виходячи з даних розвитку деформацій в арматурі. Для визначення напружень застосовувалась залежність:

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s. \quad (2.3)$$

Максимальні зафіксовані значення напружень поперечних стрижнів дослідних зразків наведено в табл. 3.7.

Виходячи з отриманих табличних значень можна сказати, що в зразках Б12-Б15(прогін зрізу $a_v = 170$ мм), Б10 (найбільш пошкоджений зразок з прогоном зрізу $a_v = 340$ мм), Б5 (найбільш пошкоджений зразок з прогоном зрізу $a_v = 510$ мм) напруження не досягали межі текучості арматури; в зразках Б9 та Б11 напруження в арматурі досягли межі текучості арматури при рівні (0,85...0,95) V_U ; в зразках Б1-Б4 та Б6-Б8 напруження в арматурі досягли опору розтягнення арматури, а межа текучості була досягнута при рівні (0,85...0,95) V_U .

Таблиця 3.7

Максимальні зафіксовані значення деформацій стиску в бетоні, деформацій розтягу поперечної арматури та напружень в арматурі для дослідних зразків

Шифр	Натуральне значення факторів			Граничні деформації бетону $\varepsilon_c^u \cdot 10^{-5}$	Граничні деформації арматури $\varepsilon_s^u \cdot 10^{-5}$	Граничні напруження арматури σ_s^u , МПа	M_u , кН	V_u , кН
	a_v/d (a_v , мм)	h_l/h , мм (h_l , мм)	$\beta_l/90^\circ$ (β_l , °)					
1	2	3	4	5	10	7	8	9
Б0(тест)	3 (510)	0 (0)	0 (0°)	162	559	1118 (526,7)	30,39	59.54
Б1	3 (510)	0 (0)	0 (0°)	148	512	1024 (526,7)	30,39	59.54
Б2	3 (510)	0,25 (50)	1/3 (30°)	283	323	646 (526,7)	29,14	57.14
Б3	3 (510)	0,25 (50)	2/3 (60°)	401	402	804 (526,7)	24,56	48.16
Б4	3 (510)	0,5 (100)	1/3 (30°)	377	287	574 (526,7)	24,15	47.35
Б5	3 (510)	0,5 (100)	2/3 (60°)	200	36	72	12,49	24.49
Б6	2 (340)	0 (0)	0 (0°)	163	712	1424 (526,7)	29,91	87.98
Б7	2 (340)	0,25 (50)	1/3 (30°)	119	302	604 (526,7)	22,43	65.97

Продовження таблиці 3.7

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Б8	2 (340)	0,25 (50)	2/3 (60°)	177	285	570 (526,7)	20,94	61.58
Б9	2 (340)	0,5 (100)	1/3 (30°)	150	204	408	16,45	48.38
Б10	2 (340)	0,5 (100)	2/3 (60°)	152	24	48	12,71	37.39
Б11	1 (170)	0 (0)	0 (0°)	41	260	520	22,33	131.36
Б12	1 (170)	0,25 (50)	1/3 (30°)	49	184	368	21,16	124.45
Б13	1 (170)	0,25 (50)	2/3 (60°)	86	41	82	19,75	116.15
Б14	1 (170)	0,5 (100)	1/3 (30°)	45	64	128	17,63	103.7
Б15	1 (170)	0,5 (100)	2/3 (60°)	69	144	288	15,05	88.5

Висновки за розділом 3

1. Експериментально отримані фактичні дані фізико-механічних характеристик матеріалів – бетону та арматури, які були використанні для виготовлення дослідних балок. Для бетонних призм отримана залежність “напруження-деформації”. За отриманими результатами встановлено, що бетон відповідає класу С25/30, поздовжня арматура класу А500С, поперечна арматура класу А240С.

2. Проведено випробування дослідних зразків – залізобетонних балок. Всі зразки зруйнувались за похилим перерізом в межах відносного прогону зрізу, що розглядався від переважаючої дії поперечної сили.

3. Отримані експериментальні дані залишкової несучої здатності дослідних зразків. Найбільше навантаження витримали неушкоджені зразки. Зразки з меншим прогоном зрізу витримали більшу поперечну силу ніж аналогічні з більшим. В межах кожного прогону зрізу зразки з більшою площею пошкодження витримували меншу поперечну силу, більше навантаження здатні були сприйняти зразки з меншою висотою пошкодження і більшим кутом нахилу пошкодження ніж зразки з більшою висотою пошкодження і меншим кутом нахилу пошкодження. Несуча здатність при прогоні зрізу $a_v = 510$ мм в ушкоджених зразках Б2, Б3, Б4, Б5 становить 95.9%, 80.8%, 80%, 41% відповідно від несучої здатності неушкодженого Б1; при прогоні зрізу $a_v = 340$ мм в ушкоджених зразках Б7, Б8, Б9, Б10 становить 75%, 70%, 55%, 42.5 % відповідно від несучої здатності неушкодженого Б6; при прогоні зрізу $a_v = 170$ мм в ушкоджених зразках Б12, Б13, Б14, Б15 становить 94.7%, 88.4%, 79%, 67.3% відповідно від несучої здатності неушкодженого Б11.

4. Отримані експериментальні дані навантаження, при якому утворюються перші нормальні та похилі тріщини їх характер розвитку та ширина розкриття для дослідних балок. Простежуються залежність, що зі збільшенням площі пошкодження зменшуються гранична ширина розкриття тріщин, при чому в зразках з меншою висотою пошкодження

і більшим кутом нахилу пошкодження гранична ширина розкриття тріщин більше ніж в зразках з більшою висотою пошкодження і меншим кутом нахилу пошкодження. Встановлена особливість, що в пошкоджених зразках тріщини з протилежної грані ушкодження з'являються раніше на одну або дві ступені завантаження та мають більшу ширину розкриття (балки Б3, Б4, Б8, Б9, Б13, Б14).

5. Отримані експериментальні дані граничних прогинів в дослідних балках. Простежуються залежність, що зі зменшення прогону зрізу зменшуються прогини, пошкодження елемента також зменшують прогин, проте чіткої залежності впливу кута пошкодження на граничний прогин не встановлено.

6. За проведеним математичним аналізом, отриманим за допомогою регресійного аналізу встановлено, що найбільший вплив на граничну поперечну силу чинить прогін зрізу, в менший мірі кут пошкодження та висота пошкодження елемента.

7. Отримані експериментальні дані напружено-деформованого стану дослідних зразків. За цими даними можна відзначити те, що в пошкоджених елементах відбувається зміна положення нейтральної осі в перерізі елемента – вона нахилиється, нижня межа стиснутої зони по неушкодженій грані розташовується вище ніж з ушкодженої та чим більше глибина ушкодження – тим більший цей перекид, нейтральна ось стає, майже, паралельною фронту пошкодження.

8. Отримані експериментальні дані напружень поперечної арматури дослідних зразків. За цими даними можна відзначити, що в зразках Б12-Б15 (усі пошкоджені зразки при найменшому прогоні зрізу $a_v = 170$ мм), Б10 (найбільш пошкоджений зразок з прогоном зрізу $a_v = 340$ мм, та Б5 (найбільш пошкоджений зразок з прогоном зрізу $a_v = 510$ мм) напруження не досягали межі текучості арматури V_U . В зразках Б9 та Б11 напруження в поперечній арматурі досягли межі текучості арматури при рівні $(0,85 \dots 0,95) V_U$; в зразках

Б1-Б4 та Б6-Б8 напруження в арматурі досягли опору розтягнення арматури, а межа текучості і була досягнута при рівні $(0,85 \dots 0,95) V_U$.

Результати досліджень, що викладені в даному розділі, опубліковані в роботах [66, 67, 69, 99, 115, 119].

РОЗДІЛ 4

ВИЗНАЧЕННЯ ЗАЛИШКОВОЇ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ПОХИЛИХ ПЕРЕРІЗІВ ПОШКОДЖЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК

4.1. Моделювання напружено-деформованого стану і визначення залишкової несучої здатності дослідних зразків за допомогою методу скінчених елементів з використанням ПК ЛІРА - САПР

Протягом останніх десятиліть значного розвитку та популярності проектування будівельних конструкцій набули чисельні методи розрахунків (метод кінцевих різниць, варіаційно-різницевий метод, метод зважених нев'язок, метод граничних елементів, метод скінчених елементів тощо), проте найбільшого поширення набув саме метод скінчених елементів з використанням ЕОМ. Для виконання даних розрахунків розроблено значну кількість програмних комплексів, серед них найбільш відомі: ANSYS, ABAQUS, NATRAN, Robot, SCAD Office, ЛІРА-САПР.

Серед комп'ютерних програмних комплексів, які використовують метод скінчених елементів та виконують нелінійний розрахунок, для подальшого дослідження в дисертації було обрано поширений ПК ЛІРА-САПР.

Перевагою цього програмного комплексу, як і подібних, є можливість виконувати розрахунки будівельних конструкцій, елементів, майже, будь-якої форми з будь-якими характеристиками в нелінійній постановці, так як того вимагають сучасні норми проектування.

Проте, при моделюванні дослідних зразків в ПК ЛІРА-САПР існує один істотний недолік – відсутність універсального критерія руйнування елемента при виконанні нелінійного розрахунку, тому граничне зусилля при якому відбувається руйнування елемента залежить саме від того, які показники користувач програмного комплексу обирає за руйнування елемента. В даній роботі за критерій руйнування прийняте досягнення одного або декількох факторів, а саме: досягнення напружень в повздовжній або поперечній

арматурі граничних значень межі текучості визначеної за результатами випробування контрольних зразків стрижнів, досягнення в значимій кількості кінцевих елементів напружень стиснутого бетону (над вершиною похилої тріщини та/або на опорі) граничних значень визначених за результатами випробування контрольних зразків бетонних призм, досягнення надвеликих прогинів.

Для кожного дослідного зразку була створена окрема розрахункова задача. В розрахунковій схемі зразок був зібраний зі скінчених об'ємних елементів типу KE №236 (фізично нелінійний універсальний 8-вузловий параметричний KE) об'ємом до 150 мм³ та найбільшим розміром сторони 6 мм, вузли в розрахунковій схемі являли собою абсолютно жорсткі тіла безкінечно малих розмірів з шістьма ступенями вільності. Загальна кількість елементів сягала 187200 одиниць, вузлів – 202440 одиниць.

В жорсткостях елементів задавались їхні характеристики міцності та деформативності за допомогою кусочно-лінійного закону деформування №14, в якому задавалась діаграма σ - ϵ з фактично отриманими в результаті випробування контрольних зразків показниками напружень σ та деформацій ϵ .

Армування елементів задавалось тими ж об'ємними елементами з так званим "розмазаним армуванням", коли окрім основного матеріалу (бетону) задаються характеристики армуючих матеріалів (повздовжньої та поперечної арматури), відсотку армування, орієнтації арматурних шарів.

Закріплення в розрахунковій схемі було задано з двох кінців зразку: зліва – на ряд вузлів накладались зв'язки, що обмежували переміщення по осі z , справа – по осях z та x .

Навантаження прикладалось рівномірно розподіленим на групу елементів в заданому місці (залежно від прогону зрізу). Розрахунок виконувався нелінійний за кроково-ітераційним методом, що дозволяє навантажувати дослідний зразок ступенями.

За результатами розрахунків отримані значення несучої здатності зразків, які наведено в табл. 4.1. Характер розподілу напружень в елементах простежується за наведеними ізополями напружень (рис.4.1...4.4).

Таблиця 4.1

Результати розрахунку залишкової несучої здатності дослідних зразків в ПК
ЛІРА-САПР

Шифр зразку	Граничне навантаження за результатами моделювання F_u^{lira} , кН	Граничне навантаження за результатами експерименту F_u^{exp} , кН	Гранична поперечна сила за результатами моделювання V_u^{lira} , кН	Гранична поперечна сила за результатами експерименту V_u^{exp} , кН	Різниця $\frac{V_u^{exp} - V_u^{calc}}{V_u^{exp}}$ 100, %
Б1	111,24	121,618	54,51	59,54	8,45
Б2	105,60	116,62	51,74	57,14	9,46
Б3	90,828	98,294	44,51	48,16	7,59
Б4	88,56	96,628	43,39	47,35	8,36
Б5	46,20	49,98	22,64	24,49	7,55
Б6	124,20	133,28	81,97	87,98	6,83
Б7	121,41	99,96	80,13	65,97	-21,46
Б8	79,80	93,296	52,67	61,58	14,46
Б9	78,00	73,304	51,48	48,38	-6,41
Б10	49,56	56,644	32,71	37,39	12,51
Б11	136,50	158,27	113,3	131,36	13,75
Б12	132,60	149,94	110,06	124,45	11,56
Б13	124,80	139,944	103,58	116,15	10,83
Б14	120,90	124,95	100,35	103,70	3,23
Б15	86,85	106,624	72,09	88,50	18,54
\bar{z}			65,68		
σ			10,02		
ν			14,81		

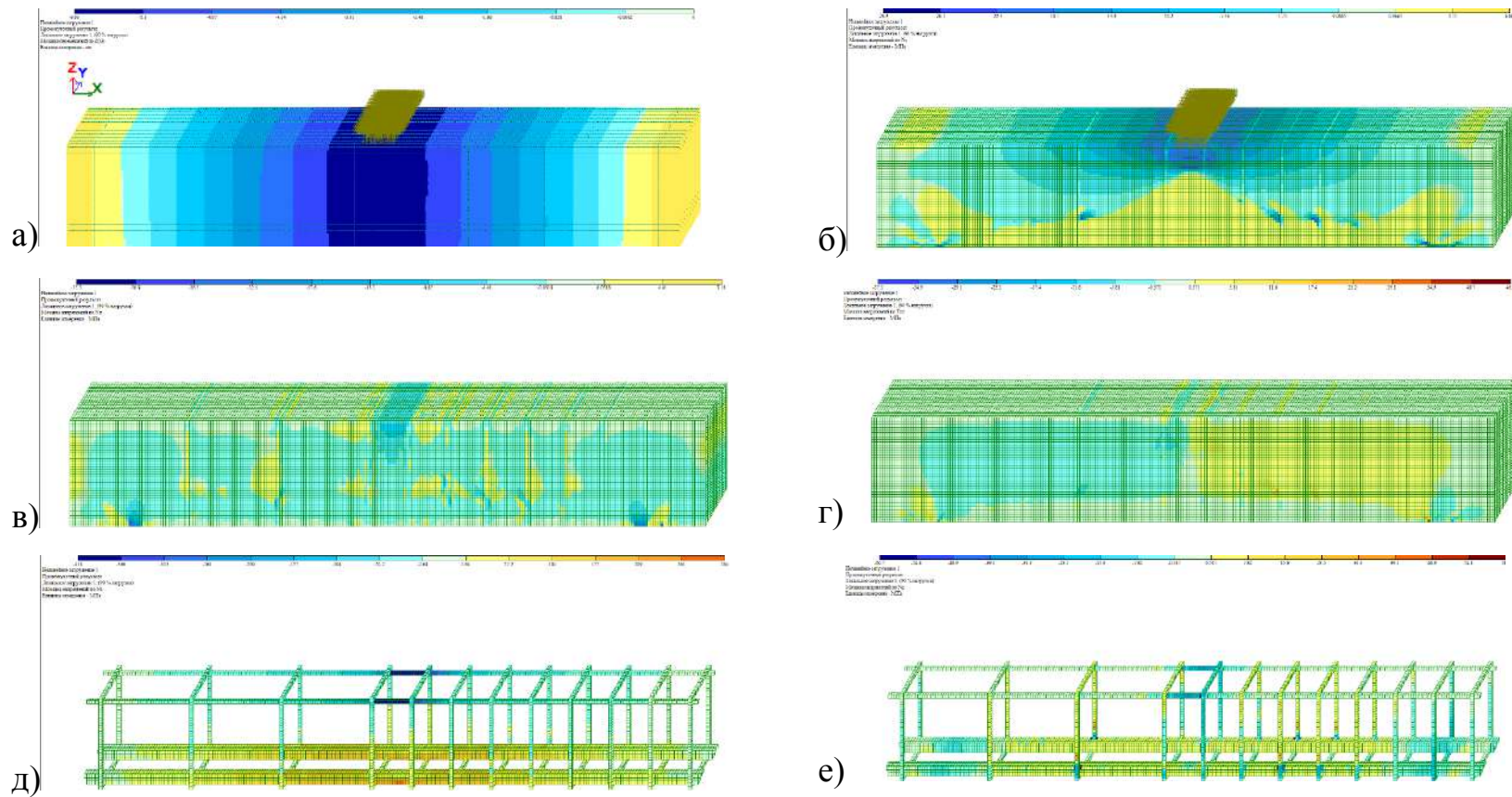


Рис.4.1. Характерний розподіл прогинів та деформацій в неушкоджених зразках:
 а – ізополя переміщень по осі z ; б – ізополя нормальних напружень в бетоні по осі x ; в – те ж по z ; г –
 ізополя дотичних напружень в бетоні по осях xz ; д – ізополя нормальних напружень в арматурі по осі x ; е –
 те ж по z

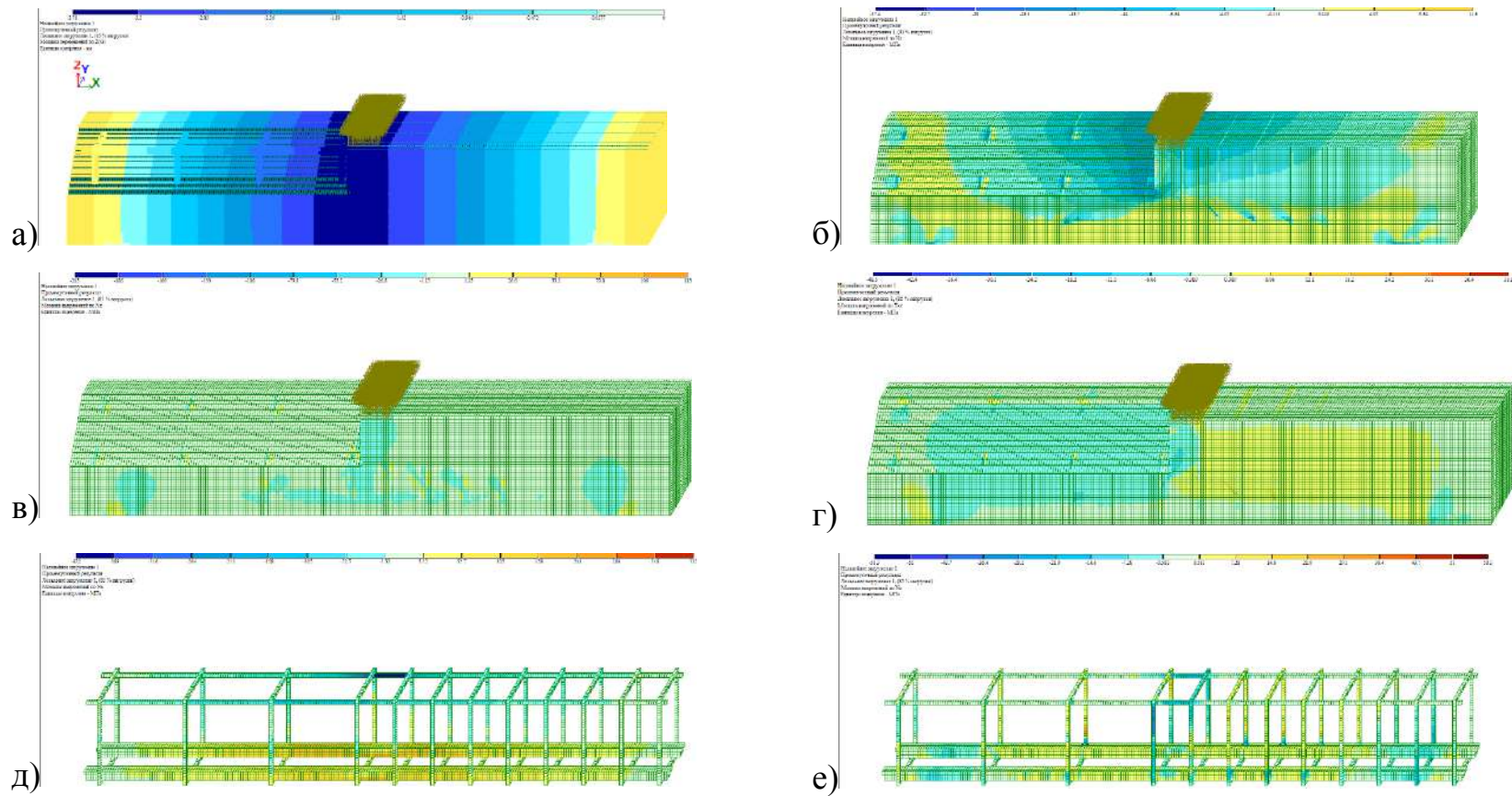


Рис.4.2. Характерний розподіл прогинів та деформацій в неушкоджених зразках:

а – ізополіа переміщень по осі z ; б – ізополіа нормальних напружень в бетоні по осі x ; в – те ж по z ; г – ізополіа дотичних напружень в бетоні по осях xz ; д – ізополіа нормальних напружень в арматурі по осі x ; е – те ж по z

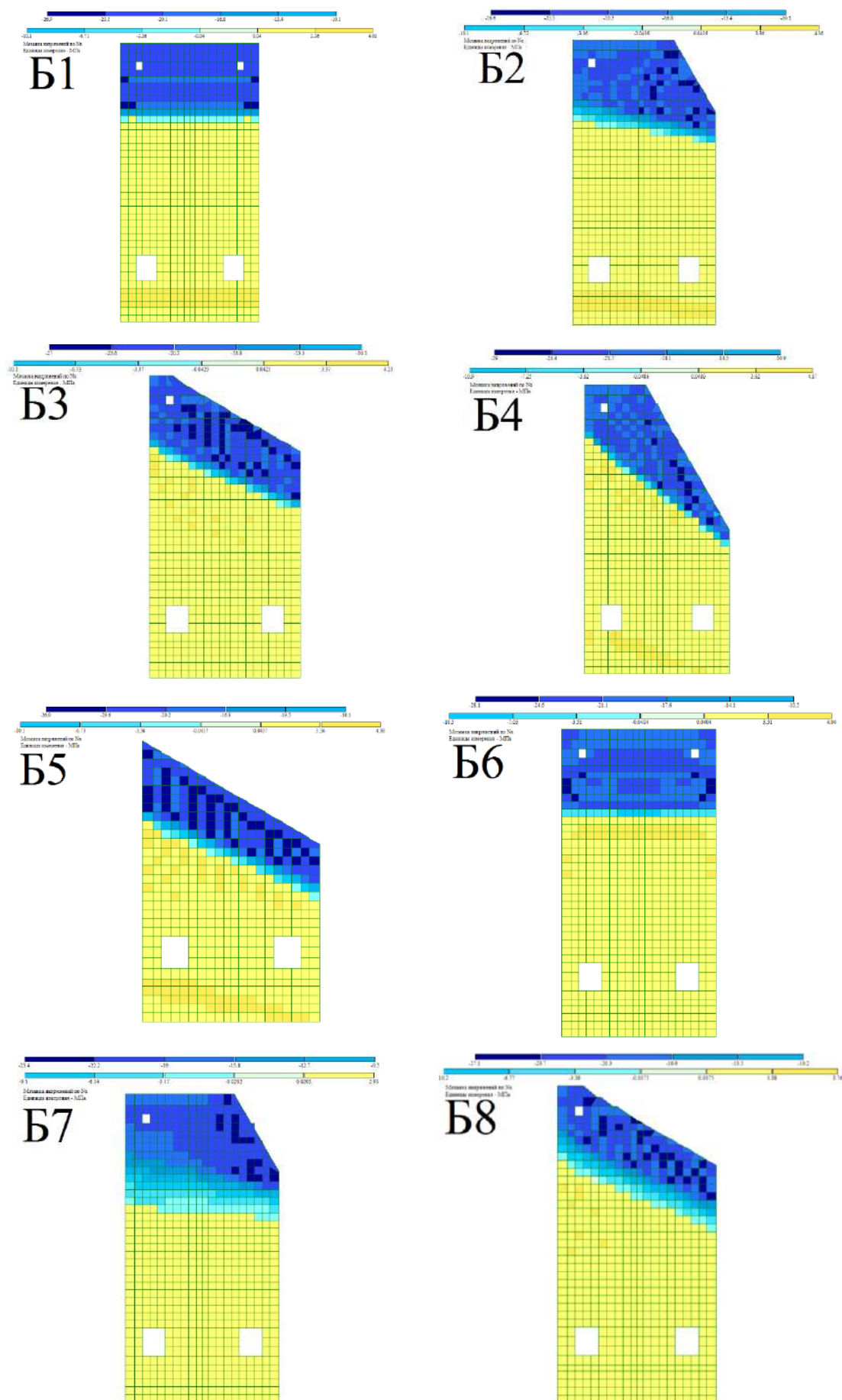


Рис.4.3. Положення нейтральної осі в дослідних зразках Б1...Б8

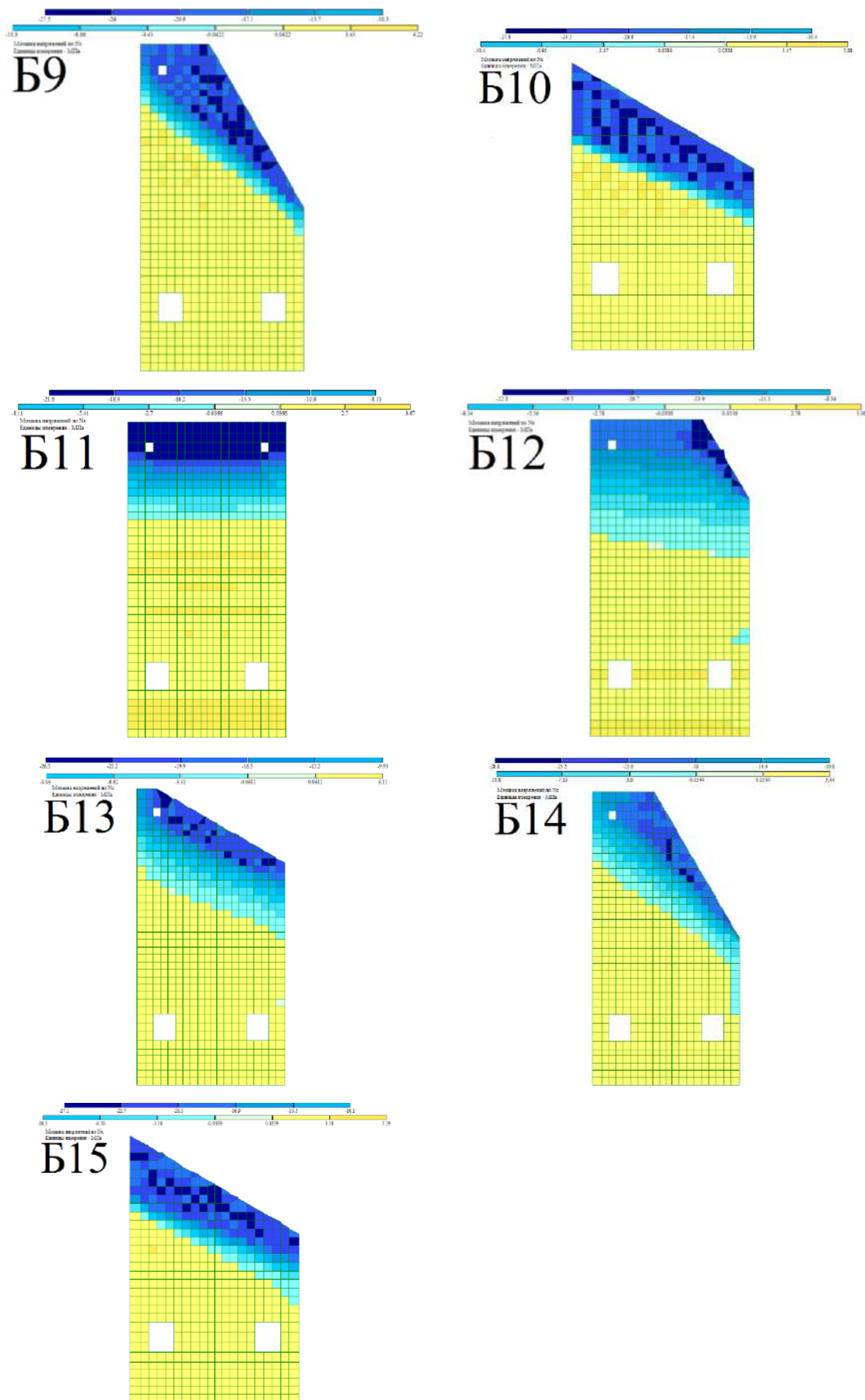


Рис.4.4. Положення нейтральної осі в дослідних зразках Б9...Б15

В табл. 4.1 коефіцієнт варіації v визначався як:

$$v = \frac{\sigma}{\bar{z}} \cdot 100\%, \quad (4.1)$$

де \bar{z} – середнє арифметичне отриманих даних $V_{u,i}^{lira}$;

σ – середньоквадратичне відхилення за отриманими результатами проведених розрахунків, визначається як:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (V_u^{exp} - V_{u,i}^{lira})^2}{N-1}} \cdot 100\%, \quad (4.2)$$

де N – кількість дослідних зразків.

Проаналізувавши отримані дані, можна відзначити, що за результатами моделювання простежується зміна напруженого стану бетону (рис.4.3, 4.4) – відбувається нахил нейтральної осі в пошкоджених елементах, що підтверджує результати експериментальних досліджень (рис.3.34). Розподіл напружень вказує, що руйнування відбувається від дроблення бетону в стиснутій зоні над похилою тріщиною, проте, в зразках Б11...Б14 руйнування відбулось від дроблення бетону на лівій опорі, що не відповідає результатам лабораторних досліджень. Напруження в стрижнях поперечної арматури в жодному зразку не досягали межі текучості, хоча експериментальні дослідження показали, що вони досягали в зразках Б1...Б4, Б6...Б8, Б11. Показники залишкової несучої здатності також дозволяють простежити тенденції їх зміни від величини пошкодження, яка була доведена експериментальними дослідженнями. Загалом різниця між фактичними величинами і результатами моделювання склала в межах 3,2-21,5%, а коефіцієнт варіації 14,8%. Можна зробити висновок, що характер руйнування не завжди співпадав з дійсними результатами лабораторного дослідження, а процес побудови розрахункової схеми, безпосередньо сам розрахунок та аналіз отриманих даних займають доволі великий проміжок часу. Саме

тому, й подалі розробка методики розрахунку таких елементів є важливою і актуальною задачею.

4.2. Теоретичні дослідження залишкової несучої здатності пошкоджених залізобетонних балок прямокутного перерізу за методом фермової аналогії

4.2.1. Передумови розрахунку.

Для опису передумов розрахунку застосовується ряд позначень геометричних характеристик, які наведено на рис.4.5.

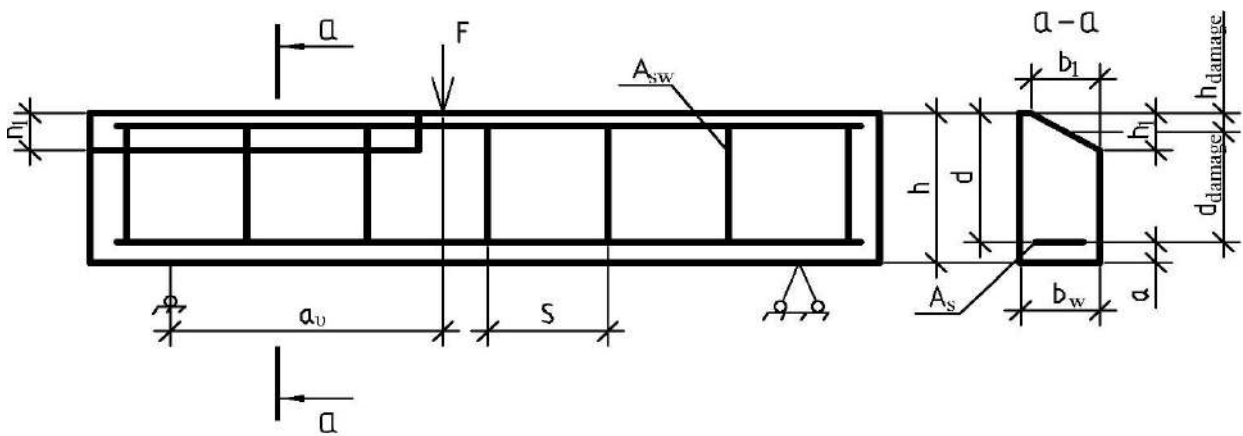


Рис.4.5. Умовні позначення геометричних характеристик

В діючих нормативних документах [61, 62] для визначення несучої здатності похилих перерізів використовується метод фермової аналогії. Згідно цього методу несуча здатність V_{Rd} визначається як:

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s}, \quad (4.3)$$

де $V_{Rd,c}$ – розрахункова величина несучої здатності зсуву для бетону, визначається як більше з виразів (4.4) та (4.5):

$$V_{Rd,c} = (C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100\rho_l f_{ck} - k_1 \cdot \sigma_{cp}}) b_w \cdot d; \quad (4.4)$$

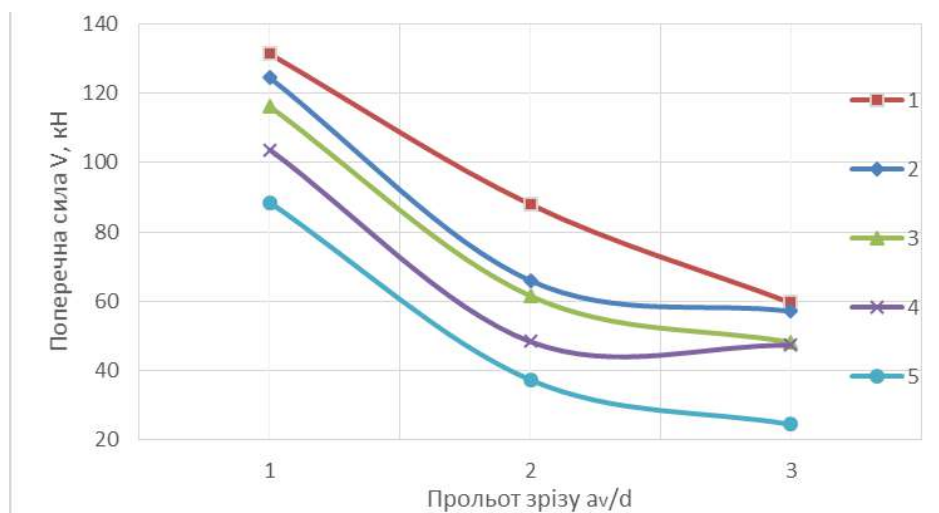
$$V_{Rd,c,min} = \left(0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) b_w \cdot d. \quad (4.5)$$

$V_{Rd,s}$ – розрахункова величина несучої здатності зсуву для поперечного армування, визначається як менша з виразів (4.6) та (4.7):

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta; \quad (4.6)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta}. \quad (4.7)$$

Аналізуючи вплив прольоту зрізу на отриману несучу здатність дослідних зразків (рис.4.6) можна простежити, що несуча здатність зі зменшенням прольоту зрізу збільшується за нелінійною залежністю.



Умовні позначення:

- 1 - Балки Б1, Б6, Б11 (без пошкоджень)
- ◆— 2 - Балки Б2, Б7, Б12 (з глибиною пошкодження 50 мм, та кутом пошкодження 30°)
- ▲— 3 - Балки Б3, Б8, Б13 (з глибиною пошкодження 50 мм, та кутом пошкодження 60°)
- ×— 4 - Балки Б4, Б9, Б14 (з глибиною пошкодження 100 мм, та кутом пошкодження 30°)
- 5 - Балки Б5, Б10, Б15 (з глибиною пошкодження 100 мм, та кутом пошкодження 60°)

Рис.4.6. Вплив прольоту зрізу на несучу здатність похилих перерізів дослідних балок

Це припущення знаходить підтвердження в проведених раніше численних дослідях Дорошкевича Л. О., Залесова О. С., Карпюка В. М., Карп'юка Ф. Р., Гвоздєва О. О. [37, 45, 58, 60, 90] (рис.4.7), проте в чинних нормах [62] збільшення несучої здатності враховується за лінійним виразом:

$$\beta = a_v/2d \quad (4.8)$$

через зменшення поперечної сили V_{Ed} на цю величину, лише при прольоті зрізу менше ніж $0,5d \leq a_v \leq 2d$, а більший не враховується, проте результати експериментальних досліджень свідчать, що прольот зрізу до $a_v/d=3$ має вплив на несучу здатність, зокрема найбільший вплив спостерігається у непошкодженого зразку (Б1), та зразку з найбільшою площею пошкодження (Б5) – зниження до 32-34% порівняно з аналогічними зразками з прогоном зрізу $a_v/d=2$ (Б6 та Б10 відповідно). А при прольоті зрізу $1d$ збільшення міцності зразків перевищує закладене в виразі (4.3).

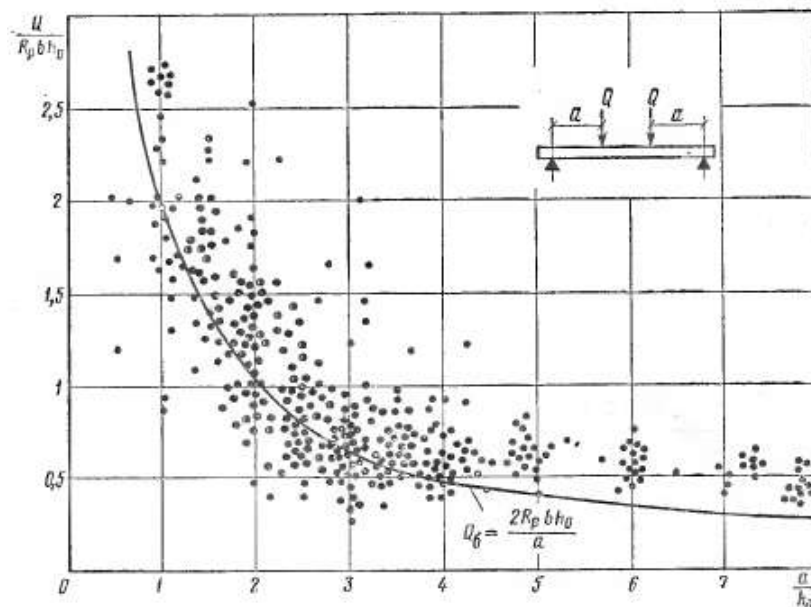


Рис.4.7. Вплив прольоту зрізу на несучу здатність похилих перерізів за [90]

Виходячи з цього для більш точного врахування відносного прогону зрізу (в досліджуваних межах $1d \leq a_v \leq 3d$) рекомендується визначати залежність $1/\beta$ за рис.4.8.

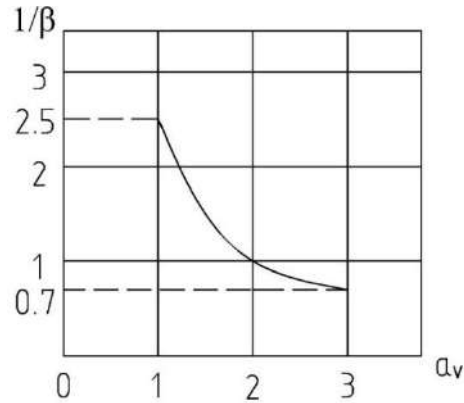


Рис.4.8. Залежність коефіцієнту $1/\beta$ від величини прогону зрізу a_v

Виходячи з наведеного вище вираз (4.3), можна привести до наступного вигляду:

$$V_{Rd} = (V_{Rd,c} + V_{Rd,s}) \frac{1}{\beta}. \quad (4.9)$$

У виразі (4.4) величина $C_{Rd,c}$ – міцність бетону на зріз. Цю величину в діючих нормах [62] рекомендується приймати ріною $0,18/\gamma_c$, або, за наявністю більш точних даних, іншу більш точну величину. В доступних літературних джерелах є більш точні данні, зокрема вона вказана в роботі Мурашко Л. А. [86] та пропонується визначатися залежно від класу бетону за табл. 4.2:

Таблиця 4.2

Значення міцності бетону на зріз $C_{Rd,c}$

Клас бетону	C12/15	C15/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C40/45	C45/55	C50/60
$C_{Rd,c}$, МПа	0,18	0,22	0,26	0,30	0,34	0,37	0,41	0,44	0,48

Оскільки за результатами експериментальних досліджень встановлено, що площа пошкодження впливає на залишкову несучу здатність, то у подальших розрахунках необхідно ввести ряд змін. За рахунок того, що розраховуються пошкоджені елементи та встановлено, що форма пошкодження не є визначальна, а визначальною є його площа тоді в розрахунок слід ввести таку величину як еквівалентна висота пошкодження $h_{damage,eqv}$:

$$h_{damage,eqv} = \frac{A_{damage}}{b_w}. \quad (4.10)$$

Тоді замість робочої висоти елемента d варто застосовувати еквівалентну робочу висоту з врахуванням пошкодження d_{damage} :

$$d_{damage} = h - a - h_{damage,eqv}. \quad (4.11)$$

Насичення перерізу повздожньої арматурою ρ_l тоді визначати за виразом:

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_w \cdot d_{damage}} \leq 0,02. \quad (4.12)$$

Емпіричний коефіцієнт k визначати за виразом (d_{damage} в мм):

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{damage}}} \leq 2,0. \quad (4.13)$$

В наведених виразах (4.3) та (4.4.) в такому випадку, необхідно від площі перерізу елемента ($b_w \cdot d$) віднімати фактичну площу ушкоджень, яку позначимо A_{damage} . Також, оскільки розглядаються елементи без дії

повздожньої сили, то частину $k_1 \cdot \sigma_{cp}$ можна не враховувати. Тоді ці вирази матимуть вид:

$$V_{Rd,c} = (C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100\rho_l f_{ck}})(b_w \cdot d - A_{damage}); \quad (4.14)$$

$$V_{Rd,c,min} = (0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}})(b_w \cdot d - A_{damage}). \quad (4.15)$$

У виразах(4.6) та (4.7) θ – кут нахилу похилої тріщини відносно осі балки, за отриманими результатами експериментальних досліджень для подібних зразків вноситься пропозиція приймати величину $ctg \theta$ залежно від прогону зрізу:

$$ctg \theta = \frac{a_v}{d}. \quad (4.16)$$

Отриману величину $ctg \theta$ слід обмежувати значеннями в межах $1 \leq ctg \theta \leq 2,5$.

Плече внутрішньої пари z приймати:

$$z = 0,9 \cdot d_{damage}. \quad (4.17)$$

Усі інші, не зазначені в запропонованому алгоритмі, розрахункові величини у виразах (4.4)...(4.7) рекомендується приймати за нормами [61, 62].

4.2.2. Алгоритм виконання перевірного розрахунку залишкової несучої здатності похилих перерізів.

За наведеними вище пропозиціями щодо розробки методики з визначення залишкової несучої здатності для зручності проведення подальших розрахунків можна застосувати спеціальний алгоритм, який наведено на рис.4.9.

Варто відзначити, що як і розроблену методику, так і розроблений алгоритм рекомендується застосовувати лише при розрахунках подібних елементів, які було досліджено в даній роботі, для застосування на елементах з іншими характеристиками рекомендується провести більш широкі наукові дослідження.

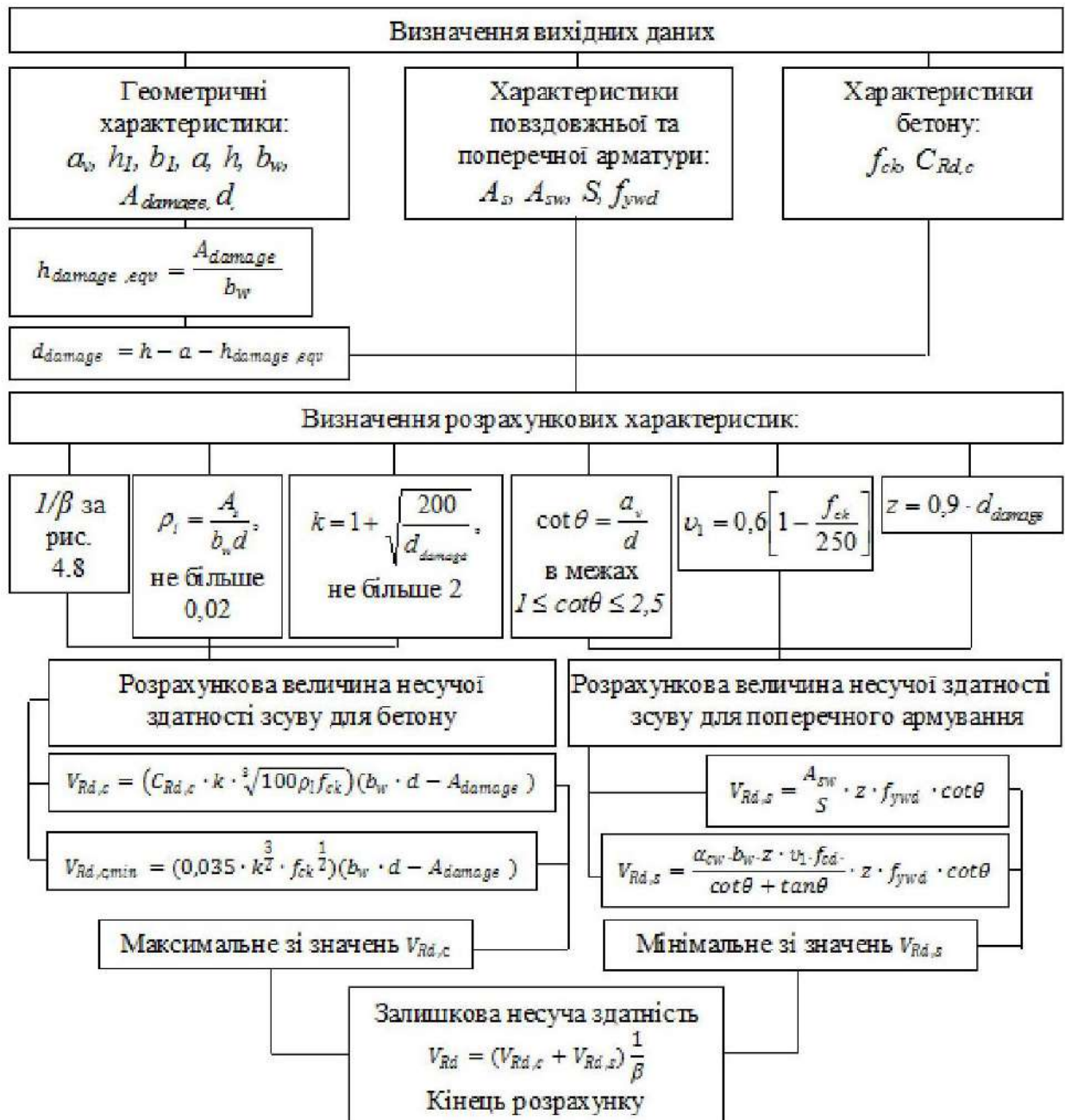


Рис.4.9. Алгоритм визначення залишкової несучої здатності похилих перерізів залізобетонних балок прямокутного перерізу (без дії похвдзовжніх сил)

4.2.3. Результати розрахунку пошкоджених залізобетонних балок прямокутного перерізу.

За розробленою методикою була визначена залишкова несуча здатність за похилими перерізами усіх дослідних зразків, а також виконані розрахунки за методикою, яка наведена в діючих нормативних документах [61, 62]. Отримані результати розрахунків залишкової несучої здатності та їх порівняння наведено в табл. 4.3.

Таблиця 4.3

Порівняння експериментальних даних несучої здатності з результатами за запропонованою методикою

Шифр зразку	Гранична поперечна сила за ДБН В.2.6-98: 2009 [61]* V_{Ed} , кН	Розрахована гранична поперечна сила за запропонованою методикою V_u^{calc} , кН	Гранична поперечна сила за результатами експерименту V_u^{exp} , кН	Різниця $\frac{V_u^{exp} - V_u^{calc}}{V_u^{exp}} \cdot 100\%$, %
1	2	3	4	5
Б1	53,36	54,16	59,54	9,03
Б2	53,36	51,85	57,14	9,26
Б3	53,36	47,23	48,16	1,94
Б4	53,36	44,92	47,35	5,12
Б5	53,36	31,38	24,49	-28,13
Б6	53,36	69,36	87,98	21,16
Б7	53,36	66,40	65,97	-0,66
Б8	53,36	60,49	61,58	1,76
Б9	53,36	57,53	48,38	-18,91
Б10	53,36	44,83	37,39	-19,91
Б11	106,72	133,40	131,36	-1,55
Б12	106,72	127,70	124,45	-2,61

Продовження таблиці 4.3

1	2	3	4	5
Б13	106,72	116,30	116,15	-0,13
Б14	106,72	110,60	103,70	-6,65
Б15	106,72	77,29	88,50	12,66
\bar{z}	71,50	72,90		
σ	16,91	7,49		
ν	23,78	10,30		

Примітка. * – розрахунок проводився для всіх зразків, як неушкоджених, оскільки жодних вказівок по розрахунку ушкоджених в нормах не виявлено.

В табл. 4.3 коефіцієнт варіації визначався аналогічно виразу (4.1), як для табл. 4.1 для порівняння результатів розрахунку залишкової несучої здатності в ПК ЛІРА-САПР.

Як можна побачити, отримані дані при порівнянні результатів експериментальних значень та розрахованих за запропонованою методикою значень відрізняються в межах від 0,13% до 28,13% та в результаті отриманий коефіцієнт варіації ν на рівні 10,3% (на відміну від отриманого з розрахунків за методикою нормативних документів [61, 62], при якій коефіцієнт варіації ν на рівні 23.78%) вказують на те, що розроблена методика є досить надійною, точною та може використовуватись в подальших практичних розрахунках для визначення залишкової несучої здатності пошкоджених в процесі експлуатації елементів.

Висновки за розділом 4

1. Виконане чисельне моделювання напружено-деформованого стану дослідних зразків та визначено їх залишкову несучу здатність за допомогою нелінійного розрахунку методом скінчених елементів в програмному середовищі ПК ЛІРА – САПР.

2. Відтворені чисельним моделюванням результати лабораторних досліджень показали задовільну збіжність при визначенні залишкової несучої здатності, різниця між результатом, отриманим шляхом моделювання, і лабораторними результатами знаходиться в межах від 3,2% до 21,5%, коефіцієнт варіації v при цьому склав 14,8%. При оцінюванні напружено-деформованого стану дослідних зразків встановлено, що характер деформування бетону та арматурних стрижнів також відповідають експериментальним даним, проте деформації в хомутах не досягали межі текучості на відміну від випробуваних зразків Б1...Б4, Б6...Б8 та Б11. Характер руйнування в зразках з найменшим прогоном зрізу Б11...Б14 – вказує на руйнування бетону на опорі, що не співпадає з фактичним характером руйнування. Характер розподілу деформацій бетону в частині балки під навантаженням підтверджує отримані дані лабораторних досліджень про зміну положення нейтральної осі – відбувається її нахил у бік пошкодження та стає положення осі стає майже паралельним фронту пошкодження.

3. Загалом, близькі при моделюванні дослідних зразків значення залишкової несучої здатності вказують на доцільність використання такого розрахунку, проте через тривалий процес створення задачі, часу необхідного для розрахунку та аналізу актуальним постає розробка більш простої методики розрахунку.

4. Чинними нормами [61, 62] не передбачено розрахунок залишкової несучої здатності в пошкоджених зразках, проте методика визначення несучої здатності похилих перерізів є доволі простою. Тому, на основі цих норм розроблено пропозиції щодо вдосконалення нормативної методики, завдяки чому з'являється можливість проводити розрахунки також і пошкоджених елементів та створено алгоритм розрахунку, за яким швидко та зручно можна проводити обчислення.

5. Проведені за запропонованою методикою розрахунки дослідних зразків показали близькі значення в порівнянні з експериментальними

даними, про що свідчить коефіцієнт варіації v , який склав 10,3% (при абсолютній різниці в межах від 0,1% до 28,1%). Розроблена методика має велике практичне значення, оскільки її використання дасть змогу при проектуванні обирати найбільш економічно вигідний і обґрунтований метод ремонту або підсилення пошкоджених в процесі експлуатації залізобетонних балок.

Результати досліджень, що викладені в даному розділі, опубліковані в роботах [66, 69, 84, 115].

РОЗДІЛ 5

ВИЗНАЧЕННЯ ЗАЛИШКОВОЇ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ПРЯМОКУТНОГО ПЕРЕРІЗУ З ПОШКОДЖЕННЯМИ

5.1. Приклади розрахунку за похилими перерізами пошкоджених залізобетонних балок прямокутного перерізу

В якості прикладів розрахунку залишкової несучої здатності похилих перерізів можна розглянути дослідні зразки. Спершу розглянемо зразок зі сколом бетону не на всю ширину елемента та при найбільшому прогоні зрізу – Б4.

Для цього зразку вихідними даними є: довжина $l = 1,2$ м, робочий проліт $l = 1,0$ м, висота перерізу $h = 0,2$ м, ширина перерізу $b = 0,1$ м, захисний шар бетону $a = 30$ мм, висота пошкодження $h_I = 100$ мм, кут нахилу пошкодження 60° (ширина пошкодження $b_I = 58$ мм). Усі геометричні розміри балки Б4 та схема армування наведені рис.5.1. Фактична міцність бетону на стиск $f_{ck} = 24,55$ МПа. Повздовжня арматура – А500С 2 стрижні $\varnothing 18$ мм, поперечна арматура – А240С 2 стрижні $\varnothing 6$ мм ($f_{ywd} = 312$ МПа) розташовані з кроком $S = 170$ мм. Оскільки відсутні напруження в стиснутому поясі, то приймаємо коефіцієнт $\alpha_{cw} = 1$.

При визначенні залишкової несучої здатності скористаємось алгоритмом, наведеним на рис.4.9.

Визначаємо усі необхідні для подальших розрахунків геометричні характеристики:

- площа пошкодження A_{damage} :

$$A_{damage} = \frac{h_1 \cdot b_1}{2} = \frac{100 \cdot 58}{2} = 2900 \text{ мм}^2. \quad (5.1)$$

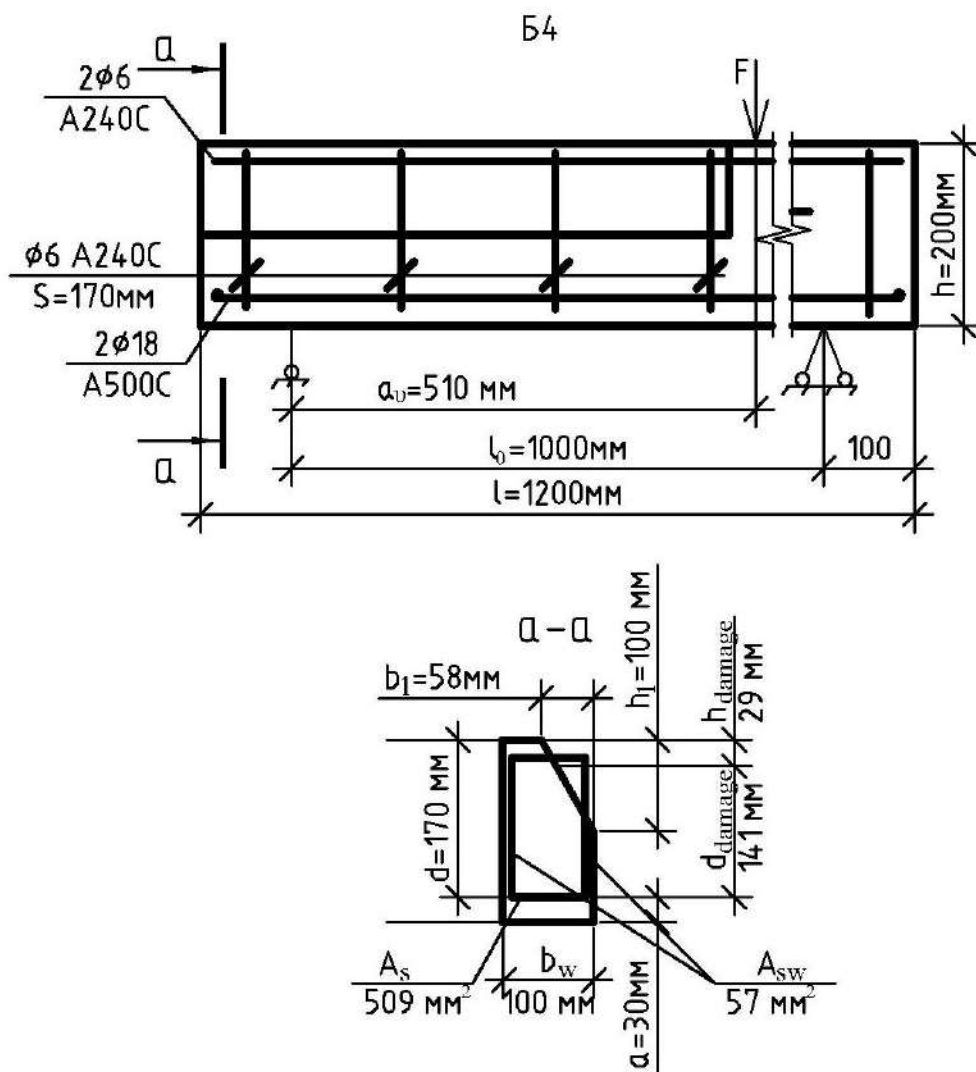


Рис.5.1. Вихідні дані для зразка Б4

- приведена висота пошкодження h_{damage} :

$$h_{damage} = \frac{A_{damage}}{b_w} = \frac{2900}{100} = 29 \text{ мм.} \quad (5.2)$$

- тоді, робоча висота перерізу d та приведена робоча висота перерізу d_{damage} :

$$d = h - a = 200 - 30 = 170 \text{ мм.} \quad (5.3)$$

$$d_{damage} = h - a - h_{damage} = 200 - 30 - 29 = 141 \text{ мм.} \quad (5.4)$$

З використанням табл. 4.2 визначаємо міцність бетону на зріз $C_{Rd,c} = 0,3$ МПа.

Тепер за наявності усіх геометричних характеристик визначаємо інші розрахункові характеристики.

За рисунком 4.8 при величині прогону зрізу $a_v = 3$ встановлюємо коефіцієнт $1/\beta = 0,7$.

Насичення перерізу пошкодженої балки повздожньою арматурою ρ_l становить:

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_w \cdot d_{damage}} = \frac{509}{100 \cdot 141} = 0,03. \quad (5.5)$$

Остаточно величина ρ_l приймається не більше 0,02.

Емпіричний коефіцієнт k :

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{damage}}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{141}} = 2,09. \quad (5.6)$$

Остаточно коефіцієнт k приймається не більше ніж 2.

Розрахункову величину несучої здатності зсуву бетону $V_{Rd,c}$, приймаємо як більшу з величин:

$$V_{Rd,c} = (C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100\rho_l f_{ck}})(b_w \cdot d - A_{damage}) = (0,3 \cdot 2 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,02 \cdot 24,55})(100 \cdot 170 - 2900) = 30,98 \text{ кН}; \quad (5.7)$$

$$V_{Rd,c,min} = (0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}})(b_w \cdot d - A_{damage}) = (0,035 \cdot 2^{\frac{3}{2}} \cdot 24,55^{\frac{1}{2}})(100 \cdot 170 - 2900) = 8,34. \quad (5.8)$$

Остаточно приймаємо $V_{Rd,c} = 30,98$ кН.

Величину куту нахилу похилої тріщини відносно повздовжньої осі балки θ знаходимо через величину $ctg \theta$, яка обмежуються $1 \leq ctg \theta \leq 2,5$ та визначається як:

$$ctg \theta = \frac{a_v}{d} = \frac{510}{170} = 3. \quad (5.9)$$

Остаточно приймаємо $ctg \theta = 2,5$, тоді $\theta = 21,8^\circ$.

Плече внутрішньої париз приймаємо:

$$z = 0,9 \cdot d_{damage} = 0,9 \cdot 141 = 126,9. \quad (5.10)$$

Визначаємо безрозмірний коефіцієнт зниження міцності бетону з тріщинами при зсуві:

$$v_1 = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{24,55}{250}\right] = 0,541. \quad (5.11)$$

Розрахункову величину несучої здатності зсуву $V_{Rd,s}$, для поперечного армування, визначається як менше з:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot ctg \theta = \frac{57}{170} \cdot 126,9 \cdot 312 \cdot 2,5 = 33,19 \text{ кН}; \quad (5.12)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{cctg \theta + tg \theta} = \frac{1 \cdot 100 \cdot 126,9 \cdot 0,541 \cdot 24,55}{2,5 + 0,4} = 58,12 \text{ кН}. \quad (5.13)$$

Остаточно приймаємо $V_{Rd,s} = 33,19$ кН.

Тоді залишкова несуча здатність елемента V_{Rd} становитиме:

$$V_{Rd} = (V_{Rd,c} + V_{Rd,s}) \frac{1}{\beta} = (30,98 + 33,19) \cdot 0,7 = 44,92 \text{ кН}. \quad (5.14)$$

Розглянемо зразок зі сколом бетону на всю ширину елемента та при найменшому прогоні зрізу – Б15.

Для цього зразку вихідними даними є: довжина $l = 1,2$ м, робочий проліт $l = 1,0$ м, висота перерізу $h = 0,2$ м, ширина перерізу $b = 0,1$ м, захисний шар бетону $a = 30$ мм, висота пошкодження $h_1 = 100$ мм, кут нахилу пошкодження 60° (висота пошкодження з протилежної грані $h_2 = 43$ мм), усі геометричні розміри балки Б15 наведені та схема армування наведені на рис.5.2. Фактична міцність бетону на стиск $f_{ck} = 24,55$ МПа. Повздовжня арматура – А500С 2 стрижні $\varnothing 18$ мм, поперечна арматура – А240С 2 стрижні $\varnothing 6$ мм ($f_{ywd} = 312$ МПа) розташовані з кроком $S = 170$ мм. Оскільки відсутні напруження в стиснутому поясі то приймаємо коефіцієнт $\alpha_{cw} = 1$.

Спочатку визначаються усі дані, необхідні для подальших розрахунків геометричні характеристики:

- площа пошкодження A_{damage} :

$$A_{damage} = h_2 \cdot b_w + \frac{(h_1 - h_2) \cdot b_w}{2} = 43 \cdot 100 + \frac{(100 - 43) \cdot 100}{2} = 7150 \text{ мм}^2. \quad (5.15)$$

- приведена висота пошкодження h_{damage} :

$$h_{damage} = \frac{A_{damage}}{b_w} = \frac{7150}{100} = 71,5 \text{ мм}. \quad (5.16)$$

-тоді, робоча висота перерізу d та приведена робоча висота перерізу d_{damage} :

$$d = h - a = 200 - 30 = 170 \text{ мм}. \quad (5.17)$$

$$d_{damage} = h - a - h_{damage} = 200 - 30 - 71,5 = 98,5 \text{ мм}. \quad (5.18)$$

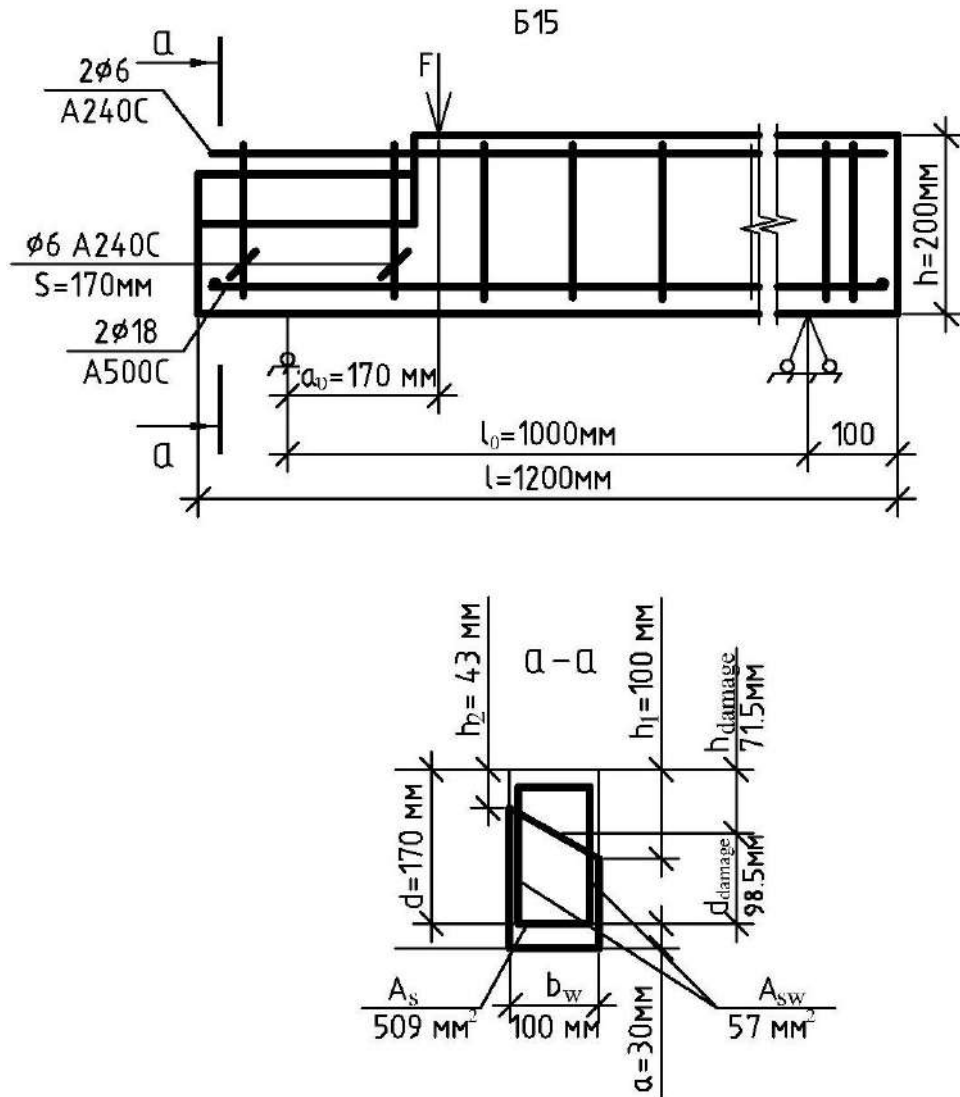


Рис.5.2. Вихідні дані для зразку Б15

З використанням табл. 4.2 визначаємо міцність бетону на зріз $C_{Rd,c} = 0,3$ МПа.

Тепер за наявності усіх геометричних характеристик визначаємо інші розрахункові характеристики.

За рисунком 4.8 при величині відносного прогону зрізу $a_v = 1$ встановлюємо коефіцієнт $1/\beta = 2,5$.

Насичення перерізу пошкодженої балки повздовжньою арматурою ρ_l становить:

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_w \cdot d_{damage}} = \frac{509}{100 \cdot 98,5} = 0,04. \quad (5.19)$$

Остаточно величина ρ_l приймається не більше ніж 0,02.

Емпіричний коефіцієнт k :

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{damage}}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{98,5}} = 2,26. \quad (5.20)$$

Остаточно коефіцієнт k приймається не більше ніж 2.

Розрахункову величину несучої здатності зсуву бетону $V_{Rd,c}$, приймаємо як більшу з величин:

$$V_{Rd,c} = (C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100\rho_l f_{ck}})(b_w \cdot d - A_{damage}) = (0,3 \cdot 2 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,02 \cdot 24,55})(100 \cdot 170 - 7150) = 21,64 \text{ кН}; \quad (5.21)$$

$$V_{Rd,c,min} = (0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}})(b_w \cdot d - A_{damage}) = (0,035 \cdot 2^{\frac{3}{2}} \cdot 24,55^{\frac{1}{2}})(100 \cdot 170 - 7150) = 6,23. \quad (5.22)$$

Остаточно приймаємо $V_{Rd,c} = 21,64$ кН.

Величину куту нахилу похилої тріщини відносно повздовжньої осі балки θ знаходимо через величину $ctg \theta$, яка обмежуються $1 \leq ctg \theta \leq 2,5$ та визначається як:

$$ctg \theta = \frac{a_v}{d} = \frac{170}{170} = 1. \quad (5.23)$$

Остаточно приймаємо $ctg \theta = 1$, тоді $\theta = 45^\circ$.

Плече внутрішньої пари z приймаємо:

$$z = 0,9 \cdot d_{damage} = 0,9 \cdot 98,5 = 88,65. \quad (5.24)$$

Визначаємо безрозмірний коефіцієнт зниження міцності бетону з тріщинами при зсуві:

$$v_1 = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{24,55}{250}\right] = 0,541. \quad (5.25)$$

Розрахункову величину несучої здатності зсуву $V_{Rd,s}$, для поперечного армування, визначається як менше з:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot ctg\theta = \frac{57}{170} \cdot 88,65 \cdot 312 \cdot 2,5 = 9,27 \text{ кН}; \quad (5.26)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{ctg\theta + tg\theta} = \frac{1 \cdot 100 \cdot 88,65 \cdot 0,541 \cdot 24,55}{1+1} = 58,87 \text{ кН}. \quad (5.27)$$

Остаточню приймаємо $V_{Rd,s} = 9,27 \text{ кН}$.

Тоді залишкова несуча здатність елемента V_{Rd} становитиме:

$$V_{Rd} = (V_{Rd,c} + V_{Rd,s}) \frac{1}{\beta} = (21,64 + 9,27) \cdot 2,5 = 77,29 \text{ кН}. \quad (5.28)$$

5.2. Впровадження результатів досліджень

5.2.1. Впровадження запропонованого методу розрахунку пошкоджених залізобетонних елементів в практику проектування.

Результати проведених наукових досліджень були використані при проектуванні кількох об'єктів.

При проведенні обстеження будівельних конструкцій будівлі Центру позашкільної роботи розташованої за адресою: Донецька обл., м. Краматорськ, вул. Паркова, 12а, було виявлено значну кількість дефектів та пошкоджень. Зокрема, серед них були виявлені пошкодження залізобетонної балки під сценою актової зали в блоці №1. Пошкодження являли собою сколи

бетону в верхній (стиснутій) зоні балки. Згодом, при розробці проекту капітального ремонту цієї будівлі були використані матеріали даної наукової роботи при визначенні залишкової несучої здатності похилого перерізу пошкодженої балки. Завдяки цьому вдалось прийняти доцільне технічне рішення щодо підсилення елемента та засобу підсилення, що у свою чергу забезпечує подальшу безпечну експлуатацію. Впровадження результатів проведених досліджень при розробці проектних рішень підтверджено довідкою в Додатку Д.

Також результати роботи впроваджено при розробці проекту капітального ремонту головного корпусу з прибудовами ПАТ "ДТЕК ДОБРОПІЛЬСЬКА ЦЗФ", що знаходиться за адресою: Донецька обл., м. Добропілля, вул. Київська, 1. Будівля каркасна, основу каркасу будівлі в поперечному напрямі складають чотири пролітні багатоповерхові монолітні залізобетонні рами, а в поперечному монолітні балки перекриттів. За рахунок впливу агресивного середовища майже усі елементи будівлі мали корозійні пошкодження бетону та арматури. При розробці проектних рішень щодо підсилення балкових елементів були використані матеріали дисертаційної роботи, застосування яких дозволило отримати суттєвий економічний ефект. Впровадження результатів досліджень при розробці цього проекту підтверджено довідкою в Додатку Ж.

5.2.2. Впровадження отриманих результатів дослідження в навчальний процес.

Отримані результати наукових досліджень було запроваджено в навчальний процес в вищих навчальних закладах України. Зокрема, в Одеській державній академії будівництва та архітектури результати використовуються при викладанні лекцій з дисципліни "Оцінка технічного стану будівельних конструкцій та особливості їх обстеження" для студентів спеціальності 192 "Будівництво та цивільна інженерія" спеціалізації "Промислове та цивільне будівництво", а також в Донбаській національній

академії будівництва та архітектури при викладанні лекцій з дисципліни "Ремонт, реконструкція та посилення будівельних конструкцій" при підготовці магістрів спеціальності 192 "Будівництво та цивільна інженерія" спеціалізації "Промислове та цивільне будівництво".

Впровадження результатів проведених досліджень при в навчальний процес в Одеській державній академії будівництва та архітектури підтверджено відповідною довідкою в Додатку В та впровадження в навчальний процес в Донбаській національній академії будівництва та архітектури підтверджено довідкою в Додатку Г.

Висновки за розділом 5

1. Наведені приклади перевірочних розрахунків залишкової несучої здатності похилих перерізів для дослідних зразків Б4 та Б15 з використанням запропонованої методики.

2. Результати проведених розрахунків при порівнянні з лабораторними випробуванням показують достатньо гарну збіжність та можуть використовуватись в практиці проектування.

3. В практику реального проектування результати досліджень були впроваджені при розробці проектних рішень щодо підсилення пошкоджених в процесі експлуатації балкових елементів при проектуванні капітального ремонту Центру позашкільної роботи в м. Краматорськ, а також при проектуванні капітального ремонту головного корпусу Добропільської ЦЗФ у м. Добропілля.

4. Отримані результати досліджень впроваджені в навчальний процес при викладанні лекційного матеріалу в Одеській державній академії будівництва та архітектури, а також в Донбаській національній академії будівництва та архітектури.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. В чинних нормативних документах з проектування залізобетонних конструкцій відсутні рекомендації з визначення залишкової несучої здатності похилих перерізів в пошкоджених в стиснутій зоні бетону залізобетонних балках та доступних літературних джерелах проведення таких наукових досліджень не знайдено.

2. Розроблена методика експериментальних досліджень з застосуванням теорії математичного планування експерименту для визначення напружено-деформованого стану та несучої здатності пошкоджених залізобетонних балок. Згідно цього плану було виготовлено 15 дослідних зразків (а також 1 тестовий зразок для проведення пробного випробування) для проведення трирівневого трифакторного експерименту. В якості дослідних факторів були обрані: відносний прогін зрізу a_v , висота пошкодження h_l та кут нахилу пошкодження β_l .

3. В ході лабораторних досліджень встановлені фізико-механічні характеристики матеріалів для дослідних зразків та випробувано 15 залізобетонних балок (а також 1 тестовий зразок). Усі зразки було зруйновано за похилими перерізами. За результатами випробувань встановлені несуча здатність зразків, прогини, деформації бетону та поперечних арматурних стрижнів в межах відносних прогонів зрізу, що розглядалися.

4. Аналіз отриманих експериментальних даних вказує, що: збільшення площі ушкодження призводить до зменшення несучої здатності до 41% в порівнянні з непошкодженим зразком при найбільшому відносному прогоні зрізу $a_v = 510$ мм, до 42,5% при прогоні зрізу $a_v = 340$ мм та до 67,3% при найменшому прогоні зрізу $a_v = 170$ мм; зі зменшенням прогону зрізу елемент здатен сприймати більшу поперечну силу; збільшення площі пошкодження призводить до зменшення граничної ширини розкриття похилих тріщин; в пошкоджених балках біля граней, що протилежні пошкодженню похилі

тріщини з'являлись раніше та мали більшу ширину розкриття; прогини зі зменшенням проліту зрізу зменшуються, а також зі збільшенням площі ушкодження; при пошкодженні змінюється напружено-деформований стан бетону – відбувається нахил нейтральної осі майже паралельно фронту пошкодження; напруження в поперечних стрижнях не досягали межі текучості в зразках з найбільшим ушкодженням та в усіх ушкоджених зразках при найменшому прогоні зрізу. Регресійний аналіз даних вказує, що найбільший вплив серед досліджуваних факторів на граничну поперечну силу чинить прогін зрізу, в меншій мірі впливають кут пошкодження та висота пошкодження.

5. Проведене чисельне моделювання роботи дослідних зразків із застосуванням апробованого програмного комплексу ЛІРА – САПР. Виконувався нелінійний покроковий розрахунок з використанням фактичних діаграм напруження-деформації " σ - ε " отриманих за даними випробувань контрольних зразків. Отримані дані моделювання свідчать про відмінності в характері руйнування дослідних зразків з найменшим відносним прогоном зрізу Б11...Б14 в порівнянні з отриманими результатами лабораторних досліджень та характері деформування поперечних стрижнів в зразків Б1...Б4, Б6...Б8 та Б11, а у всіх інших зразках та показниках результати показали гарну збіжність. При оцінюванні несучої здатності коефіцієнт варіації склав $\nu = 14,8\%$, що вказує на доцільність використання цього програмного комплексу.

6. На основі нормативної методики розрахунків похилих перерізів розроблена методика з визначення залишкової несучої здатності в пошкоджених залізобетонних балках. Описані всі розрахункові особливості та розроблено алгоритм розрахунку, завдяки якому можна швидко і зручно проводити обчислення.

7. Розраховані значення залишкової несучої здатності за запропонованою методикою в порівнянні з проведеними лабораторними дослідженнями показали гарну збіжність – коефіцієнт варіації склав $\nu = 10,3\%$,

що в свою чергу свідчить про доцільність використання в практиці будівництва та проектування.

8. Результати отриманих наукових досліджень дисертації були проваджені в навчальний процес в вищих навчальних закладах України при підготовці студентів спеціальності 192 "Будівництво та цивільна інженерія" спеціалізації "Промислове та цивільне будівництво" а також в практику реального проектування.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Байда Д. М. Залишкова несуча здатність залізобетонних балок після їх часткового руйнування. Автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01. Київ, 2005. 20 с.
2. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Железобетонные конструкции. Общий курс: учебн. для вузов. – 5-е изд., перераб. и доп. М.: Стройиздат, 1991. 767 с.
3. Бетонные и железобетонные конструкции: СНиП 2.03.01.-84*. – [введен в действие 1986-01-01]. ГОССТРОЙ СССР, 1989. 80 с. (Державний стандарт СРСР).
4. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками.: ДСТУ Б.В.2.7-214: 2009. – [чинний від 2009-12-22]. К.: Мінрегіонбуд України, 2010. 43 с. (Національний стандарт України).
5. Бліхарський З. Я. Напружено-деформований стан залізобетонних конструкцій в агресивному середовищі при дії навантаження. Автореф. дис. докт. техн. наук: 05.23.01. Київ, 2005. 23 с.
6. Бондаренко В. М., Ивахнюк В. А. Фрагменты теории силового сопротивления бетона, поврежденного коррозией. Бетон и железобетон, 2003, №5. С. 42-46.
7. Бондаренко В. М., Мигаль Р. Е. Развитие методов оценки прочности наклонных сечений эксплуатируемых железобетонных конструкций. Строительная механика инженерных конструкций и сооружений, 2011, №. 2. С. 29-34.
8. Боришанский М. С. Новые данные о сопротивлении изгибаемых элементов действию поперечных сил. Вопросы современного железобетонного строительства (Материалы конференции ЦНИПС 1951 г.) Под. ред. проф. А. А. Гвоздева. М.: Госстройиздат, 1952. С. 136-152.

9. Боришанский М. С. Расчет железобетонных элементов при действии поперечных сил. Расчет и конструирование элементов железобетонных конструкций. М. : Стройиздат, 1964. С. 122-148.
10. Боришанский М. С. Расчет отогнутых стержней и хомутов в изгибаемых железобетонных элементах по стадии разрушения. М. : Госстройиздат, 1946. 79 с.
11. Вахненко П. Ф. Современные методы расчета железобетонных конструкций на сложные виды деформаций. К. : Будівельник, 1992. 112 с.
12. Вдосконалений деформаційний метод розрахунку міцності приопорних ділянок непереармованих прогінних залізобетонних конструкцій. В. С. Дорофеев, В. М. Карпюк, Ф. Р. Карп'юк та ін. / Міжвідомчий наук.-техн. зб. наук. праць (будівництво) Держ. наук.-досл. інст-т буд.-к-цій Мін-ва регіон. розв. і буд-ва України. Вип. 70. К. : НДІБК, 2008. С. 103-116.
13. Вегера П. І. Несуча здатність похилих перерізів залізобетонних балок підсилених композитними матеріалами за дії навантаження. Дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук за спец. 05.23.01. Львів, 2016. 145 с.
14. Вознесенский В. А. Статистические методы планирования эксперимента в технико-экономических исследованиях. 2-ое изд., испр. и доп. М.: Финансы и статистика, 1981. 215 с.
15. Воскобійник П. П., Овсій Д. М., Воскобійник Є. П. Експериментальні дослідження відновлення експлуатаційних властивостей залізобетонних балок з метою їх повторного застосування. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Полтава : ПолтНТУ, 2016. № 32. С. 451-458.
16. Вплив конструктивних чинників та факторів зовнішньої дії на несучу здатність балкових конструкцій при мало цикловому навантаженні. В. М. Карпюк, К. І. Албу, Д. С. Даниленко та ін. / Вісник Одеської

- державної академії будівництва та архітектури. 2016. Вип. 61. С. 130-136.
17. Вплив циклічного знакозмінного та мало циклового знакопостійного навантаження на міцність залізобетонних балок. В. М. Карпюк, К. І. Албу, Д. С. Даниленко та ін. / Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. 2015. Вип. 58. С. 146-163.
 18. Гарькава О. В., Баріляк Б. А. Розрахунок несучої здатності залізобетонних підкранових балок при косому згині. Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту. 2018. Вип. 175. С. 77-83.
 19. Гвоздев А. А., Боришанський М. С. К вопросу о расчете изгибаемых элементов по стадии разрушения. Проект и стандарт. 1934, №6. С. 20-24.
 20. Гвоздев А. А. О пересмотре способов расчета железобетонных конструкций и о первых его результатах. М.; Л.: Госстройиздат, 1934. 51 с.
 21. Гвоздев А. А., Карпенко Н. И. Работа железобетона с трещинами при плоском напряженном состоянии. Строительная механика и расчет сооружений, 1965, №2. С. 20-23.
 22. Гвоздев А. А. Расчет несущей способности по методу предельного равновесия. Сущность метода и его обоснование. М., 1949. Вып. 1. 280 с.
 23. Глазер С. И. К расчету железобетонных элементов на кривой изгиб и кривое внецентренное сжатие. Строительные конструкции. К.: Будівельник, 1971. – Вып. XV. С. 85-93.
 24. Голышев А. Б., Полищук В. П., Бачинский В. Я. Железобетонные конструкции. Под ред. А. Б. Голишева. К. : Логос, 2001. 420 с.
 25. Голышев А. Б., Колчунов В. И., Смоляго Г. А. Экспериментальные исследования железобетонных элементов при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы. Исследование строительных конструкций и сооружений. М., 1980. С.26-42.

26. Голишев О. Б., Бамбура А. М. Курс лекцій з основ розрахунку будівельних конструкцій із опору залізобетону. К. : Логос, 2004. 340 с.
27. Грунау Э. Предупреждение дефектов строительных конструкций; пер. с нем. Ю. И. Веллера. М. : Стройиздат, 1980. 215 с.
28. Деформаційний метод розрахунку міцності приопорних ділянок залізобетонних конструкцій. В. С. Дорофеев, В. М. Карпюк, Ф. Р. Карп'юк, Н. М. Ярошевич / Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. Вип. №. 31. Одеса: ТОВ "Зовнішрекламсервіс". 2008. С. 141-150.
29. Дмитренко А. О. Напружено-деформований стан похилих перерізів залізобетонних елементів, що згинаються. Автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01. Полтава, 2007. 23 с.
30. Доля К. Х., Торяник М. С. Расчет прочности косоизгибаемых железобетонных балок прямоугольного сечения на действие поперечной силы. Бетон и железобетон, 1971, № 1. С. 42-45.
31. Дорофеев В. С., Карпюк В. М., Петров А. Н. Исследование прочности приопорных участков железобетонных элементов при совместном действии поперечных сил, изгибающих и крутящих моментов. Зб. наук. праць "Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди". Рівне : НУВГП, 2006. Вип. 14. С. 183-187.
32. Дорофеев В. С., Карпюк В. М., Ковров А. В. К вопросу об экспериментальном обеспечении дальнейшего развития методов расчета прочности наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов. Зб. наук. праць "Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій": [за загал. ред. Й. Й. Лучка]. Львів : Каменяр, 2005. Вип. 6. С. 463-471.
33. Дорофеев В. С., Постернак С. А. К расчету прочности наклонных сечений, железобетонных изгибаемых элементов без поперечной арматуры с учетом технологической поврежденности бетона.

- Коммунальное хозяйство городов : науч.-техн. сб., Вып. 53. К. : Техника, 2003. С. 317-322.
34. Дорофеев В. С., Карпюк В. М., Петров М. М. Методика експериментальних досліджень міцності похилих перерізів розтягнутих пригінних залізобетонних елементів. Зб. наук. праць “Ресурсоекономні матеріали, будівлі та споруди”. Рівне : НУВГП, 2008. Вип. 16. С. 159-170.
35. Дорофеев В. С., Карпюк В. М., Петров Н. Н. Міцність приопорних ділянок позацентрово стиснутих або розтягнутих прогінних елементів. Вісник національного університету “Львівська політехніка”. Львів : 2010. № 17. С. 391-398.
36. Дорофеев В. С., Карпюк В. М., Крантовська О. М. Розрахунок міцності нерозрізних балок з використанням деформаційної моделі. Зб. наук. праць “Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій” : [за загал. ред. Й. Й. Лучка]. Львів : Каменяр, 2007. Вип. 7. С. 223-237.
37. Дорошкевич Л. А. Некоторые замечания о расчетах наклонных сечений железобетонных балок. Вопросы современного строительства : Вестник Львовского ордена Ленина политехнического института. Львов, 1971, №51. С. 76-84.
38. Дорошкевич Л. А. Инженерный метод расчета поперечной арматуры в железобетонных конструкциях. Вопросы современного строительства: Вестник Львовского ордена Ленина политехнического института. Львов, 1971, №51. С. 85-94.
39. Дослідження напружено-деформованого стану приопорних ділянок залізобетонних балок при малоцикловому навантаженні. В. М. Карпюк, К. І. Албу, О. К. Кіцак та ін. / Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. 2013. Вип. 51. С. 106-116.
40. Дяченко Є. В. Порівняння обчисленого кута нахилу нейтральної лінії в косозігнутих залізобетонних елементах з експериментальними

- даними. Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Сер. : Галузеве машинобудування, будівництво, 2009, № 2. С. 34-37.
41. Дяченко Є. В. Розрахунок міцності косозігнутих залізобетонних елементів з урахуванням повної діаграми фізичного стану бетону. Автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01. Полтава, 2006. – 20 с.
 42. Експериментальні дослідження залізобетонних балок з дефектами та пошкодженнями, які викликають косий згин. О. П. Воскобійник, О. О. Кітаєв, Я. В. Макаренко, Є. С. Бугаєнко / Зб. наук праць (галузеве машинобудування, будівництво). Полтава: ПолтНТУ, 2011. Вип. 1(29). С. 87-92.
 43. Експериментальні дослідження тріщиностійкості приопорних ділянок зігнутих залізобетонних елементів при тривалій дії навантаження. В. С. Дорофєєв, В. М. Карпюк, С. Ф. Неутов та ін. / Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. Одеса: ТОВ “Зовнішрекламсервіс”. Вип. № 34, Частина 1. 2009. С. 19-22.
 44. Залесов А.С. Краткие заметки о расчете железобетонных конструкций на действие поперечных сил. М.: ЦПП, 2008. 21 с.
 45. Залесов А. С., Климов Ю. А. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил. К. : Будивельник, 1989. 104 с.
 46. Залесов А. С., Мухамедиев Т. А., Чистяков Е. А. Расчет прочности железобетонных конструкций при различных силовых воздействиях по новым нормативным документам. Бетон и железобетон. 2002. №3. С. 10-13.
 47. Залесов А. С. Сопротивление железобетонных элементов при действии поперечных сил. Теория и новые методы расчета прочности. Дис. на соискание уч. степени д-ра. техн. Наук по спец. 05.23.01. М., 1979. 344 с.
 48. Изделия строительные бетонные и железобетонные сборные. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости

- и трещиностойкости: ДСТУ Б.В.2.6-7-95 (ГОСТ 8829-94). – [Чинний від 1995-11-16]. Киев: Госстрой Украины, 1994. 44 с. (Національний стандарт України).
49. Інженерний метод розрахунку міцності приопорних ділянок прогінних залізобетонних конструкцій. В. С. Дорофеев, В. М. Карпюк, О. М. Крантовська, М. М. Петров / Вісник Національного університету "Львівська політехніка". Теорія і практика будівництва. 2013. №755. С. 118-125.
 50. К вопросу о моделировании напряженно-деформированного состояния железобетонных балок в ПК ANSYS MECHANICAL. В. С. Дорофеев, В. М. Карпюк, А. С. Неутов, та ін. / Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. 2012. Вип. 46. С. 74-85.
 51. К расчету прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента и использование полной диаграммы деформирования бетона. А. И. Давыденко, А. Н. Бамбура, С. Ю. Беляева, Н. Н. Присяжнюк / Зб. наук. праць фіз-мех. ін-ту ім. Г. В. Карпенка НАН України "Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій". Львів : Каменярь, 2007. № 7. С. 209-216.
 52. Карпюк В. М. Деякі приклади моделювання складного напружено-деформованого стану прогінних залізобетонних елементів. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. 2014. Вип.29. С. 157-166.
 53. Карпюк В. М., Крантовська О. М., Коцюрубенко О. М. До питання про необхідність вдосконалення нормативних методів розрахунку міцності похилих перерізів залізобетонних конструкцій. Вісник ОДАБА. Вип. 57. Одеса, 2015. С. 182–188.
 54. Карпюк В.М., Неутов А.С., Неутов С.Ф. Напряженно-деформированное состояние приопорных участков железобетонных балок при длительном действии нагрузки высоких уровней. Будівельні конструкції. 2015. Вип. 82. С. 456–462.

55. Карпюк В. М., Неутов С. Ф., Неутов А. С. Несущая способность и напряженно-деформированное состояние приопорных участков изгибаемых железобетонных элементов при длительном действии нагрузки высоких уровней. Містобудування та територіальне планування. 2016. Вип. 61. С. 231-236.
56. Карпюк В. М. Особливості інженерного методу розрахунку міцності приопорних ділянок залізобетонних балочних конструкцій. Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. 2014. Вип. 54. С. 133-145.
57. Карпюк В. М., Крантовская О. М., Коцюрубенко О. М. Оцінка несучої здатності похилих перерізів нерозрізних залізобетонних елементів. Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту. Вип. 159. С. 63-70.
58. Карпюк В. М. Розрахункові моделі прогінних залізобетонних конструкцій при складному напружено - деформованому стані приопорних ділянок. Дис. на здобуття наук. ступеня. д-ра техн. наук за спец. 05.23.01. Одеса, 2012. 365 с.
59. Карпюк В. М. Розрахункові моделі прогінних залізобетонних конструкцій при складному напружено - деформованому стані приопорних ділянок. Автореф. дис. докт. техн. наук: 05.23.01. Одеса, 2012. 40 с.
60. Карп'юк Ф. Р. Міцність, тріщиностійкість та деформативність приопорних ділянок попередньо напружених таврових залізобетонних елементів. Автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01. Одеса, 2010. 23 с.
61. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування: ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинний від 2010-07-01]. К.: Мінрегіонбуд України, 2009. 97 с. (Національний стандарт України).
62. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування: ДСТУ Б.В.2.6.-156:2010.

- [Чинний від 2011-06-01]. К. : Мінрегіонбуд України, 2010. 166 с. (Національний стандарт України).
63. Коцюрубенко О. М., Крантовська О. М., Карпюк В. М. Аналіз деяких нормативних методів розрахунку залізобетонних елементів на дію поперечної сили. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. 2016. Вип. 32. С. 197-207.
64. Клименко Е. В. Прочность наклонного сечения косоизгибаемых железобетонных тавровых элементов. Дис. на соискание уч. степени канд. техн. Наук по спец. 05.23.01. Полтава, 1984. 227 с.
65. Клименко Е. В., Острая Е. А. Влияние поврежденности на прочность и деформативность изгибаемых железобетонных элементов. Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. 2012. Вип. 46. С. 175-180.
66. Клименко Е. В., Полянский К. В. Экспериментальное и теоретическое исследование напряженно-деформированного состояния и несущей способности наклонных сечений поврежденных железобетонных балок прямоугольного сечения. Проблемы современного бетона и железобетона : сб. науч. тр.. Ин-т БелНИИС; редкол.: О. Н. Лешкевич [и др.]. Минск, 2019. Вып. 11. С. 147-163.
67. Клименко Є. В., Полянський К. В. Випробування пошкоджених залізобетонних балок. Збірка тез наук. робіт учасників III міжнар. наук. конф. [Експлуатація та реконструкція будівель і споруд] (Одеса, вересень 2019 р.), Одеса, 2019. С. 73.
68. Клименко Є. В., Мельник М. В. До питання про роботу пошкоджених залізобетонних конструкцій. Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, Одеса : ОДАБА, 2010, Вип. 39. С. 337-342.
69. Клименко Є. В., Полянський К. В. Експериментальні дослідження напружено-деформованого стану пошкоджених залізобетонних балок. Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, 2019, Вип. 76. С. 24-30.

70. Клименко Є. В. Методологія оцінювання, прогнозування та регулювання технічного стану будівель і споруд із залізобетону. Автореф. дис. докт. техн. наук: 05.23.01. Львів, 2008. 31 с.
71. Клименко Є. В., Полянський К. В. Про стан досліджень залишкової несучої здатності похилих перерізів пошкоджених залізобетонних балок. Збірник тез наук. робіт учасників V міжнар. наук. конф. [Актуальні проблеми інженерної механіки] (Одеса, травень 2018 р.), Одеса, 2018. С. 190-191.
72. Клименко Є. В. Технічна експлуатація і реконструкція будівель та споруд. Полтава : ПолтНТУ, 2004. 280 с.
73. Клименко Є. В. Технічний стан будівель та споруд. Одеса : ОДАБА, 2010. 284 с.
74. Клименко Є. В., Чернєва О. С., Арез Мохаммед Ісмаел. Характер руйнування пошкоджених таврових балок. Вісник Національного університету "Львівська політехніка". Теорія і практика будівництва. 2013. № 755. С. 179-183.
75. Кодак О. А. Тріщиностійкість похилих перерізів залізобетонних елементів при дії косоного згину. Автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01. Полтава, 1997. 16 с.
76. Мельник С. В. Робота підсилених за похилими перерізами згинальних залізобетонних елементів при малоциклових навантаженнях та удосконалення методики розрахунку. Автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01. Львів, 2013. 22 с.
77. Методи визначення призової міцності, модуля пружності і коефіцієнта Пуассона.: ДСТУ Б В.2.7-217:2009. – [чинний від 2009-09-10]. К. : Мінбудрегіон України, 2010. 20 с. (Національний стандарт України).
78. Методика лабораторных исследований деформаций и прочности бетона, арматуры и железобетонных конструкций (НИИЖБ). М.: Госстройиздат, 1962. С. 127-132.

79. Мёрш Э. Железобетонные сооружения; пер. с нем. М.; Л. : Госиздат, 1930. 546 с.
80. Мигаль Р. Е. Прочность поврежденного коррозией железобетона по наклонным сечениям и его усиление. Автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01. Москва, 2009. 27 с.
81. Мизернюк Б. М. Некоторые требования к проектированию элементов железобетонных конструкций на основе изучения дефектов эксплуатируемых сооружений. Анализ аварий и повреждений железобетонных конструкций : сб. науч. тр. М. : НИИЖБ, 1981. С. 4-50.
82. Міцність похилих перерізів залізобетонних плит безбалочних безкапітельних перекриттів. Л. О. Дорошкевич, Б. Г. Демчина, С. Б. Максимович, Б. Ю. Максимович / Современные проблемы строительства : ежегодный научно-техн. сб. – Донецк : “Донецкий промстройниипроект”, 2007. №5 (10). С. 164-173.
83. Моделирование напряженно-деформированного состояния, образование и развитие трещин в железобетонных изгибаемых элементах с помощью ПК ANSYS MECHANICAL / [Дорофеев В. С., Карпюк В. М., Неутов А. С.] // Будівельні констукції Книга 2 Вип. № 78 Київ 2013 С. 40-56.
84. Моделювання роботи пошкоджених залізобетонних балок "ЛІРА-САПР" / Клименко Є. В., Антонюк Н. Р., Полянський К. В. // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. 2019. Вип. 77. С. 58-65.
85. Мурашев В. И. Расчет железобетонных элементов по стадии разрушения. М. : Госстройиздат, 1938. 182 с.
86. Мурашко Л. А., Колякова В. М., Сморгалов Д. В. Розрахунок за міцністю перерізів нормальних та похилих до повздовжньої осі згинальних залізобетонних елементів за ДБН. В.2.6-98:2009: навч. посіб. К: Видавництво КНУБА, 2012. 62 с.

87. Навантаження і впливи: ДБН В.1.2-2:2006. – [Чинний від 2007-01-01]. К. : Держспоживстандарт України, 2006. 78 с. (Національний стандарт України).
88. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану : ДСТН-Н Б В.1.2-18:2016 – [Чинний від 2017-04-01]. К. : ДП “УкрНДНЦ”, 2017. 44 с. (Національний стандарт України).
89. Нестандартный метод расчета поперечной арматуры железобетонных изгибаемых элементов. Л. О.Дорошкевич, Б. Г. Демчина, С. Б. Максимович, Б. Ю. Максимович / Проблемы современного бетона и железобетона. Сб. науч. тр. в 2^х частях. – Часть 1. – Бетонные и железобетонные конструкции. Минск : НП ООО “Стринко”, 2007. С. 164-177.
90. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций. А. А. Гвоздев, С. А. Дмитриев, Ю. П. Гуца и др. Под ред. д. т. н., проф. А. А. Гвоздева. М. : Стройиздат, 1978. 208 с.
91. Нормативні документи з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель і споруд. – [Чинні від 1997-11-27]. К. : Держ. Комітет буд-ва, архіт. та житлової політики України, Держнаглядохоронпраці України, 1997. 145 с.
92. Носач О. Б. Тріщиностійкість похилих перерізів косозігнутих залізобетонних елементів таврового профілю. Автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01. Полтава, 2002. 20 с.
93. О влиянии конструктивных факторов на несущую способность изгибаемых железобетонных элементов. В. С. Дорофеев, В. М. Карпюк, С. Ф. Неутов и др. / Вестник Одесской государственной академии строительства и архитектуры. Одесса : ООО “Зовнішрекламсервіс”. Вып. № 39, Часть 1. 2010. С. 186-199.
94. О необходимости и постановке системных экспериментальных исследований прочности, трещиностойкости и деформативности приопорных участков изгибаемых железобетонных элементов,

- испытывающих сложные деформации, с целью уточнения и развития методов их расчета. В. С. Дорофеев, В. М. Карпюк, А. Г. Аветисян и др. / Будівельні конструкції : зб. наук. праць. Київ : НДІБК, 2005. Вип. 62. С. 160-167.
95. Павліков А. М., Бойко О. В. Визначення кута нахилу нейтральної лінії в перерізах косозігнутих залізобетонних елементів з урахуванням нелінійних властивостей бетону на основі діаграм його стану. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. пр. Рівне, 2011. Вип. 21. С. 128-132.
96. Павліков А. М., Бойко О. В., Харченко М. О. Міцність косозігнутих залізобетонних балок таврового профілю за умови дволінійної роботи бетону та арматури. Збірник наукових праць [Полтавського національного університету ім. Ю. Кондратюка]. Сер. : Галузеве машинобудування, будівництво. 2011. Вип. 2. С. 33-37.
97. Павліков А. М., Дяченко Є. В. Визначення кута нахилу нейтральної лінії в розрахунках міцності прямокутного перерізу залізобетонних елементів при косому згинанні у випадку трикутної форми стиснутої зони. Коммунальное хозяйство городов : сб. науч. тр. К. : Техника, 2004. Вип. 55. С. 324-328.
98. Постернак С. О. Вплив технологічної пошкодженості бетону на утворення тріщин та міцність залізобетонних елементів, що згинаються, по похилим перерізам. Автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01. Одеса, 2004. 20 с.
99. Про исследования работы поврежденных железобетонных балок / Клименко Е. В., Гринева И. И., Полянский К. В. : Сборник материалов XI Республиканской научно-практической конференции (с международным участием), 20-21 ноября 2019 года [Современное строительство и архитектура. Энергосберегающие технологии]. Бендеры, 2019. С. 29-33.

100. Пропозиції до розрахунку міцності похилих перерізів згинаних залізобетонних елементів (до розділу 4.11.2 ДБН В.2.6). Л. О. Дорошкевич, Б. Г. Демчина, С. Б. Максимович, Б. Ю. Максимович / Будівельні конструкції. Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону: зб. наук. праць. Вип. 67. К. : НДІБК, 2007. С. 601-612.
101. Расчет железобетонных конструкций при сложных деформациях. М. С. Торяник, П. Ф. Вахненко, Л. В. Фалеев и др. Под ред. М. С. Торяника. М. : Стройиздат, 1974. 295 с.
102. Ремонт і підсилення несучих та огорожувальних будівельних конструкцій і основ промислових будинків та споруд : ДБН В.3.1-1-2002 [Чинний від 2003-07-01] К.: Держбуд України, 2003. 82с. (Національний стандарт України).
103. Рыбаков Ю. Д. Из опыта обследования и усиления сборно-монолитных железобетонных конструкций. Анализ аварий и поврежденных железобетонных конструкций : сб. науч. тр. М. : НИИЖБ, 1981. С. 51-59.
104. Сисин И. Л., Баштанник А. Р. Эксплуатационные особенности железобетонных подкрановых балок пролетом 12 м. Анализ аварий и поврежденных железобетонных конструкций : сб. науч. тр. М.: НИИЖБ, 1981. С. 60-65.
105. Сталь арматурная. Методы испытания на растяжение.: ГОСТ 12004-81. – [чинний від 1983-07-01]. М.: НИИЖБ, 1981. 11 с. (Стандарт СРСР).
106. Стан та перспективи розвитку міцності похилих перерізів прогінних залізобетонних елементів. В. М. Карпюк, А. І. Костюк, Г. О. Кушнар'ова, К. І. Албу / Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. 2013. Вип. 50. С. 116-124.
107. Степова О. В. Оцінка залишкового ресурсу згинальних залізобетонних конструкцій при корозії арматури в нормальних тріщинах. Дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук за спец. 05.23.01. Полтава, 2010. 241 с.

108. Столяров Я. В. Теория железобетона на экспериментальной основе. К.: Гостехиздат Украины, 1934. 234 с.
109. Торяник М. С. Косое внецентренное сжатие и кривой изгиб в железобетоне. К. : Госстройиздат УССР, 1961. 156с.
110. Экспериментальные исследования работы приопорных участков железобетонных балок при длительном воздействии нагрузки. В. С. Дорофеев, В. М. Карпюк, С. Ф. Неутов и др. / Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. Вип. № 38. Одеса : ТОВ “Зовнішрекламсервіс”. 2010. С. 255-262.
111. Юшин А. В. Прочность наклонных сечений многопролетных железобетонных конструкций, усиленных фиброармированными пластиками. Автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01. Санкт-Петербург, 2014. 16 с.
112. Damage of Concrete and Reinforcement of Reinforced-Concrete Foundations Caused by Environmental Effects. Z. Bonić, G. Topličić Ćurčić, N. Davidović, J.Savić / International Scientific Conference Urban Civil Engineering and Municipal Facilities SPbUCEMF-2015, Procedia Engineering. 2015. Vol. 117. P. 411-418.
113. Eurocode 2 EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of Concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, 2004. 225 p.
114. Hassan A. Bond of Reinforcement in concrete with Different Types of Corroded Bars. MASC Thesis. Toronto : Ryerson University, 2003. P. 14-19.
115. Investigation of Residual Bearing Capacity of Inclined Sections of Damaged Reinforced Concrete Beams. Y. Klymenko, Z. Kos, I. Grynyova, K. Polianskyi / Croatian Regional Development Journal, Croatia, 2020. Vol. 1, No. 1. pp. 16-29.
116. Irwin C. F. The Strengthening of Concrete Beams by Bonded Steel Plates. Transport and Road Research Laboratory, Dept. of the Environment, Dept. of

- Transport, Supplementary Report 160, Crowthorne, Berkshire, UK, 1975. P. 5-9.
117. Johnson R. P., Tait C. J. The Strength in Combined Bending and Tension of Concrete Beams With Externally Bonded Reinforcing Plates. *Building and Environment*, 1981. Vol. 16, No. 4. PP. 287-299.
 118. Klymenko I. V., Arez Mohammed Ismael. Capacity of damaged reinforced concrete beams: Monograph, Odessa, OSACEA, 2017. 162 p.
 119. Klymenko Ye. V., Boiadzhi A. O., Polianskyi K. V. About the experimental investigation of residual bearing capacity of damaged reinforced concrete beams inclined sections. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*. 2019. Вип. 75. С. 37-43.
 120. Leonhardt F. Die Berminderte Schubdecrung bei Stahlbeton. *Bauingenieur*. 1963. №1. P. 10-16.
 121. Leonhardt F. Reducing the shear reinforcement in reinforced concrete beams and slabs. *Magazine of Concrete Research*. 1965. Vol. 17. №53. P. 189-198.
 122. Leonhardt F. Ueber die Kunst des Bewehrens von Stahlbetontragwerken. *Betonund Stahlbetonbau*. 1965. Vol. 60. №9. P. 23-31.
 123. Leonhardt F., Walter R. Beitrage zur Behandlung der Schubprobleme. *Beton und Stahlbetonban*. 1962. №9. P. 13-28.
 124. Meier U. Composite for structural repair and retrofitting. *International Conference on Fiber Composites in Infrastructure ICCI*, 1996. P. 1202-1216.
 125. Modeling of the stress-deformed state and cracking in reinforced concrete structures using ANSYS MECHANICAL. V. S. Dorofeev, V. M. Karpyuk, O. S. Neutov, S. F. Neutov / *Technical Sciences. University of Warmia and Mazuru in Olsztun*. 2014. № 17(2), P. 105-121.
 126. Mörsch E. *Der Eisenbetonbau*. Jtuttgart. 1929. S. 21-46.
 127. Mörsch E. *Der Eisenbetonbau*, 1st Ed., Wayssand Freytad, A. G. Neustadt, a.d. Haardt, May 1902, 118 p.p.; 2nd Ed., Ferlag von Konrad Wittmer, Stuttgart, 1906, 252 p.p.; 3rd Ed. (*Reinforced Concrete Construction*, transl. E. P. Goodrich), Mc. Graw Hill Book Co., New York, 1909. 388 pp.

128. Mörsch E. Der Eisenbetonbau: Seine Theorie und Anwendung. 5 Aufl. Stuttgart : Wittwer, 1922. 484pp.
129. Mörsch E. Jchubsicherung in Eisendetton. Deutsche Bauzeitung. 1907. №3. P. 32–38.
130. Polianskyi K. V. About the methodology of experimental investigation of the damages influence on the stress-strain state and the residual bearing capacity of the inclined sections of reinforced concrete beams. Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. 2018. Вип. 71. С. 73-77.
131. Regan P. E., Placas A. Limit-state design for shear in rectangular and T beams. Magazine of Concrete Research. 1966. Vol. 23. №66. P. 31-41.
132. Regan P. E., Placas A. Limit-state design for shear in rectangular and T beams. Magazine of Concrete Research. 1970. Vol. 22. №73. P. 192-195.
133. Regan P. E. Shear in reinforced concrete beams. Magazine of Concrete Research. 1969. Vol. 21. №66. P. 51-55.
134. Ritter W. Die Bauweise Hennebique. Schweizerische Bauzeitung, 1899, Vol. 33, No. 5. P. 41-43; No. 6. P. 49-52; No. 7. P. 59-61.
135. Roberts T. M. Approximate analysis of shear and normal stress concentrations in the adhesive layer of plated RC beam. The Structural Engineer. 1989. №. 67(12). P. 229-233.
136. Smith Roger W. The effects of corrosion on the performance of reinforced concrete beams. MASC Thesis. Toronto : Ryerson University, 2007. 149 pp.
137. Talbot A. N. Tests of Reinforced Concrete Beams: Resistance of web Stresses. Bulletin No29. University of Illinois. Engineering Experiment Station, 1909. P. 17-19.

ДОДАТКИ

ДОДАТОК А

Характеристики бетонної суміші

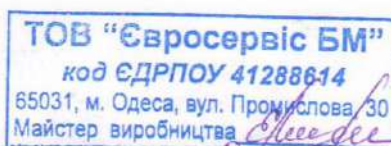
ТОВ «ЄВРОСЕРВІС БМ»

65031, м. Одеса, вул. Промислова, буд. 30,

Тел. моб. (063) 633-10-68

Паспорт якості № 00039на суміш бетонну товарну БСГ М400/13 по ДСТУ БВ.2.7-96-2000 ДСТУ БВ.2.7-176:2008

1. Одержувач: Компютера Жилинського
2. Об'єм відвантаженої суміші, м³: 1
3. Дата і час виготовлення бетонної суміші: 08.12.17
4. Час, до якого гарантується збереження рухомості суміші: 2 год.
5. Клас бетону за міцністю на стиск: B30
6. Коефіцієнт варіації міцності бетону, %:
7. Добавки введені при виготовленні бетонної суміші: 2570/7/B
8. Рухомість бетонної суміші на об'єкті, см: 10-15
9. Найбільша крупність заповнювача, мм: 20
10. Клас матеріалів за питомою ефективною активністю Аеф природних радіонуклідів: 1 клас.

Дата видачі документу: 08.12.17

Відновлення чи збільшення рухомості суміші введенням додаткової води **ЗАБОРОНЕНО**. Відновлення рухомості суміші дозволяється введенням супер пластифікатора в кількості 26-30% від вказаного в п. 7.

ДОДАТОК Б

**Список публікацій здобувача за темою дисертації
та відомості про апробацію результатів дисертації**Наукові праці, в яких опубліковані основні наукові результати дисертації:*Статті у наукових фахових виданнях України*

1. Polianskyi K. V. About the methodology of experimental investigation of the damages influence on the stress-strain state and the residual bearing capacity of the inclined sections of reinforced concrete beams. Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. 2018, №71. С. 73–77 (*індексується наукометричною базою Index Copernicus*).

2. Klymenko Ye. V., Voiadzhi A. O., Polianskyi K. V. About the experimental investigation of residual investigation of residual bearing capacity of damaged reinforced concrete beams inclined sections. Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. 2019, №75. С. 37–43 (*індексується наукометричною базою Index Copernicus*).

3. Клименко Є. В., Полянський К. В. Експериментальні дослідження напружено-деформованого стану пошкоджених залізобетонних балок. Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. 2019, № 76. С. 24–30 (*індексується наукометричною базою Index Copernicus*).

4. Клименко Є. В., Антонюк Н. Р., Полянський К. В. Моделювання роботи пошкоджених залізобетонних балок "ЛІРА-САПР". Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. 2019, №77. С. 58–65 (*індексується наукометричною базою Index Copernicus*).

Статті у наукових періодичних виданнях інших держав

5. Клименко Е. В., Полянский К. В. Экспериментальное и теоретическое исследование напряженно-деформированного состояния

и несущей способности наклонных сечений поврежденных железобетонных балок прямоугольного сечения. Проблемы современного бетона и железобетона : сб. науч. тр., ин-т БелНИИС, Минск, 2019, №11. С. 147–163.

6. Klymenko, Y., Kos, Z., Grynyova, I., Polianskyi, K. Investigation of Residual Bearing Capacity of Inclined Sections of Damaged Reinforced Concrete Beams. Croatian Regional Development Journal, Croatia, 2020 Vol. 1 No. 1, pp. 16–29.

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації

7. Клименко Є. В., Полянський К. В. Про стан досліджень залишкової несучої здатності похилих перерізів пошкоджених залізобетонних балок. Тези доповідей V міжнародної науково-практичної конференції "Актуальні проблеми інженерної механіки", Одеса, 2018. С. 190-191.

8. Клименко Є. В., Полянський К. В. Випробування пошкоджених залізобетонних балок. Тези доповідей III міжнародної конференції "Експлуатація та реконструкція будівель і споруд", Одеса, 2019. С. 73.

9. Клименко Е. В., Гринева И. И., Полянский К. В. Про исследования работы поврежденных железобетонных балок. Сборник материалов XI Республиканской научно-практической конференции (с международным участием), 20-21 ноября 2019 года «Современное строительство и архитектура. Энергосберегающие технологии», Бендеры, 2019. С. 29–33.

ПРОДОВЖЕННЯ ДОДАТОКУ Ж**Відомості про апробацію результатів дисертації:**

- V Міжнародна науково-практична конференція "Актуальні проблеми інженерної механіки" (Одеса, 22-25 травня 2018 р., – очна участь);
- III Міжнародна конференція "Експлуатація та реконструкція будівель і споруд" (Одеса, 26-28 вересня 2019 р., – очна участь).
- XI Республиканская научно-практическая конференции (с международным участием), 20-21 ноября 2019 года «Современное строительство и архитектура. Энергосберегающие технологии», (Молдова, м. Бендери, 20-21 листопада 2019 р., – заочна участь).

ДОДАТОК В



МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ
БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИвул. Дідріхсона, 4, м. Одеса, 65029, тел./факс: (048) 723-69-04, тел. (048) 723-43-53,
E-mail: list@ogasa.org.ua, веб-сайт: www.ogasa.org.ua, код ЄДРНОУ 02071033

01.10.2019 № 29-1224

Г

Г

На № _____ від _____

Довідка

Про впровадження результатів наукових досліджень

Результати досліджень, викладені в дисертаційній роботі Полянського Костянтина Валерійовича на тему "Напружено-деформований стан та несуча здатність похилих перерізів пошкоджених залізобетонних балок", впроваджені в навчальний процес Одеської державної академії будівництва та архітектури при проведенні лекційних та практичних занять з дисципліни "Оцінка технічного стану будівельних конструкцій та особливості їх обстеження" при підготовці магістрів спеціальності 192 "Будівництво та цивільна інженерія" спеціалізації "Промислове та цивільне будівництво" в 2019-2020 навчальному році.

Проректор з науково-
педагогічної роботи

Ю.С. Крутій



МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
Донбаська національна академія будівництва і архітектури

Вул. Героїв Небесної Сотні, 14, м. Краматорськ, Донецька обл., 84333, тел. (06264) 6 - 19 - 99,
<http://donnaba.edu.ua>, E-mail: akademiya.donnaba@gmail.com, код ЄДРПОУ 02070795

На № _____ від _____
 Від 06.09.19 № 01-05-614

Довідка

Про впровадження результатів наукових досліджень

Результати досліджень, викладених в дисертаційній роботі **Полянського Костянтина Валерійовича** на тему "Напружено-деформований стан та несуча здатність похилих перерізів пошкоджених залізобетонних балок", впроваджені в навчальний процес Донбаської національної академії будівництва і архітектури при проведенні лекційних та практичних занять з дисципліни "Ремонт, реконструкція та посилення будівельних конструкцій", «Технічна експлуатація будівель і споруд», «Випробування та обстеження будівельних конструкцій» при підготовці магістрів спеціальності 192 "Будівництво та цивільна інженерія" спеціалізації "Промислове та цивільне будівництво" в 2019-2020 навчальному році.

Перший проректор з навчальної
та фінансової роботи



І.В. Точонов



МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
Донбаська національна академія будівництва і архітектури

Вул. Героїв Небесної Сотні, 14, м. Краматорськ, Донецька обл., 84333, тел. (06264) 6 - 19 - 99,
<http://donnaba.edu.ua>, E-mail: akademiya.donnaba@gmail.com, код ЄДРПОУ 02070795

На № _____ від _____
 Від 06.09.19 № 04-05-895

Довідка про впровадження

Результати дисертаційної роботи "Напружено-деформований стан та несуча здатність похилих перерізів пошкоджених залізобетонних балок" здобувача наукового ступеня доктора філософії Одеської державної академії будівництва та архітектури Полянського Костянтина Валерійовича, використані при розробці проекту капітального ремонту будівлі центра позашкільної роботи, розташованої за адресою: 84300, Донецька обл., м. Краматорськ, вул. Паркова, 12а, при визначенні несучої здатності пошкоджених залізобетонних балок та їх подальшої експлуатації. Проведені розрахунки дозволили прийняти технічні рішення щодо відновлення несучої здатності конструкції.

Роботи виконувались в рамках договору № 05-17-НДЧ впродовж 2017-2018 років. Загальна вартість проектно-вишукувальних робіт за договором склала 210 тис.грн., частка участі Полянського К.В. складає 35% від загальної суми договору. Кошторисна вартість розроблених технічних рішень з відновлення залізобетонних конструкцій будівлі складає 2,5 млн.грн.

Начальник НДЧ

Проректор з наукової роботи



К.Б.Мнацаканян



В. Колесніченко



ПРОЕКТНО-ІНЖИНІРІНГОВА
ФІЛІЯ
ТОВ «ЕЛЕКТРОНАЛАДКА»

вул. Київська, 1
м. Добропілля
Донецька обл.
85003, Україна

Код ЄДРПОУ 41061578

ПРОЕКТНО-ІНЖИНІРІНГОВИЙ
ФІЛІАЛ
ООО «ЭЛЕКТРОНАЛАДКА»

ул. Киевская, 1
г. Доброполье
Донецкая обл.
85003, Украина

Код ЄГРПОУ 41061578

02.09.2019 № 213/2005/3
На № _____ від _____

Довідка про впровадження

У рамках виконання договорів №602-ЕН та №603-ЕН від 22.12.16 здійсненого протягом 2017-2018 років, виконано проектну роботу «Капітальний ремонт головного корпусу з прибудовами ПАТ "ДТЕК ДОПРОПІЛЬСЬКА ЦЗФ". Загальна вартість робіт 198747 грн. 82 коп., частка участі Полянського К.В. складає 40% від загальної суми договорів. Запропонована в роботі методика була використана для визначення залишкової несучої здатності залізобетонних балок та їх подальшої експлуатації, що дозволить отримати економічний ефект на рівні 300 тис. грн. та забезпечити подальшу безаварійну експлуатацію.

Керівник відділу з проектування



Є.Г. Засорін