

Міністерство освіти і науки України
Національний університет «Львівська політехніка»

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

ПАРТУТА ВОЛОДИМИР ПЕТРОВИЧ

УДК 624.012.44:624.046

ДИСЕРТАЦІЯ
НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ І ДЕФОРМАТИВНІСТЬ МОНОЛІТНИХ
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЛИТ З ВСТАВКАМИ В ДВОХ НАПРЯМКАХ

192 – Будівництво та цивільна інженерія

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


В.П. Партуда

Науковий керівник Мельник Ігор Володимирович, д.т.н., доцент

Львів - 2024

АНОТАЦІЯ

Партута В.П. Несуча здатність і деформативність монолітних залізобетонних плит з вставками в двох напрямках. – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора філософії за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія (19 Архітектура та будівництво). Національний університет «Львівська політехніка», Львів, 2024.

В розділі 1 проведено огляд конструкцій збірних, монолітних та збірно-монолітних плит, які використовують в перекриттях різного типу. Окремо розглянуто конструкцію монолітних залізобетонних плит з порожниноутворювальними вставками. В розділі подано також огляд досліджень плитних залізобетонних конструкцій і методів розрахунку залізобетонних перекриттів, у т. ч. монолітних залізобетонних плитних конструкцій.

Наведено закордонний досвід улаштування монолітних залізобетонних перекриттів з пластмасовими порожнистими вставками.

Окремо розглянуто дослідження, які стосуються двовісно-стиснутого бетону. За результатами розгляду стану питання визначені основні завдання досліджень.

Розділ 2 містить програму і методику експериментальних досліджень. Всього запроєктовано три типи основних дослідних зразків марок ЛП-1, ЛП-2, ЛП-3, які мають перехресне розташування балок. Крім цього, окремо виготовлено чотири типи марок Л-1, Л-2а, Л-2б, Л-2в, з яких складаються перехресні балки. Для визначення фізико-механічних характеристик бетону передбачено виготовлення бетонних кубів і призм.

В середній частині балок в зоні чистого згину встановлена лише нижня робоча арматура, яка прийнята за результатами перевірних розрахунків так, щоб руйнування відбулось по стиснутому бетону. Поза зоною чистого згину передбачена верхня і поперечна арматура для упередження руйнування по похилих перерізах.

Дослідні зразки виготовляли у виробничому цеху ТзОВ «Трамбетон» (м. Львів). Для цього використали металевий піддон, який формував нижню частину лінійних і перехресних дослідних зразків. Вертикальні елементи опалубки з тирсоплити з'єднували між собою і фіксували металевими стержнями, привареними до піддона. Металеві каркаси дослідних зразків після виставлення у проектне положення також фіксували при бетонуванні та ущільненні бетонної суміші на вібростолі.

До укладання в опалубку до повздовжніх стержнів дослідних зразків в зоні чистого згину знизу приварювали металеві коротуни з різьбою для подальшого кріплення механічних приладів для вимірювання деформацій.

Для виготовлення дослідних зразків використано важкий бетон проектного класу С25/30 на дрібнозернистому щебені фракції 5- 10 мм.

Після твердіння бетону (> 28 діб) перед розпалубленням дослідних зразків у середній їх частині була до випусків з балок приварена тимчасова верхня арматура. Її призначення – упередити можливе утворення тріщин у верхній неармованій зоні бетону дослідних зразків при їх складуванні, транспортуванні, монтажі тощо. Після виставлення в проектне положення на випробувальному стенді тимчасові верхні зовнішні стержні зрізалися.

Випробуванням арматури, бетонних кубів та призм визначено фактичні фізико-механічні характеристики матеріалів.

Лінійні залізобетонні балки завантажували 2-ма зосередженими силами, розташованими симетрично від зони чистого згину. Перехресні дослідні балки завантажували 4-ма зосередженими силами, розташованими для кожної з балок симетрично на відстані 40 см.

Для заміру деформацій арматури, бетону і вертикальних переміщень використовували механічні прилади годинникового типу з точністю вимірювань відповідно 0,001 мм та 0,01 мм.

Навантаження створювали гідравлічним домкратом і контролювали попередньо протарованими коловими динамометрами, розташованими в опорній частині балок.

Подана також методика експериментальних вимірювань деформацій верхньої грані бетону дослідних зразків за використання оптико-цифрової системи (ОЦС) із застосуванням методу акустичної емісії при випробуванні дослідних зразків.

На відміну від традиційних способів отримання зображень у даній схемі використано дзеркало, встановлене під кутом 45° над досліджуваною балкою. Перехресне розташування опор силорозподільчої траверси унеможливило орієнтацію кадру зображення вздовж осі однієї з балок. Тому при випробуванні перехресних балок марок ЛП фотографічний штатив із дзеркальною фотокамерою був розташований по діагоналі між перехресними балками з відповідною орієнтацією дзеркала. Зображення ділянки поверхні балки реєстрували за різного ступеня навантаження і на далі обробляли на комп'ютері спеціальним програмним забезпеченням (Vic-2D), яке дозволило отримати розподіл деформацій на верхній грані балки з просторовим розділенням приблизно 10 мм. Поля деформацій розраховували відносно першого зображення поверхні не навантаженої балки.

Детально описано застосування методу акустичної емісії при випробуванні дослідних зразків.

Метою застосування методу акустичної емісії було виявлення джерел акустичної емісії (АЕ), які можуть бути пов'язані з дефектами, що проявляють активність при навантаженні залізобетонних конструкцій; виявлення закономірностей процесу випромінювання АЕ; визначення акустико-емісійних параметрів досліджуваних зразків при наростаючому статичному навантаженні та оцінка придатності методу АЕ для технічної діагностики та неруйнівного контролю експлуатаційного стану перехресних залізобетонних балок.

У розділі 3 відображені результати експериментальних досліджень. Подані, описані та проаналізовані результати випробувань лінійних і перехресних дослідних зразків за показниками несучої здатності та деформативності. Всі лінійні дослідні зразки зруйнувалися внаслідок дроблення бетону верхніх шарів балок в зоні чистого згину.

Іншим був характер руйнування перехресних балок. Вони також зруйнувалися в зонах чистого згину. Проте руйнування починалося не в місцях перетину балок (ділянка розміром 10x10 см), а поруч біля цієї ділянки на одній з лінійних балок. Це, в принципі, доводить, що на ділянці перетину балок відбувається зміцнення бетону внаслідок двовісного обтиску. Несуча здатність дослідних зразків лінійних балок порівняно з їх несучою здатністю в складі перехресних балок є меншою.

Для заміру вертикальних переміщень використовували індикатори годинникового типу з точністю вимірювань 0,01 мм, встановлені над опорами в перерізах дії сил F та посередині прогону балок.

Деформації бетону та арматури заміряли індикаторами годинникового типу з точністю вимірювань 0,001 мм. Вони були встановлені на верхній, боковій гранях балок та знизу.

У зв'язку з тим, що відстань від прикладених сил до опор у лінійних балках у складі кожного перехресного зразка є різною, реакції опор були різні для кожної з балок. Тому при аналізі деформативності та прогинів перехресних балок розглядали кожну з них окремо, умовно «вирізаючи» із перехресної конструкції.

В розділі подані графіки деформацій нижньої повздовжньої робочої арматури та деформації бетону верхньої грані балок як у порівнянні між лінійними балками, так і у порівнянні з аналогічними балками у складі перехресних дослідних зразків.

Деформації бетону балки Л-1, випробуваної окремо, є більшими від деформації в складі перехресних балок ЛП-1, ЛП-2, ЛП-3.

Відносні деформації бетону коротших балок Л-2а, Л-2б, Л-2в, випробуваних окремо, є меншими відповідно від тих, що випробувані в складі перехресних дослідних зразків.

Деформації бетону лінійних балок є також більшими від їх деформацій в складі перехресних дослідних зразків.

Заміряні деформації бетону безпосередньо на верхній грані на ділянці перетину балок є меншими, ніж на сусідніх ділянках.

Використання спекл-кореляційного методу дозволило виявити характер зміни НДС стиснутого бетону безпосередньо на верхній грані перехресних балок в зоні їх перетину і фіксувати їх безпосередньо на перед руйнівних етапах. Наведено поля деформацій бетону ε_b верхньої грані дослідних зразків. Побудовані графіки деформацій ε_b верхньої грані бетону.

Застосування методу акустичної емісії дало можливість виявити особливості зміни НДС стиснутого бетону балок в зоні їх перетину внаслідок двовісного обтиску.

Розділ 4 стосується теоретичних досліджень. Подано результати розрахунку міцності нормальних перерізів дослідних зразків за деформаційною методикою. Відображено основні результати моделювання напружено-деформованого стану лінійних балок і перехресних дослідних зразків в програмному комплексі «Ліра». Моделювання НДС в ПК «Ліра» САПР виконували за допомогою об'ємних елементів розмірами 10x10x10 мм для формування геометричних розмірів дослідних зразків. Прийнято тип 236 кінцевого елемента для бетону та тип 210 стрижневого кінцевого елемента для арматури. Розрахунки виконували за 21 законом нелінійного деформування для бетону та 11 законом нелінійного деформування для арматури.

НДС всіх 4-х лінійних зразків є характерним для балкових елементів, завантажених 2-ма симетричними силами. На ділянці чистого згину між силами утворюється зона майже однакових стискаючих напружень по всій довжині між силами. При віддаленні від сил до опор стискаючі напруження зменшуються зі збільшенням їх висоти. Відповідним є розподіл розтягувальних напружень у нижній частині балок.

Приведено значення напружень бетону на ділянці перетину (ДП) довжиною для кожної зі складових балок 10 см і значення напружень на суміжних з ДП ділянках довжиною 5 см.

Зменшення напружень на ділянці ДП порівняно з сусідніми ділянками є різним, і залежить від конструкції дослідних зразків.

По суті це є ефект зміцнення бетону внаслідок двовісного обтиску.

Подано також візуалізацію руйнування перехресних дослідних зразків. Вона в принципі підтверджує характер руйнування цих дослідних зразків, зафіксований в експериментальних дослідженнях.

Розроблено загальні рекомендації щодо розрахунку плитних залізобетонних конструкцій з двонапрямленим розташуванням вставок з врахуванням двовісного стиску.

В розділі 5 подана техніко-економічна та екологічна ефективність плитних конструкцій з двонапрямленим розташуванням вставок і впровадження результатів роботи.

За завданням замовника ТзОВ «Добробуд» на одному з будинків житлового комплексу на вул. Білогірській у м. Тернополі виконано техніко-економічне порівняння двох перекриттів: традиційного суцільного і з пінополістирольними вставками. Згідно з отриманими результатами, за основним показником витрати матеріалів вигіднішим є перекриття з вставками. Окрім очевидної економії бетону, важливим чинником є суттєве зменшення витрати арматури за рахунок зменшення власної ваги перекриття.

Аналогічні техніко-економічні показники були отримані при зведенні комплексу інших будівель по вул. Білогірській у м. Тернопіль (ОК «БІЛОГІР'Я»).

Використовуючи пінополістирольні вставки, на 31,9 % зменшили витрату бетону і відповідно власну вагу перекриттів з двонапрямленим розташуванням вставок загальною площею 6732 м².

Наведено також конструкцію та описано використання на практиці фундаментних плит із вставками у новому будівництві на прибудові до будівлі №7 на вул. Білогірській у м. Тернополі. Добудова до будинку №7 має складну конфігурацію в плані. Відповідно це відобразилося на конструкції фундаментної плити, яка улаштована на насипних ґрунтах і має значну загальну висоту – 45 см. Використання вставок у 2-х напрямках дало можливість на 28,7 % зменшити витрату бетону.

Аналогічна конструкція фундаментної плити була використана в проектній документації 10-поверхового житлового будинку по вул. Тролейбусній у м. Тернополі (ОК «МБС-ЖИТЛО»). Впровадження досліджень дозволило суттєво (на 26,2 %) зменшити витрати бетону при улаштуванні фундаментної плити загальною висотою 70 см. Використання пінополістирольних вставок в плиті площею 569 м² заодно покращило теплотехнічні показники підвального поверху.

Все актуальнішою стає проблема збереження навколишнього середовища, на яке, крім інших факторів, суттєво впливає виробництво бетону і залізобетону. Їх виготовлення супроводжується значним вичерпанням природних матеріальних ресурсів та забрудненням довкілля. Найбільш енергомісткою складовою бетону є портландцемент, виробництво якого супроводжується значними викидами CO₂. Тому зменшення використання цементу є значною економією природних ресурсів та суттєвим зниженням шкідливих викидів. Відповідно до стратегії низьковуглецевого розвитку, представленої у Європейському союзі, до 2030 р. заплановано скоротити викиди CO₂ на етапі виробництва бетону та будівництва на 40%.

Особливо це стосується залізобетонних конструкцій широкого використання, до яких належать передовсім монолітні залізобетонні перекриття в будівлях різного призначення, монолітні фундаментні плити, монолітні залізобетонні прогонові будови мостів малих і середніх прольотів, та інших плитних конструкцій, в яких можна використати результати досліджень.

Таким чином, у дисертаційній роботі вирішено важливе науково-практичне завдання, пов'язане з актуальними проблемами матеріало-, ресурсо- і енергоощадження, а також в значною мірою екологічної безпеки. Вперше проведені експериментальні та теоретичні дослідження перехресних балок підтвердили зміцнення стиснутого бетону в зоні перетину балок, що необхідно врахувати при розрахунку та проектуванні монолітних плитних залізобетонних конструкцій з двонапрямленим розташуванням вставок. До таких конструкцій належать насамперед перекриття і фундаментні плити. Використання в них

порожниноутворювальних вставок дає можливість суттєво (до 26-32 %) зменшити витрати бетону, виробництво якого супроводжується значним вичерпанням матеріальних ресурсів і забрудненням довкілля.

Ключові слова: залізобетон, бетон, арматура, перекриття, плита, стиск, балка, випробування, міцність, несуча здатність, напруження, деформації, напружено-деформований стан, експериментальні дослідження, стиснена бетонна зона.

ABSTRACT

Partuta V.P. Bearing capacity and deformability of monolithic reinforced concrete slabs with inserts in two directions. – Qualifying scientific work on manuscript rights.

Dissertation for academic degree of Doctor of Philosophy in specialty 192 Building and civil engineering (19 Architecture and construction). Lviv Polytechnic National University, Lviv, 2024.

Section 1 reviews the constructions of prefabricated, monolithic, and prefabricated monolithic slabs, which are used in various types of ceilings. The design of monolithic reinforced concrete slabs with cavity-forming inserts is considered separately. The section also provides an overview of studies of reinforced concrete slab structures and methods of calculating reinforced concrete floors, including monolithic reinforced concrete slab structures.

The foreign experience of arranging monolithic reinforced concrete floors with plastic hollow inserts is given.

Researches related to biaxially compressed concrete are considered separately. Based on the results of the examination of the state of the issue, the main tasks of research are determined.

Chapter 2 contains the program and methodology of experimental research. In total, three types of main experimental samples of LP-1, LP -2, and LP -3 brands have been designed, which cross-arrange beams. In addition, four types of brands L-1, L-2a, L-2b, and L-2c, which are made up of cross beams, were separately manufactured. To determine the physical and mechanical characteristics of concrete, the production of concrete cubes and prisms is provided.

In the middle part of the beams in the zone of pure bending, only the lower working reinforcement is installed, which is adopted according to the results of verified calculations so that the destruction occurs along the compressed concrete. Outside the zone of pure bending, upper and transverse reinforcement is provided to strengthen the destruction at inclined sections.

Test samples were manufactured in the production workshop of Trambeton LLC (Lviv). For this, a metal pallet was used, which formed the lower part of the linear and cross samples. The vertical elements of the tyrsoplite formwork were connected and fixed with metal rods welded to the pallet. The metal frames of the experimental samples, after being placed in the design position, were also fixed during the concreting and compaction of the concrete mixture on a vibrating table.

Before laying in the formwork, to the longitudinal rods of the test samples in the zone of pure bending, metal rods with a thread were welded from below for further attachment of mechanical devices for measuring deformations.

Heavy concrete of design class C25/30 on a fine-grained crushed stone fraction of 5-10 mm was used for the production of test samples.

After the concrete had hardened (> 28 days), before the test samples were deconstructed, a temporary upper reinforcement was welded to the beams in their middle part. Its purpose is to prevent the possible formation of cracks in the upper non-harmonic zone of the concrete of the experimental samples during their assembly, transportation, installation, etc. After being placed in the design position on the test stand, the temporary outer rods were sheared off.

Testing of reinforcement, concrete cubes, and prisms determined the actual physical and mechanical characteristics of the materials.

Linear reinforced concrete beams were loaded by 2 concentrated forces located symmetrically from the zone of pure bending. Cross-test beams were loaded with 4 concentrated forces, located for each of the beams symmetrically at a distance of 40 cm.

To measure the deformations of reinforcement, concrete, and vertical movements, watch-type mechanical devices were used with measurement accuracy of 0.001 mm and 0.01 mm, respectively.

The load was created by a hydraulic jack and monitored by pre-tare wheel dynamometers located in the supporting part of the beam.

The method of experimental measurements of the deformations of the upper face of the concrete test samples for the use of an optical digital system (ODS) with the

application of the acoustic emission method when testing the test samples is also presented.

In contrast to traditional methods of obtaining images, this scheme uses a mirror installed at 45° above the beam under study. The cross arrangement of the supports of the force-distributing traverse made it impossible to orient the image frame along the axis of one of the beams. Therefore, when testing crossbeams of LP brands, a photographic tripod with an SLR camera was placed diagonally between the crossbeams with the appropriate orientation of the mirror. Images of the beam surface area were recorded under different degrees of load and further processed on a computer with special software (Vic-2D), which allowed obtaining the distribution of deformations on the upper face of the beam with a spatial resolution of approximately 10 mm. The deformation fields were calculated relative to the first surface image of the unloaded beam.

The application of the acoustic emission method in testing test samples is described in detail.

The purpose of using the acoustic emission method was to identify sources of acoustic emission (AE), which may be associated with defects that are active during loading of reinforced concrete structures; detection of regularities in the AE radiation process; determination of acoustic-emission parameters of the studied samples under increasing static load and evaluation of the suitability of the AE method for technical diagnostics and non-destructive control of the operational condition of cross-reinforced concrete beams.

Chapter 3 shows the results of experimental research. The results of tests of linear and cross-sectional samples according to indicators of load-bearing capacity and deformability are presented, described, and analyzed. All linear test samples collapsed as a result of concrete crushing of the upper layers of the beams in the zone of pure bending.

Another was the nature of the destruction of the cross beams. They also collapsed in zones of pure bending. However, the destruction did not begin at the intersection of the beams (a section measuring 10x10 cm), but near this section on one of the linear

beams. This, in principle, proves that at the cross-section of the beams, concrete is strengthened due to biaxial compression. The bearing capacity of the experimental samples of linear beams is lower compared to their bearing capacity in the composition of cross beams.

To measure vertical movements, watch-type indicators with a measurement accuracy of 0.01 mm were, installed above the supports in the cross-sections of the forces F and the middle of the beam span.

Deformations of concrete and reinforcement were measured with watch-type indicators with a measurement accuracy of 0.001 mm. They were installed on the upper, side faces of the beams and below.

Because the distance from the applied forces to the supports in the linear beams in the composition of each cross sample is different, the reactions of the supports were different for each of the beams. Therefore, when analyzing the deformability and deflections of cross beams, each of them was considered separately, conditionally "cutting out" from the cross structure.

The section presents the graphs of the deformations of the lower longitudinal working reinforcement and the deformation of the concrete of the upper face of the beams, both in comparison between linear beams and in comparison with similar beams in cross-sectional test samples.

The concrete deformations of the beam L-1, tested separately, are greater than the deformation of the cross beams LP-1, LP-2, and LP-3.

The relative deformations of the concrete of the shorter beams L-2a, L-2b, and L-2c tested separately are smaller, respectively than those tested as part of cross-sectional test samples.

The deformations of the concrete of the linear beams are also greater than their deformations in the cross-sectional test samples.

The measured deformations of concrete directly on the upper face in the area of intersection of the beams are smaller than in the adjacent areas.

The use of the speckle-correlation method made it possible to detect the nature of changes in the SDS of compressed concrete directly on the upper face of the cross

beams in the area of their intersection and fix them immediately before the destructive stages. The concrete deformation fields ε_b of the upper face of the test samples are given. Graphs of deformations ε_b of the upper face of concrete are constructed.

The application of the acoustic emission method made it possible to reveal the peculiarities of changes in the SDS of compressed concrete beams in the area of their intersection due to biaxial crimping.

Chapter 4 deals with theoretical studies. The results of calculating the strength of normal cross-sections of test samples using the deformation method are presented. The main results of modeling the stress-strain state of linear beams and cross-sectional test samples in the "Lira" software complex are shown. Modeling of SDS in PC "Lira" CAD was carried out with the help of volumetric elements with dimensions of 10x10x10 mm to form the geometric dimensions of the test samples. Type 236 end member for concrete and type 210 rod end member for rebar are adopted. Calculations were performed according to 21 laws of nonlinear deformation for concrete and 11 laws of nonlinear deformation for reinforcement.

The SDS of all 4 linear samples is typical for beam elements loaded with 2 symmetrical forces. In the area of pure bending between the forces, a zone of almost equal compressive stresses is formed along the entire length between the forces. When moving away from the forces to the supports, the compressive stresses decrease with an increase in their height. The distribution of tensile stresses in the lower part of the beams is appropriate.

The value of the concrete stresses on the cross-section section (CS) with a length of 10 cm for each of the component beams and the stress values on the sections adjacent to the CS with a length of 5 cm are given.

The stress reduction in the CS section compared to the neighboring sections is different and depends on the design of the test samples.

In essence, this is the effect of concrete strengthening due to biaxial compression.

Visualization of the destruction of cross-sectional test samples is also presented. In principle, it confirms the nature of the destruction of these experimental samples, recorded in experimental studies.

General recommendations for the calculation of slab-reinforced concrete structures with bidirectional arrangement of inserts, taking into account biaxial compression, have been developed.

Section 5 presents the technical, economic, and environmental efficiency of plate structures with the bidirectional arrangement of inserts and the implementation of work results.

On behalf of the customer, LLC "Dobrobud" is in one of the residential complex buildings on the street. Biloghirska in Ternopil conducted a technical and economic comparison of two floors: traditional solid and polystyrene inserts. According to the obtained results, in terms of the main indicator of material consumption, the overlap with inserts is more profitable. In addition to the obvious saving of concrete, an important factor is a significant reduction in the consumption of reinforcement due to a reduction in the floor's weight.

Similar technical and economic indicators were obtained during the construction of a complex of other buildings on the street. Biloghirska in the city of Ternopil (UC "BILOGIRYA").

Using polystyrene foam inserts, the consumption of concrete was reduced by 31.9% and, accordingly, the weight of floors with a bidirectional arrangement of inserts with a total area of 6732 m².

The design and practical use of foundation slabs with inserts in the new construction on the extension to building №7 on the street are also described. Biloghirska in Ternopil. The addition to house №7 has a complex plan configuration. Accordingly, this was reflected in the design of the foundation slab, which is arranged on loose soils and has a significant total height of 45 cm. The use of inserts in 2 directions made it possible to reduce the consumption of concrete by 28.7%.

A similar design of the foundation slab was used in the project documentation of a 10-story residential building on the street. Trolleybus in Ternopil (UC "MBS-

ZHYTLO"). The implementation of research made it possible to significantly (by 26.2%) reduce the consumption of concrete when installing a foundation slab with a total height of 70 cm. The use of polystyrene inserts in a slab with an area of 569 m² at the same time improved the thermal performance of the basement floor.

The problem of preserving the environment, which, in addition to other factors, is significantly affected by the production of concrete and reinforced concrete, is becoming more and more urgent. Their production is accompanied by significant depletion of natural material resources and environmental pollution. Portland cement is the most energy-intensive component of concrete, the production of which is accompanied by significant CO₂ emissions. Therefore, reducing the use of cement is a significant saving of natural resources and a significant reduction of harmful emissions. According to the low-carbon development strategy presented by the European Union, it is planned to reduce CO₂ emissions at the stage of concrete production and construction by 40% by 2030.

This especially applies to widely used reinforced concrete structures, which primarily include monolithic reinforced concrete floors in buildings of various purposes, monolithic foundation slabs, monolithic reinforced concrete span structures of bridges of small and medium spans, and other slab structures in which the results of research can be used.

Thus, the dissertation solved an important scientific and practical task related to the current problems of material, resource, and energy saving, as well as to a large extent environmental safety. For the first time, experimental and theoretical studies of cross beams confirmed the strengthening of compressed concrete in the cross-section of the beams, which must be taken into account when calculating and designing monolithic reinforced concrete slab structures with bidirectional arrangement of inserts. Such structures primarily include ceilings and foundation slabs. The use of cavity-forming inserts makes it possible to significantly (up to 26-32%) reduce the consumption of concrete, the production of which is accompanied by a significant depletion of material resources and environmental pollution.

Keywords: reinforced concrete, concrete, reinforcement, floor, slab, compression, beam, test, strength, load bearing capacity, stress, deformation, stress-strain state, experimental research, compressed zone of concrete.

Список публікацій здобувача:

- у наукових періодичних виданнях, що включені до міжнародних науково-метричних баз:

1. Bambura A., Mel'nyk I., Bilozir V., Sorokhтей V., Prystavskyi T., Partuta V. The stressed-deformed state of slab reinforced concrete hollow structures considering the biaxial compression of concrete. Eastern-European Journal of Enterprise Technologies. 2020. №1/7(103). – P. 34–42.

DOI: <https://doi.org/10.15587/1729-4061.2020.194145>. (Scopus).

2. Mel'nyk I.V., Stashchuk M.H., Gogol M.V., Prystavskyi T.V., Ivasyk H.V., Partuta V.P. Methodology of calculation and experimental verification of rigidity of reinforced concrete structures with unidirectional cavities. Materials Science. 2023. – Vol. 58, iss. 6. P. 717–724.

DOI: <https://doi.org/10.1007/s11003-023-00721-2>. (Scopus).

- у науковому фаховому виданні України:

3. Мельник, І.В., Сорохтей, В.М., Приставський, Т.В., Партута, В. П. Техніко-економічна ефективність монолітних залізобетонних перекриттів з вставками. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. 2018. Вип. 36. С. 142–150.

URI: <http://ep3.nuwm.edu.ua/id/eprint/12546>.

4. Melnyk I., Bilozir V., Bidenko I., Shulyar R., Partuta V. Load bearing capacity and cracking resistance to off-center compression of hollow concrete blocks. Theory and Building Practice. 2020. Vol. 2, №2. P. 119–126.

DOI: <https://doi.org/10.23939/jtbp2020.02.119>.

5. Мельник І.В., Сорохтей В.М., Приставський Т.В., Партута В.П. Реконструкція дерев'яних перекриттів із використанням монолітних залізобетонних плит з ефективними вставками. Вісник Львівського національного аграрного університету. Архітектура і сільськогосподарське будівництво. 2021. №22. С. 23–25.

DOI: <https://doi.org/10.31734/architecture2021.22.023>.

6. Мельник І.В., Приставський Т.В., Партута В.П., Якимів Д.Ю. Особливості конструкції і напружено-деформованого стану перехресних залізобетонних балок. Просторовий розвиток. 2024. Вип. 8. – С. 315–327.

DOI: [10.32347/2786-7269.2024.8.315-327](https://doi.org/10.32347/2786-7269.2024.8.315-327).

- які засвідчують апробацію матеріалів дисертації:

7. Партута В.П., Кущенко В.М. Вплив низькомодульних вставок на міцність і деформативність монолітних залізобетонних плит. Збірник тез доповідей 77-ї Студентської науково-технічної конференції (31 жовтня 2019 р., м. Львів). Львів: Видавництво Національний університет «Львівська політехніка». 2019. С. 33-34.

8. Мельник І.В., Сорохтей В.М., Приставський Т.В., Партута В.П. Реконструкція дерев'яних перекриттів з використанням монолітних залізобетонних плит з ефективними вставками. Ефективні технології і конструкції в будівництві та архітектура села: тези доповідей IV Міжнародної науково-технічної конференції (24-25 червня 2021 р., м. Дубляни). Дубляни. 2021. С. 44–45.

9. Наукові семінари кафедри «Автомобільні дороги та мости» Національного університету «Львівська політехніка» (2020-2024 рр.).

ЗМІСТ

АНОТАЦІЯ.....	2
ABSTRACT	10
ЗМІСТ	20
ВСТУП.....	23
РОЗДІЛ 1. СТАН ПИТАННЯ ТА ЗАДАЧІ ДОСЛІДЖЕННЯ.....	28
1.1. Конструкція збірних, монолітних та збірно-монолітних плит.....	28
1.2. Конструкції монолітних та залізобетонних плит з порожнино- утворювальними вставками	33
1.3. Дослідження і методи розрахунку залізобетонних плитних конструкцій ...	37
1.4. Дослідження з двовісно-стиснутим бетоном	50
1.5. Висновки до розділу 1	53
РОЗДІЛ 2. ПРОГРАМА І МЕТОДИКА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ.....	54
2.1. Програма експериментальних досліджень	54
2.2. Конструкція і технологія виготовлення дослідних зразків. Фізико-механічні характеристики матеріалів	56
2.3. Загальна методика експериментальних досліджень.....	63
2.4. Методика експериментальних вимірювань деформацій верхньої грані бетону дослідних зразків за допомогою методу цифрової кореляції зображення із використанням оптико-цифрової системи.....	65
2.5. Застосування методу акустичної емісії при випробуванні дослідних зразків	68
2.6. Висновки до розділу 2	73
РОЗДІЛ 3. РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ	75
3.1. Несуча здатність і деформативність лінійних дослідних зразків	75
3.1.1. Несуча здатність дослідних зразків.....	75
3.1.2. Деформативність лінійних балок	78
3.1.3. Деформативність перехресних балок.....	83

3.2. Деформації верхньої грані бетону дослідних зразків визначені методом спекл-кореляції	92
3.3. Результати застосування методу акустичної емісії при випробуванні дослідних зразків	110
3.4. Висновки до розділу 3	120
РОЗДІЛ 4. ТЕОРЕТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ.....	122
4.1. Розрахунок несучої здатності нормальних перерізів дослідних зразків за деформаційною методикою	122
4.2. Моделювання напружено деформованого стану дослідних зразків в ПК «Ліра»	124
4.2.1. Моделювання НДС лінійних балок.....	124
4.2.2. Моделювання НДС перехресних балок.....	126
4.3. Розрахункові залежності для двовісно-стиснутого бетону	130
4.4. Загальні рекомендації щодо розрахунку з двонапрямленим розташуванням вставок	134
4.5. Висновки до розділу 4	135
РОЗДІЛ 5. ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНА ТА ЕКОЛОГІЧНА ЕФЕКТИВНІСТЬ ПЛИТНИХ КОНСТРУКЦІЙ З ДВОНАПРЯМЛЕНИМ РОЗТАШУВАННЯМ ВСТАВОК І ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ РОБОТИ.....	137
5.1. Техніко-економічні показники та впровадження результатів досліджень	137
5.2. Екологічна ефективність плитних конструкцій з вставками.....	140
5.3. Висновки до розділу 5	141
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	142
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ЛІТЕРАТУРНИХ ДЖЕРЕЛ.....	144
Додаток А. Список опублікованих праць за темою дисертації.....	161
Додаток Б. Акти впровадження результатів дисертаційного дослідження	165
Додаток В. Графічні матеріали результатів застосування методу акустичної емісії при випробуванні дослідних зразків	170

Додаток Г. Ізополя деформацій верхньої грані бетону дослідних зразків, заміряних в ОЦС	185
Додаток Д. Матеріали розрахунку дослідних зразків в РК «Ліра»	210

ВСТУП

На даний час в практиці будівництва переважно використовують монолітні залізобетонні перекриття та інші плитні конструкції суцільного перерізу, що призводить до суттєвої перевитрати бетону при їх виготовленні.

Проведений огляд і аналіз результатів наукових досліджень показав, що бетон і залізобетон – дуже енергомісткі матеріали. Тому зменшення будь-якого виду витрат (сталі, цементу, заповнювачів, працезатрат і особливо енергоспоживання) є важливим народногосподарським питанням.

Альтернативним до суцільних монолітних залізобетонних плит є плити з порожниноутворювальними вставками, що дають можливість суттєво зменшити витрати бетону, відтак зменшити власну вагу плит і кількість робочої арматури.

В загальних конструктивних вирішеннях в основному є плити з однонапрямленим або двонапрямленим розташуванням порожниноутворювальних вставок. Більшість проведених досліджень стосується плит (в основному перекриттів) з однонапрямленим розташуванням вставок.

Актуальність наукового дослідження пов'язана з важливими проблемами матеріалоощадності при проектуванні та використанні плитних залізобетонних конструкцій масового використання (зокрема монолітних перекриттів) з розташуванням вставок у двох напрямках.

Все актуальнішою стає проблема збереження навколишнього середовища, на яке, крім інших факторів, суттєво впливає виробництво бетону і залізобетону. Їх виготовлення супроводжується значним вичерпанням природних матеріальних ресурсів та забрудненням довкілля. Найбільш енергомісткою складовою бетону є портландцемент, виробництво якого супроводжується значними викидами CO₂. Тому зменшення використання цементу є значною економією природних ресурсів та суттєвим зниженням шкідливих викидів.

Особливо це стосується залізобетонних конструкцій широкого використання, до яких належать передовсім монолітні залізобетонні перекриття в будівлях різного призначення, монолітні фундаментні плити, монолітні залізобетонні прогонові будови мостів малих і середніх прольотів.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Тема дисертаційного дослідження та отримані результати відповідають актуальним завданням науково-технічної політики держави у сфері енерго-, та ресурсощадження згідно з Законом України «Про енергоефективність» та стратегії низьковуглецевого розвитку, представленої у Європейському союзі.

Дисертаційна робота виконана в Національному університеті «Львівська політехніка» і відповідає науковим напрямкам кафедри автомобільних доріг та мостів, зокрема в частині «Розроблення, дослідження та вдосконалення конструктивних вирішень і методів розрахунку мостів, будівель та споруд», а також науковому напрямку галузевої науково-дослідної лабораторії з оптимізації, дослідження, обстеження і проектування конструкцій будівель і споруд (ГНДЛ-112 Львівської політехніки).

Мета роботи та завдання дослідження. *Метою дисертаційної роботи є* дослідження впливу навантаження на напружено-деформований стан плитних конструкцій з двоспрямованим розташуванням порожниноутворювальних вставок та їх вплив на несучу здатність і деформативність конструкцій.

Для досягнення мети були поставлені такі **завдання дослідження**:

- обґрунтувати розрахункові схеми дослідних зразків;
- розробити методику експериментальних досліджень та конструкцію дослідних зразків з врахуванням конструкції випробувального устаткування;
- виконати аналіз отриманих результатів експериментальних досліджень;
- визначити характер НДС у зоні двовісного стиску;
- розробити рекомендації для розрахунку плит з двонапрямленим розташуванням вставок з врахуванням двовісного стиску;

- впровадити результати дослідження.

Об'єкт дослідження - напружено-деформований стан залізобетонних порожнистих конструкцій з двонапрямленим розташуванням вставок.

Предмет дослідження – фрагменти (залізобетонні ортогональні балки) монолітного залізобетонного перекриття з двонапрямленим розташуванням вставок.

Методи дослідження. У дисертаційній роботі використано наступні методи дослідження:

- інформаційний пошук;
- розробка методик експериментальних і теоретичних досліджень;
- експериментальні дослідження несучої здатності та деформативності лінійних та перехресних дослідних зразків;
- вимірювання деформацій верхньої грані стиснутого бетону з використанням оптико-цифрової системи (ОЦС);
- застосування методу акустичної емісії ;
- комп'ютерне моделювання напружено-деформованого стану дослідних зразків.

Наукова новизна одержаних результатів:

- вперше розроблено і реалізовано методика експериментальних досліджень перехресних залізобетонних балок;
- отримано нові експериментальні дані щодо деформативності і міцності залізобетонних перехресних балок в зоні двовісного стиску;
- вперше експериментальними дослідженнями підтверджено ефект зміцнення стиснутого бетону в зоні перетину перехресних балок;
- набула подальшого розвитку методика експериментальних вимірювань деформацій на верхній грані бетону залізобетонних балок, зокрема при їх перехресному розташуванні, з використанням оптико-цифрової системи (ОЦС).

- розроблено рекомендації щодо розрахунку залізобетонних плит з двонапрямленим розташуванням вставок з врахуванням двовісного стиску бетону.

Практичне значення одержаних результатів.

Отримано акти про впровадження результатів роботи (додаток А) при розробці робочих креслень монолітних залізобетонних перекриттів і фундаментної плити багатопверхових житлових будинків по вул. Білогірській у м. Тернополі (від ТзОВ «Добробуд» і від ОК «Білогір'я») і залізобетонної фундаментної плити 10-поверхового житлового будинку по вул. Тролейбусній у м. Тернополі (від Обслуговуючого кооперативу «МБС-ЖИТЛО»).

Результати досліджень можуть бути застосовані в проектуванні монолітних залізобетонних плитних конструкцій перекриттів, фундаментів, прогонових будов мостів.

Особистий внесок здобувача. Виконано аналіз сучасних монолітних залізобетонних конструкцій з порожниноутворювальними вставками. Розроблено методику і програму експериментальних досліджень. Реконструйовано силовий стенд для випробування дослідних зразків складної конструкції. Виконано складні експериментальні дослідження. Виконано опрацювання та аналіз отриманих результатів з побудовою чисельних графічних залежностей. Проведено теоретичні дослідження. Розроблено загальні рекомендації щодо розрахунку плитних монолітних залізобетонних конструкцій з двонапрямленим розташуванням вставок.

Усі основні результати дисертаційного дослідження та наукові розрахунки отримані автором самостійно.

У роботах, які опубліковані у співавторстві, автору належить: [1] – аналіз літературних даних і постановка проблеми; [2] – аналіз теоретичних залежностей; [3] – порівняльний аналіз суцільних монолітних перекриттів і перекриттів з вставками; [4] – аналіз результатів досліджень; [5] – варіантне проектування реконструкції перекриттів з використанням вставок; [6] –

підготовка і проведення експериментальних досліджень; [7] – формування висновків та аналіз впливу вставок на міцність і деформативність; [8] – варіантне проектування реконструкції перекриттів з використанням вставок.

Апробація результатів дисертації. Основні результати дисертаційної роботи були представлені та обговорені на:

- 77-й Студентській науково-технічній конференції. м. Львів. 31 жовтня 2019 р.;
- IV Міжнародній науково-технічній конференції «Ефективні технології і конструкції в будівництві та архітектурі села». м. Дубляни. 24-25 червня 2021 р.;
- на наукових семінарах Національного Університету «Львівська політехніка» кафедри «Автомобільні дороги та мости» (2020-2024 рр.).

Публікації. Основні наукові положення, методи та результати досліджень за темою дисертаційної роботи опубліковано у 8 наукових публікаціях, у тому числі: 2 статті у наукових виданнях, що входить до бази Scopus, 4 статті у науковому виданні України та 2 публікації у матеріалах вітчизняних і міжнародних конференцій.

Структура та обсяг дисертаційної роботи. Дисертаційна робота складається з: анотації, змісту, вступу, основної частини (5 розділів), загальних висновків, списку використаних літературних джерел та додатків. Загальний обсяг дисертації 219 сторінок, з яких 121 основного тексту, 91 рисунок, 12 таблиць, 17 сторінок списку використаних літературних джерел із 147 назв та 5 додатків на 55 сторінках.

РОЗДІЛ 1. СТАН ПИТАННЯ ТА ЗАДАЧІ ДОСЛІДЖЕННЯ

1.1. Конструкція збірних, монолітних та збірно-монолітних плит

Монолітні часторебристі перекриття

Монолітні часто-ребристі перекриття за статичною схемою роботи є аналогічними до звичайних балкових перекриттів. Характерна їх відмінність – часте розташування ребер-балок, які формуються не з використанням звичайної опалубки, а з використанням ящиків або вставок з облежених порожнистих блоків з різних матеріалів або облеженої (розрідженої) опалубки.

За конструктивною схемою роботи розрізняють часторебристі перекриття двох типів:

- з ребрами одного напрямку;
- з ребрами у двох напрямках (кесонні).

У часторебристих перекриттях з однонапрямленим розташуванням балок відстань між балками не перевищує 70–80 см. Ширина перерізу балок 6–12 см, висота перерізу – залежно від прольоту, який може сягати 7 м. Товщина плити – не менше ніж 3–4 см.

Для формування монолітного часто-ребристого перекриття використовували легкі бетонні вставки з місцевих матеріалів (черепашника, туфу тощо). Зокрема, ці матеріали є доволі розповсюдженими в Україні. Для кращого зв'язку з бетоном замонолічування бокові поверхні вставок улаштовують шершавими або рубчастими. Конструкцій керамічних порожнистих заповнювачів напрацьовано немало.

Доволі часто в разі влаштування часто-ребристих перекриттів використовували дерев'яні ящики, які зверху і з боків покривали руберойдом. Для кращого кріплення ящиків доцільно улаштувати скоси (нахили) бокових поверхонь. До ящиків кріпили комишіт, соломіт та ін. для подальшого тинькування знизу.

Незалежно від типу і форми вставок товщину залізобетонної плити слід приймати не меншою ніж 4–5 см.

Часторебристі перекриття з порожнистими вставками замкнутих форм мають значний тепловий опір і звукоізоляцію, та гладку стелю. Тому їх найчастіше використовували для житлових і громадських будівель. Для забезпечення надійності часто-ребристих перекриттів з однонапрямленим розташуванням балок з конструктивних міркувань доцільно улаштувати в них проміжні поперечні балки (діафрагми) з кроком $\sim 2,5\text{--}3$ м.

У часторебристих перекриттях з ребрами в двох напрямках використовують вставки, аналогічні до розглянутих вище, найчастіше з легкобетонних або керамічних каменів. Одне з таких конструктивних вирішень подане на рис. 1.1. Суцільні квадратні вставки на всю висоту перерізу розміром від 40×40 см до 50×50 см, ширина ребер – $6\text{--}10$ см.

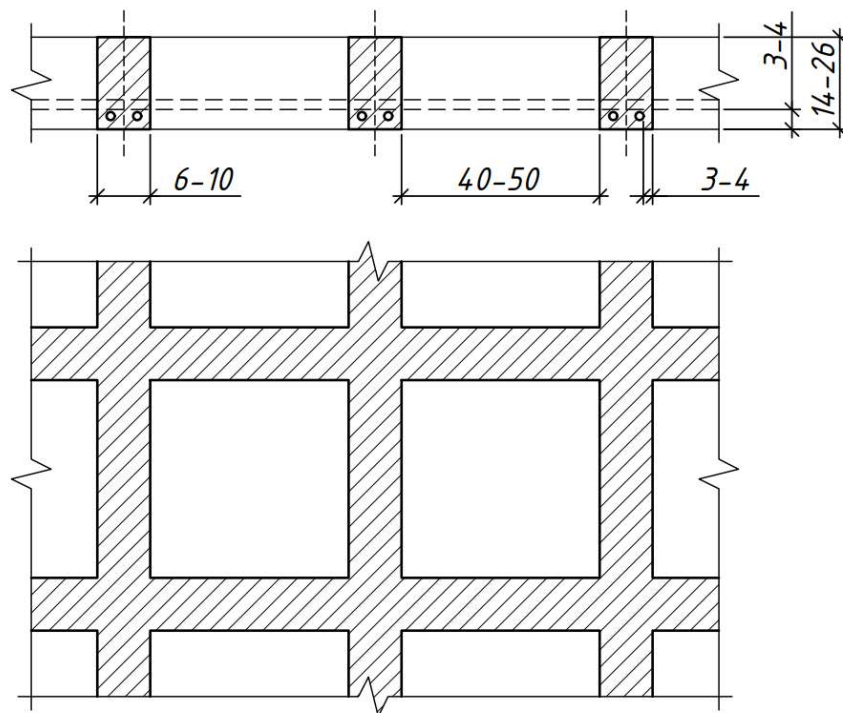


Рис. 1.1. Кесонне часторебристе перекриття без верхньої плити

За кордоном розроблено опалубку системи SKYRAIL, яка дає змогу з використанням знімних коритоподібних пластмасових вставок створювати часто-ребристі монолітні перекриття загальною висотою $16\text{--}20\text{--}24$ см за кроку балок 60 см і плитою між ними товщиною $4\text{--}5$ см [141].

Ребристі перекриття з плитами, обпертими по контуру

Загальна конструктивна схема перекриттів

Основними конструктивними елементами таких перекриттів є перехресні балки в обох напрямках, які опираються, як правило, на стіни або на проміжні колони й крайні колони з контурними балками (рис. 1.2).

Зазвичай ширина і висота перерізу балок обох напрямків є однаковими. Проліт – до 4–6 м.

На балки в обидвох напрямках опираються плити як верхні конструктивні елементи ребристого перекриття. Тому такі перекриття ще називають ребристими монолітними перекриттями, обпертими по контуру. Для забезпечення роботи плит в обох напрямках рекомендується співвідношення сторін комірки $l_1/l_2 < 1,5$.

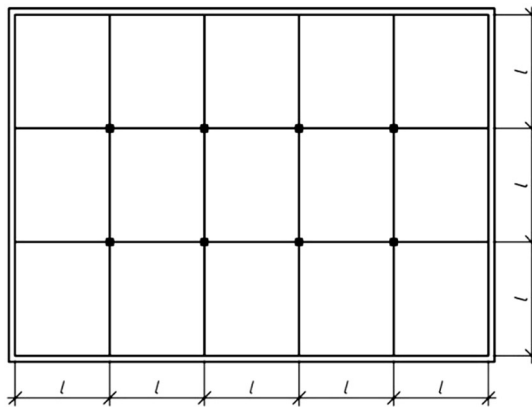


Рис. 1.2. Загальна конструктивна схема ребристих перекриттів з плитами, обпертими по контуру

Товщина плити залежить від співвідношення сторін l_1/l_2 , величини навантаження і знаходяться в межах від 8 до 15 см.

Кесонні перекриття

Кесонні перекриття є різновидом ребристих перекриттів з плитами, обпертими по контуру. Характерною їх відмінністю є відсутність проміжних колон і часте розташування балок – через 2–3 м.

Розташування балок у кесонних перекриттях може бути різним. Найчастіше балки розташовуються паралельно до сторони квадратного чи прямокутного в плані приміщення (рис. 1.3, а, б).

Приміщення, над якими улаштовують кесонне перекриття, повинні мати прямокутну форму зі співвідношенням сторін $l_1/l_2 < 1,5$ або розділятися колонами (стінами) на ділянки із зазначеним вище співвідношенням.

Загальний дизайн приміщень суттєво покращують перекриття з діагональними (\sim під 45°) розташуванням балок (рис. 1.3, в, г), хоча вони є дещо складнішими у технології виготовлення. Проте в конструктивному відношенні (за статичною схемою роботи) діагональне розташування балок є вигідним: короткі при кутові діагональні балки є додатковими пружними опорами для довгих балок іншого напрямку.

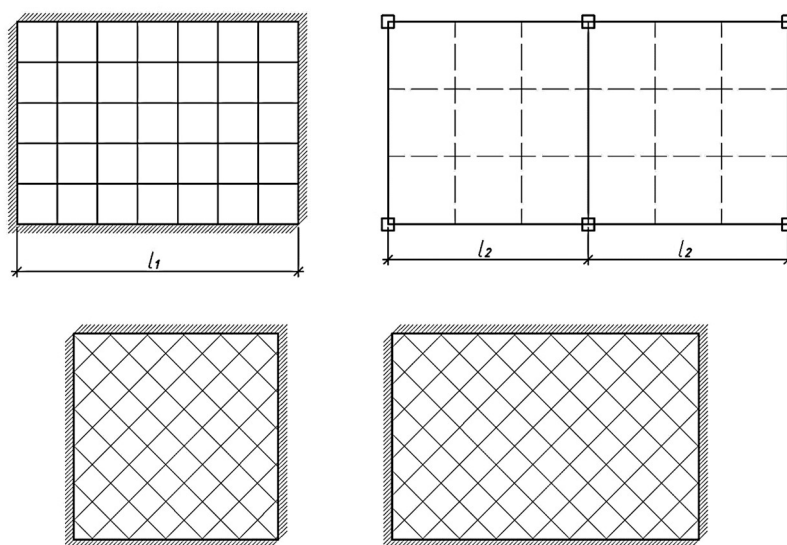


Рис. 1.3. Схеми кесонних перекриттів

У разі діагональних балок плани приміщень можуть бути більше видовженими.

Ефективним під час улаштування монолітних кесонних перекриттів є використання пластмасових порожниноутворювачів (рис. 1.4).

Кесонні перекриття знайшли також непоодиноке використання в перекриттях несиметричної форми в плані, зокрема криволінійних.

Вартість кесонних перекриттів є більшою порівняно зі звичайними ребристими залізобетонними перекриттями.



Рис. 1.4. Загальний вигляд монолітного кесонного перекриття під час виготовлення з використанням пластмасових порожнино-утворювачів

Кесонні перекриття є архітектурно виразними й естетичними. Тому їх зазвичай використовують для загальних приміщень, холів, вестибюлів тощо.

Значну кількість кесонних перекриттів на об'єктах різного призначення було запроектовано під керівництвом Гнідця Б.Г. [15].

Безбалкові монолітні перекриття

У монолітних перекриттях цього виду немає проміжних чи контурних балок.

На початках використання залізобетону в перекриттях суцільна по всій площі плита обпиралася на колони, які у верхній частині мають розширення у всі боки (капітелі). Вперше таке конструктивне вирішення перекриття з поступово потовщеними у верхній частині колонами запропонував у 1906 р. інженер Турнер (США). За формою верхньої частини колони його ще називали «грибоподібним» (рис. 1.5).

Широке використання перекриття з капітелями знайшли у холодильних і складських приміщеннях харчової промисловості.

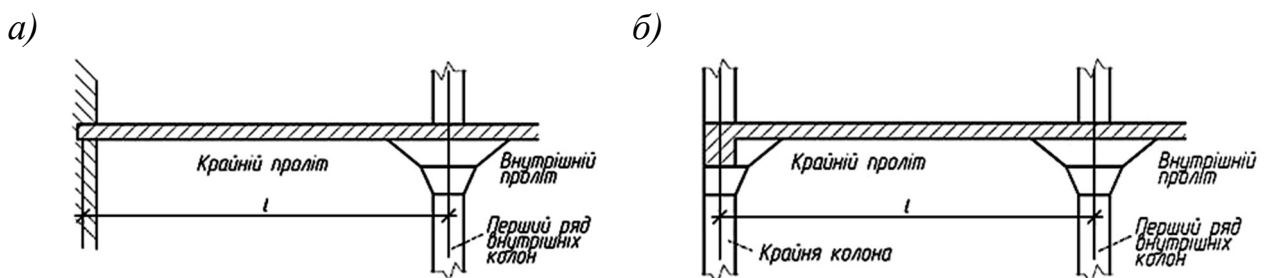


Рис. 1.5. Безбалкове перекриття

Улаштування капітелей є доцільним насамперед з конструктивних міркувань, оскільки дає змогу:

- зменшити розрахунковий проліт плити та рівномірніше розподілити моменти по її ширині;
- збільшити міцність безбалкової плити на продавлювання по периметру капітелі;
- збільшити жорсткість з'єднання безбалкової плити з колоною.

З цих самих міркувань поверх капітелі часто влаштовували над капітельні плити.

Крім цього, капітелі додають архітектурної виразності приміщенням. Вони можуть бути різних форм і мають конфігурацію зрізаної піраміди або двох зістикованих пірамід, криволінійні обриси, додаткову верхню (над капітельну) плиту тощо. Приміщення з безбалковими перекриттями є просторішими та вільнішими, вони краще освітлюються. Зменшується також загальна висота перекриття, а відтак всього поверху і будинку. Перекриття без балок краще вентилюється, зменшується загальна площа поверхонь, що важливо під час ремонту.

1.2. Конструкції монолітних та залізобетонних плит з порожниноутворювальними вставками

Монолітні перекриття з вставками

У Національному університеті «Львівська політехніка» у ХІХ ст. було започатковано один з видів ефективних конструкцій, таких як – кесонне перекриття, видатними архітектурними діячами Юліаном Октавіаном та Альфредом Захарієвичами. Дані конструктивні елементи активно використовувалися в спорудженні будівель університетів, вокзалів та інших громадських будівлях, зокрема і корпусів Львівської політехніки.

У другій половині 90-х років ХХ ст. у Львівській політехніці розпочали комплексні методологічні та експериментально-теоретичні дослідження бетонних і залізобетонних конструкцій, зокрема монолітних залізобетонних

перекриттів та інших плитних конструкцій з вставками [52, 65]. Автор і керівник цього напрямку Мельник І.В.

В роботі [52, 65] показано, що порожниноутворення є одним з найбільш ефективних і дієвих способів оптимізації бетонних і залізобетонних перекиртів, направлених на зменшення матеріало- і енергозатрат. Крім цього зазначено, що порожнино-утворюючі перекирття мають інші позитивні сторони, а саме:

- *Зменшення витрат бетону і власної ваги виробів.*

Використання вставок дає змогу створити порожнини (замкнуті внутрішні контури) із значною порожнистістю - 50 %. Так, наприклад, у збірних плитах перекирття порожнини улаштовуються круглими насамперед з технологічних обмежень. Як відомо, економнішою є конструкція плит з овальними порожнинами, але вони зняті з виробництва через обвалювання бетону під час витягування пуансонів. При використанні вставок які можна виготовити будь-яких форм, обвалювання неможливе і розміри порожнин можна істотно збільшувати та визначати з конструктивних міркувань.

- *Використання відходів виробництва з порівняно дешевих місцевих матеріалів, як компоненти бетону з метою його здешевлення за рахунок зменшення витрати насамперед цементу обґрунтовано багатьма дослідженнями. Для вставок таких обмежень немає.*

- *Конструктивні фактори.*

До переваг у конструктивному відношенні перекиртів зі вставками необхідно врахувати замкнутість форм, що є суттєвим для елементів, які працюють на кручення, стиск тощо.

Зменшується загальна вага будівель, споруд і їх тиск на ґрунт, що особливо є важливим для будівель на територіях з підвищеною сейсмічною активністю.

Водночас монолітні перекирття з вставками, маючи істотно меншу власну вагу і витрати бетону, повністю зберігають важливі конструктивні властивості, притаманні монолітним перекирттям.

Важливими експлуатаційними факторами є також збільшення звуко- і теплоізоляції перекиртів.

Основні конструктивно-технологічні переваги перекриттів з полегшувальними низькомодульними вставками обґрунтовані в роботі [65].

Принципові конструкції перекриттів з вставками [65] подано на рис. 1.6.

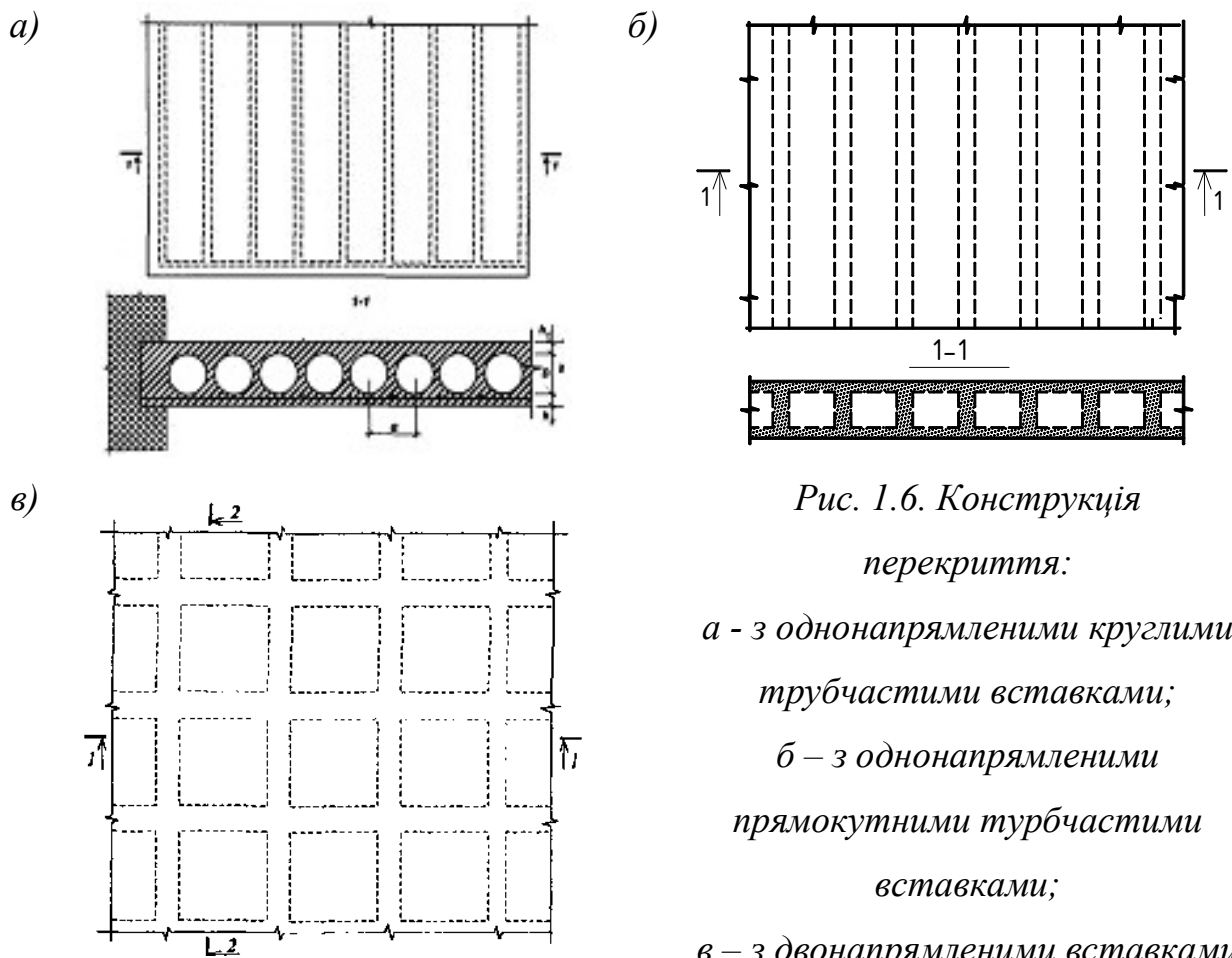


Рис. 1.6. Конструкція перекриття:

а - з однонаправленими круглими трубчастими вставками;

б - з однонаправленими прямокутними трубчастими вставками;

в - з двонаправленими вставками

В перерізах 1-1, 2-2 (рис. 1.6, в) найбільш доцільно використовувати вставки прямокутної форми.

З літературних джерел відомі такі приклади використання низькомодульних вставок в перекриттях.

В Німеччині фірма SOBIAХ дослідила та впровадила систему двовісних порожнистих перекриттів. Головною перевагою порівняно з суцільними плитами – є зменшення власної ваги та істотне збільшення загальної несучої здатності. Працюючи в двох напрямках, вони мають більшу тріщиностійкість і жорсткість [38, 107].

Система SOBIAХ передбачає використання пластмасових низькомодульних кулястих або еліпсоподібних вставок, які постачаються на будівельний майданчик разом з просторовим арматурним каркасом (рис. 1.7).



Рис. 1.7. Загальний вигляд на улаштування перекриття зі вставками сферичної форми системи COBIAХ

Доволі розповсюдженою є також інша інноваційна система U-boot (рис. 1.8). В цій системі використовують пластмасові низькомодульні одиниці IGLU для створення порожнин у перекриттях [108] (рис. 1.9).

Модулі IGLU виготовляють з пластмасових низькомодульних матеріалів вторинного перероблення, які не є токсичними.



Рис. 1.8. Загальний вигляд на улаштування перекриття з вставками систем U-boot

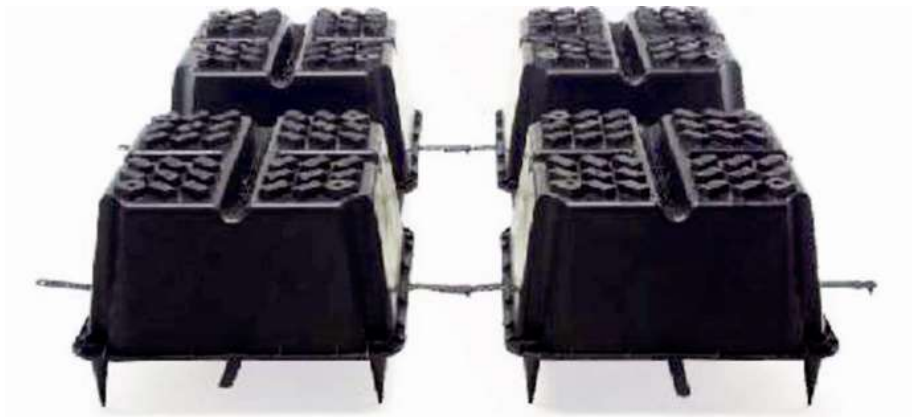


Рис. 1.9. Пластмасові вставки IGLU

1.3. Дослідження і методи розрахунку залізобетонних плитних конструкцій

Дослідження плитних залізобетонних конструкцій

Комплексні теоретичні дослідження просторової роботи дисків перекриттів, складених зі збірних залізобетонних плит, провів Т. Н. Азізов [1]. Вони стосуються впливу різних силових і деформаційних чинників для перекриттів різних типів: кесонних, з ребристих плит, з коробчастих плит, плит з накладною залізобетонною плитою, плит типу Т і ТТ, головної балки монолітного перекриття, плит зі змінною жорсткістю ребер. Врахування просторової роботи дало змогу виявити резерви несучої здатності перекриттів, що зокрема дає можливість відмовитися від їх підсилення.

Крім теоретичних досліджень, проведені експериментальні дослідження фрагментів натурних дисків збірних перекриттів, випробування фрагментів монолітного ребристого перекриття і збірного перекриття з ригелями.

В експериментально-теоретичних дослідженнях В. І. Євстаф'єва [33] використані пінополістирольні квадратні в плані вставки. Дослідження виконували на моделі в масштабі 1:4 і реалізували на практиці для зведення 6-поверхового житлового будинку.

Низку важливих технологічних та економічних аспектів, пов'язаних з улаштуванням монолітних перекриттів, досліджували в Київській національній

академії будівництва та архітектури та в Донбаській національній академії будівництва та архітектури.

У роботі А. М. Югова і В. В. Тарана [94] проаналізовано ефективність використання монолітних перекриттів з вставками різних типів та приведені витрати бетону та арматури на одиницю площі перекриття. Крім цього, В. В. Таран дослідив поопераційне нормування робочого часу під час улаштування монолітних плит перекриття з полегшувальними вставками в середній частині прольоту і навів класифікацію розподілу часу виконавців на нормовані та ненормовані витрати. На підставі хронометричних спостережень визначено працездатність укладення призматичних пінополістирольних вставок з урахуванням їх переміщення в межах перекриття.

У публікації [94] подано досвід використання монолітної залізобетонної плити з призматичними пінополістирольними вставками розмірами $1 \times 1 \times 0,84$ м під час реконструкції будинку, а також графіки залежностей змін жорсткостей плити з вставками за збільшення її висоти від 24 см до 30 см. Для кращого ущільнення бетонної суміші в пінополістирольних плитах прорізали круглі отвори, крізь які проходила вібробулава.

У монографії [71] відображено результати комплексних експериментальних досліджень залізобетонних перекриттів по профільному настилу з ефективними анкерами нового типу.

Важливі теоретичні та експериментальні дослідження, пов'язані з оптимізацією залізобетонних конструкцій, зокрема монолітних плоских перекриттів, проводилися і продовжують проводитися у Харкові під керівництвом В. С. Шмуклера [89-93]. В основу теоретичних досліджень покладено метод прямого проектування, який враховує: енергетичні критерії раціональності; взаємопов'язаність і багатоекстремальність конструкторсько-технологічних задач; критерії впливу багатьох факторів, які слід враховувати під час проектування; критерії рівномірності; трансформацію геометрії залізобетонних конструкцій у зв'язку з раціоналізацією їх параметрів.

Комплексні експериментальні дослідження передбачали: натурні випробування 2-поверхового і 3-поверхового фрагментів каркаса системи «РАМПА» відповідно на вертикальні та горизонтальні навантаження; вогневі випробування фрагмента будівлі, зведеною за системою «РАМПА»; дослідження панелей, обпертих на пружний контур; дослідження дисків перекриття каркасної системи «ІКАР»; дослідження стиків колон системи «ІКАР» та їхніх консолей.

Теоретичні дослідження оптимізації, зокрема теоретичні засади раціоналізації пластин і плит зі складною внутрішньою топологією, та фундаментальні моделі механіки конструкцій у межах енергетичних принципів доповнені та розвинуті в монографії [5]. Результати досліджень реалізовані під час улаштування перекриттів на об'єктах Харкова та інших міст.

Для оцінки надійності залізобетонного монолітного П-подібного в плані перекриття, облегшеного пінополістирольними вставками, проведено натурне випробування його частини за двома схемами завантаження [83]. Для цього використано новий гідравлічний метод випробувань. За 1-ї схеми навантаження інтенсивністю $6,0 \text{ кН/м}^2$ прикладалося в межах смуги шириною 75 см, що відповідає крокові внутрішніх ребер. Під час випробування за 2-ю схемою завантажували всю комірку (частину) шириною 6 м інтенсивністю $4,94 \text{ кН/м}^2$. Випробування протягом одного місяця показали, що незважаючи на початкові після розпалублення тріщини, перекриття має значну жорсткість і може сприймати проектні навантаження.

О. І. Лугченко [47] виконала серію експериментальних і теоретичних досліджень перфорованих залізобетонних балок (балок Віренделя) з одним, трьома і шістьма отворами, загальні деформації яких порівнювалися з деформаціями суцільної балки. Для цього використано розподіл потенційної енергії деформації для оцінки раціональності параметрів конструктивних елементів.

М. І. Котляр, М. Д. Помазан [42] аналізували та досліджували різні технологічні, економічні й експлуатаційні фактори, пов'язані з використанням

пінополістирольних вставок у збірних і монолітних залізобетонних перекриттях. За результатами теоретичних досліджень запропонували спосіб зменшення прогинів збірно-монолітних перекриттів полегшеного типу, в яких використовують ребристу залізобетонну плиту як незмінну опалубку перекриття.

У дослідженнях І. А. Стебловського [83], виконаних під керівництвом К. В. Бережної, вдосконалені принципи раціональності параметрів конструктивно-монотропної залізобетонної плити перекриття з консольною ділянкою і вперше визначені раціональні його параметри за умов багатоваріантного навантаження. Для перевірки методологічно-теоретичних викладок проведено експериментальні дослідження частини натурального перекриття за двома схемами навантаження.

Дослідження І. А. Стебловського є важливими для врахування багатоваріантного впливу навантажень на перекриття з ефективними вставками та подальшого вдосконалення їх геометричних параметрів. Для вибору обґрунтування раціональних параметрів перекриття використано комплексний метод прямого проектування, що його розробив В. С. Шмуклер з урахуванням енергетичних методів раціональності, багатокритеріальності під час проектування конструкцій тощо [91].

В роботі [65] відображено результати випробувань експериментальних збірних плит перекриттів розмірами 2,58×6,58 м та товщиною 19 см і 22 см, які мали внутрішні порожнини, заповнені кварцовим піском, що збільшувало їх тепло- і звукоізоляційні властивості. З урахуванням результатів досліджень подані рекомендації щодо розрахунку таких облежених плит на міцність, жорсткість і тріщиностійкість з використанням чинних нормативних документів.

Т. Н. Азізов і О. В. Мельник досліджували міцність та жорсткість залізобетонних елементів коробчастого перерізу з нормальними тріщинами та без тріщин [2]. Таку форму перерізу можуть мати ребристі системи мостів і перекриттів. Експериментальними дослідженнями доведено, що жорсткість під час

кручення істотно впливає на перерозподіл зусиль між окремими елементами залізобетонних структур, для яких притаманна просторова робота.

Результати експериментальних досліджень тришарових плит і особливості їх розрахунку з використанням програмного комплексу «Ліра» подані в публікації [26]. Плити мали верхній і нижній шари з важкого бетону, середній шар – з керамзитобетону.

В інформаційних матеріалах GOBIAX опубліковано результати експериментальних і теоретичних досліджень плитних фрагментів монолітного залізобетонного перекриття зі сферичними пластмасовими вставками [38]. Розміри куль і товщина плит були різними 24 і 15 см. Для порівняння досліджували також плити суцільного перерізу. За ідентичного повного навантаження (власна вага + прикладене навантаження) прогин порожнистих плит був приблизно на 15 % більший порівняно з суцільними плитами. Проте з урахуванням значно меншої ваги порожнистих плит за однакового корисного навантаження їх прогин менший від прогинів суцільних плит. Під час випробування при опорних перерізів на зріз плити завантажували двома симетричними зосередженими силами, при цьому всі дослідні зразки були без поперечної арматури. Залежно від висоти порожнистих плит величина руйнівного навантаження становила 55–64 % від руйнівного навантаження суцільної плити та була майже на 10 % вищою, ніж обчислена за будівельними нормами Німеччини DIN 1045-1. Тріщиноутворення та особливості руйнування порожнистих зразків були ідентичними до суцільних плит з класичною похилою тріщиною від опори до найближчої зосередженої сили. Робота дослідних зразків моделювалася також з використанням тривимірних нелінійних скінчених елементів. Обчислення МСЕ підтвердили особливості утворення і розповсюдження похилої тріщини, яка перед руйнуванням розповсюдилася на верхню стиснуту зону під зосередженою силою.

У публікації [41] розглянуто особливості проектування безригельних перекриттів, особливо на сейсмічно активних територіях. Зазначено, що серед основних трьох причин руйнування каркасних залізобетонних будівель під час

землетрусів були значні інерційні маси ригелів, що суттєво збільшує сейсмічне навантаження. Тому доцільно для таких будівель використовувати безригельні перекриття. Важливим є забезпечення надійності з'єднання (зон обпирання) таких перекриттів на колони. Автори публікації пропонують два варіанти додаткового армування таких зон.

Складний НДС за чистого згину залізобетонних плит моментів різних знаків експериментально досліджували у Київському національному університеті будівництва та архітектури [43]. Виявлено, що за таких умов завантаження несуча здатність плит зменшилася на 9 %, а жорсткість майже на 50 %. Збільшенню прогинів сприяють утворення і розвиток тріщин в обох напрямках і перерозподіл зусиль.

Відомо, що ефективним способом зменшення прогинів плитних конструкцій є створення в них попереднього напруження. Для монолітних перекриттів в умовах будівельного майданчика це використання постнапруженої арматури. В роботі [34] наведено результати теоретичних досліджень моделей квадратних у плані плит розміром 2,6×2,6 м з ортодоксальним і діагональним розташуванням (уздовж осей) напружуваної арматури з використанням програмного комплексу SCAD. Порівняно з не напружуваними плитами (прогин – 13,98 мм) прогини напруження плит є суттєво меншим – відповідно 7,93 мм і 6,96 мм.

Під керівництвом Б. Г. Демчини у Львівській політехніці проведено експериментальні та теоретичні дослідження коротких збірно-монолітних плит з використанням пінобетону, за результатами яких рекомендовано використовувати їх в перекриттях житлових і громадських будівель під характеристичне навантаження до 2 кН/м² [25].

К. В. Єгупов і Ю. І. Немчинов [31], аналізуючи характерні пошкодження і причини ураження залізобетонних будівель під час землетрусів, дійшли висновку, що важливим силовим чинником є крутильні коливання довкола вертикальної осі будинку, пов'язані з інерційною масою перекриттів. Очевидним є те, що зі зменшенням маси перекриттів вплив цього фактора зменшується.

Встановлено також, що під час землетрусів суттєво пошкоджуються конструкції верхніх поверхів залізобетонних каркасних будівель внаслідок вертикальних коливань, коли переважні періоди сейсмічних впливів є близькими до періодичності вертикальних коливань самої будівлі. У цьому випадку згідно з розподілом сейсмічного навантаження пропорційно до вертикальної форми коливань найбільші переміщення мають верхні поверхи будівлі.

У публікації [28] відображено результати числових досліджень фрагментів залізобетонних монолітних безбалкових безкапітельних перекриттів з використанням програмного комплексу «Lira 9.6 R3» за одночасної дії згинальних моментів і поперечних сил. Моделюванням визначено характер деформування і руйнування перекриття в зоні його примикання до колон.

Огляд методів розрахунку залізобетонних перекриттів

Лолейт А. Ф. та Штаерман М. Я. до появи точніших способів розрахунку безбалкових перекриттів з проміжними колонами з капітелями запропонували свої практичні способи розрахунку [65].

За способом Лолейта А. Ф. все навантаження (постійне і тимчасове) вважається рівномірно розподіленим по всій площі перекриття і передається на плиту, що працює в обох напрямках. За однакових відстаней між колонами навантаження в обох напрямках є однаковим. З урахуванням нерозрізності визначені відповідні величини моментів в обох напрямках у прольотах і над опорами.

В розрахунковій схемі перекриття за спрощеним методом Штаермана М. Я. [65] виділені плитні ділянки та умовні балки, що розташовані в обох напрямках у межах смуг, обмежених габаритами капітелей над колонами.

Такий підхід давав змогу порівняно зі способом Лолейта А. Ф. зменшити значення максимальних розрахункових моментів на 18 % з відповідною економією арматури.

За теорією пружних сіток безбалкова плита перекриття розглядається як система елементів в обох напрямках, яка в місцях взаємного перетину повинна

знаходиться у рівновазі із зовнішніми силами. У зв'язку із суттєвою складністю розрахунку за цією теорією був запропонований простіший, проте достатній для практики метод який заміняє жорсткі рами. Цей метод передбачає розрахунок двох взаємно перпендикулярних рам, які містять колони та частину перекриття в межах вантажної смуги. Розрахункова ширина ригеля кожної рами дорівнює півсумі прилеглих з обидвох боків прольотів.

Лев'є, розвиваючи ідею Нав'є, запропонував розраховувати безбалкове перекриття з використанням тригонометричних рядів. Перекриття розглядається як плита, завантажена зверху рівномірно розподіленим навантаженням, що зрівноважують опорними реакціями знизу в межах площі капітелей колон.

Функцію зміни навантаження і реакцій Лев'є розклав у подвійний тригонометричний ряд, що суттєво ускладнило обчислення. За такого підходу використання цього методу на практиці було вкрай проблемним. Тому Лев'є склав таблиці, які враховували різні розрахункові схеми, що могли бути на практиці: відношення розмірів капітелей до прольоту; завантаження по всій площі та через один проліт; завантаження в шаховому порядку.

Проте запропонований Лев'є спосіб мав обмежене використання, оскільки був розроблений переважно для перекриттів з квадратною сіткою колон і шириною капітелей, що становила 30 % від прольоту.

Чіткішу і простішу теорію розрахунку безбалкових перекриттів з використанням бігармонійних рядів розробив Б. Г. Гальоркін. Такі перекриття він розглядав як пластину, навантажену зверху корисним навантаженням, а знизу – опорними реакціями капітелей. Як і в попередній теорії, приймалося що реактивні напруження в капітелях є рівномірно розподіленими по всій площі кожної капітелі [65].

Проте, на відміну від попередньої методики, Гальоркін Б. Г. запропонував розрахунок плити як пластини в бігармонійних рядах, які сходяться (дають збіжність) набагато швидше, ніж тригонометричні ряди Фур'є. Це суттєво спрощувало розрахунковий апарат, проте для використання на практиці було складним. Тому складені таблиці, які були прийнятними для інженерної

практики та давали можливість визначити прогини й моменти в характерних точках плити перекриття, що вільно обпиралося на стіни по периметру і на проміжні колони з однаковою відстанню між ними.

Враховуючи значний досвід зведення безбалкових перекриттів, їх експлуатації та результатів експериментальних досліджень, було розроблено Інструкцію по розрахунку і проектуванню безбалкових перекриттів, яку тривалий час використовували в практиці проектування таких перекриттів [65].

За цією Інструкцією можна було розраховувати два види перекриттів: плити з квадратною або прямокутною сіткою колон; плити з різними за величиною прольотами.

Тимчасове навантаження приймалося одночасно прикладеними по всій площі перекриття. Визначені за запропонованими формулами сумарні значення моментів розподіляються між над колонною і між колонною (пролітною) смугами у кожному напрямку перекриття. Ширина над колонної та пролітної смуги приймалася рівними зі значеннями $0,5l$ (l – відстань між осями колон у відповідному напрямку).

Розрахунок безбалкових перекриттів з капітелями за стадією руйнування ґрунтується на комплексних експериментальних дослідженнях, проведених під керівництвом Гвоздева О. О. [65] за такими принципами: плита перекриття під час руйнування перетворюється на статично змінну систему, яка складається з окремих жорстких дисків, з'єднаних лінійними пластичними шарнірами; у момент руйнування напруження в арматурі в шарнірах досягають межі текучості; загальні деформації плити перед руйнуванням є малими порівняно з основними розмірами перекриття; на відміну від попередніх вище викладених методів розрахунку перекриттів з капітелями прийнято, що висота опорного перерізу, який розраховується як тавровий, є в 1,5–2 рази більшою ніж пролітного перерізу.

За результатами теоретично-експериментальних досліджень Т. Н. Азізов розробив практичні методи розрахунку збірних і монолітних залізобетонних перекриттів [1], зокрема: інженерну методика розрахунку зусиль у збірних

перекрыттях; визначення згинальних і крутних моментів, поперечних сил та переміщень в елементах перекрыттів, розрахунок ребристих перекрыттів за обвідними епюрами; методику визначення характеристик жорсткості для елементів залізобетонних перекрыттів.

Огляд методів розрахунку монолітних та інших залізобетонних перекрыттів показав [53], що для загального статичного розрахунку монолітних плит, що працюють в обидвох напрямках, у багатьох пропозиціях використовують метод розрахунку тонких пружних пластин, прогин яких є спів розмірним з товщиною пластини [129-132]. Основою цього методу є диференційні рівняння, що описують зігнуту поверхню пластини та залежності між моментами та деформаціями з використанням у всіх залежностях циліндричної жорсткості:

$$\left. \begin{aligned} D \left(\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} \right) &= q(x, y); \\ M_x &= -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right); \quad M_y = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right); \\ M_{xy} &= -D(1 - \nu) \frac{\partial^2 w}{\partial x \cdot \partial y}; \quad D = \frac{E h^3}{12(1 - \nu^2)}. \end{aligned} \right\} (1.1)$$

У цих залежностях:

D – циліндрична жорсткість пластини (плити); $w = w(x, y)$ – функції прогинів (вертикальних переміщень) плити; $q(x, y)$ – функції інтенсивності розподіленого по всій площі плити навантаження; M_x, M_y, M_{xy} – моменти в площинах XZ, YZ і відповідний крутний момент в перерізі (точці), що розглядається; E – модуль пружності пластини (плити); h – товщина плити; ν – коефіцієнт Пуассона.

Розв’язок диференціальних рівнянь (1.1) можна отримати за допомогою підбору спеціальних функцій, що задовольняють граничні умови по контуру пластини. Здебільшого це тригонометричні функції, використання яких дає можливість визначити момент і прогини для пластин правильної (симетричної) форми в плані – квадратні, прямокутні, круглі тощо.

Проте треба зауважити, що ці розв'язки (подані часто у табличній формі) ґрунтуються на припущенні пружної роботи матеріалу. Модуль пружності залізобетонної плити виражений лише через початковий модуль пружності бетону. Виникнення тріщин у розтягнутій зоні, пластичність бетону, наявність арматури суттєво впливають на перерозподіл зусиль, визначеній на початковій стадії в припущенні пружної роботи матеріалів.

Класичні рівняння плоскої пружної пластини (1.1) є основними (вихідними), що використовують для залізобетонних і сталезалізобетонних перекриттів різного типу. Так, для описання напружено-деформованого стану між колонних плит сталезалізобетонного перекриття [69] вирішення рівняння (1) записано у вигляді подвійних тригонометричних рядів (рішення Нав'є). За умови $L_1 = L_2 = L$:

$$W_{(x,y)} = \frac{16q_0(L - 2a)^4}{\pi^6 D} \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{a}}{mn(m^2 + n^2)^2}, \quad (1.2)$$

де m, n – цілі непарні числа (1, 3, 5, ...); L_1, L_2 – відстань між осями колон; a – розмір консольної частини плити; $q(x, y) = q_0$ – рівномірно розподілене навантаження.

Семченков А.С. розробив технічну теорію напівмоментної конструктивно-ортотропної плити для розрахунку диска перекриття зі збірних залізобетонних плит [65]. Внаслідок незначного впливу поперечної згинальної жорсткості в напрямку, перпендикулярному до осі плит, циліндричну жорсткість у напрямку Y автор прийняв нульовою. За такої умови вихідне диференціальне рівняння згину спрощується і має вигляд:

$$D_x \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2H \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} = q, \quad (1.3)$$

де $H = 2(D_{yx} + D_{xy}) + \nu_x D_y + \nu_y D_x$

Тут D_x, D_y, D_{xy}, D_{yx} – жорсткості на згин і на кручення для головних напрямків пружності; ν_x, ν_y – коефіцієнти Пуассона при розтягові в напрямку X та Y .

Для розрахунку монолітних залізобетонних перекриттів з розташуванням балок в обох напрямках можна використати в спрощеному вигляді теорію,

розроблену для розрахунку плити (пластини) подвійного дна судна. Така конструкція прийнята у вигляді конструктивно-ортотропної пластини, тобто пластини, в якій різниця жорсткостей зумовлена різницею поперечних перерізів у двох взаємно перпендикулярних напрямках. Прийнято низку припущень: для балок обох напрямків наявна гіпотеза плоских перерізів; кількість балок в обидвох напрямках є значною; балки обидвох напрямків є однаковими; по товщині настилів напруження розподілені рівномірно; товщина настилів і загальна висота пластини є постійними.

За таких умов диференціальне рівняння згину та вирази для жорсткостей уздовж головних напрямків пружності в принципі є подібним до рівнянь, що отримав Лехніцький С. Г. для пластин, підкріплених ребрами [65]:

$$D_1 \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + D_3 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + D_2 \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = q(x, y); \quad (1.4)$$

$$D_1 = \frac{E \cdot I_1}{b_0(1 - \mu^2)}; D_2 = \frac{E \cdot I_2}{a_0(1 - \mu^2)}; D_3 = 2D_k + D_1\mu_2 = \\ = 2D_k + D_2\mu_1. \quad (1.5)$$

Для визначення жорсткості на кручення запропоновано залежність:

$$D_k = \frac{G \cdot t_1 \cdot t_2}{t_1 + t_2} h^2. \quad (1.6)$$

Тут E , G , μ – пружні постійні величини ізотропного матеріалу перекриття; I_1 , I_2 – моменти інерції поздовжніх та поперечних зв'язків перекриття з приєднаними смугами верхнього та нижнього настилів шириною, a_0 та b_0 відповідно; t_1 , t_2 , h – товщина верхнього та нижнього шарів та загальна висота плити.

Коефіцієнти Пуассона ортотропної пластини, наближеної за конструктивною схемою до залізобетонного перекриття, приймаються однаковими.

Одним з найбільш прийнятних і максимально наближених до розрахунку реальних плоских монолітних залізобетонних перекриттів з вставками слід вважати метод, що його запропонував В. І. Євстаф'єв [33]. Він ґрунтується на

таких припущеннях: перекриття з вставками розглядається як тришарове і приводиться до тонкої однорідної по товщині ортотропної пластини з незначними прогинами; конфігурація в плані й умови обпирання перекриття можуть бути довільними (проте розглянуто лише випадок взаємно-перпендикулярних в плані балок в обох напрямках); напрямки балок та осі ортотропної пластини збігаються; сталевий і бетонний матеріал перекриття, неоднорідний за властивостями та розподілом по товщині, зводяться до умовно однорідного через приведені модулі пружності $E_{red,x}$, $E_{red,y}$ і модуль зсуву G_{red} .

Значення приведених модулів пружності в обох напрямках визначають з виразу циліндричних жорсткостей перекриття.

$$D_x = \frac{E_{red,x} \cdot h^3}{12(1 - \mu^2)} = \frac{1}{b_{f,x}(1 - \mu^2)} E_b \cdot I_{red,x}; \quad (1.7)$$

$$D_y = \frac{E_{red,y} \cdot h^3}{12(1 - \mu^2)} = \frac{1}{b_{f,y}(1 - \mu^2)} E_b \cdot I_{red,y}, \quad (1.8)$$

де $b_{f,x}$, $b_{f,y}$ - ширина розрахункових перерізів по осях X, Y; E_b – початковий модуль пружності бетону.

Момент інерції розрахункового перерізу в загальному випадку визначають за відомими залежностями опору матеріалів з врахуванням відношення модулів пружності арматури та бетону:

$$I_{red} = \sum I_j = \sum_{A_j} \int x^2 dA. \quad (1.9)$$

Проте розроблений у роботі [33] розрахунковий апарат ґрунтується на припущенні пружної роботи перекриття і потребує ітераційних обчислень. Він не враховує тріщиноутворення і пластичних властивостей бетону, що зумовлюють значний вплив на роботу перекриття і перерозподіл зусиль.

Для розрахунку окремих конструктивних елементів перекриттів можна використати рекомендації, розроблені в роботах.

На відміну від найпоширенішого зараз методу скінчених елементів, який використовують для розрахунку будівельних конструкцій різного призначення, автори роботи [24] розробили новий точніший аналітично-числовий метод –

метод макроелементів ММЕ. Його подано на прикладі конструкції з двох прямокутних плит, що лежать на пружній основі Вінклера.

1.4. Дослідження з двовісно-стиснутим бетоном

В публікації [113] розглянуто вплив динамічного навантаження на міцність, деформативність і мікротріщиноутворення бетону при його одно- і двовісному стисканні. В роботі [112] подана ортотропна модель бетону, що зазнає двовісного і тривісного динамічного навантаження. В публікаціях [138, 139] подано результати досліджень під високошвидкісним динамічним навантаженням. Розглянуті динамічні впливи не є характерними для плитних залізобетонних конструкцій, що розглядаються.

За результатами досліджень [109] запропоновано модель, що описує співвідношення напружень і деформацій при двовісному стисканні. Проте вона стосується переробленого бетону і не може бути використана для звичайного бетону.

Дослідження на двовісне стискання [119] проводили на спеціальному пристрої, який дозволив керувати режимом деформації шляхом зміни характеристик жорсткості. Проте отримані результати можуть бути використані для аналізу методів обчислення статично невизначених систем.

Дванадцятирічні дослідження бетону під двовісним навантаженням показали, що коефіцієнт повзучості Пуассона є приблизно постійним в часі, а модуль Юнга значно збільшується [106]. Проте поданий в статтях аналітичний опис цих змін є складним для використання.

В дослідженнях [114] випробовували двовісно-напружений бетон значної міцності – від 58 до 94 МПа. Проте отримані значення коефіцієнтів напружень не можна використати для плитних залізобетонних конструкцій, міцність бетону яких є у 2...3 рази меншою від дослідного бетону. За результатами випробувань кубічних (10x10x10 см) зразків в дослідженнях [140] обґрунтовано критерії відмови бетону при двовісному і тривісному стисканні. Але запропоновані п'яти та шести параметричні моделі міцності бетону є складними для використання в інженерних розрахунках. Експериментально-теоретичні дослідження деформування бетону за двовісно-напруженого стану [10] стосувалися лише

бетону і були використані для розрахунку балок, що лежать на податливій основі.

В роботі [259] моделювалася пошкоджуваність бетону в умовах циклічного та багатовісного навантаження як при розтягуванні, так і при стисканні. Розроблена градієнтно-підсилена модель, що враховує зазначені вище впливи.

Дослідження [] стосуються нових критеріїв міцності для звичайного бетону та бетону на легких заповнювачах при одновісному, двовісному та тривісному напруженому стані.

Для двовісного напруженого стану запропоновано спрощені критеріальні криві.

У складному напруженому стані перебувають більшість гідротехнічних споруд. В роботі [] для вивчення впливу динамічної дії на властивості гідротехнічного бетону при двовісному розтягу-стиску зразки гідротехнічного бетону піддавали динамічним двовісним випробуванням на розтяг-стиск при 6 різних співвідношеннях розтягу-стиску.

За даними випробувань було проаналізовано межу міцності, а також деформаційні властивості залежно від відношення розтягнення-стиснення та швидкості деформації.

Встановлено критерії руйнування гідротехнічного бетону при динамічному двовісному напруженому стані розтягнення-стиснення в просторі головних напружень та октаедричному просторі напружень відповідно, що є експериментальним і теоретичним підґрунтям для проектування та експлуатації гідротехнічних споруд.

В публікації [] відображені результати експериментальних досліджень 72 зразків розміром 100x100x100 мм навантажених в умовах одновісного та двовісного стискання, а 144 пластинчасті зразки розміром 150x150x50 мм випробовували в умовах двовісного розтягування, двовісного стискання-розтягування та одновісного розтягування.

Результати експериментів показали, що одновісні співвідношення міцності та напружень мають значний вплив на міцність і деформацію зразків, що зазнають двовісного стискання і двовісного стискання-розтягування, але не мають помітного впливу на зразки, що зазнають двовісного розтягування.

В роботі [] вивчався вплив об'ємного вмісту сталевих фібри на поведінку сталевих фібробетону, що самоущільнюється, при різних співвідношеннях напружень у двовісному стані.

Зразки з об'ємною часткою фібри 1,0 % показали найвищий приріст при двовісному стисненні та розтягненні-розтягу, який становив 55 % та 84 %, відповідно, у порівнянні зі звичайним бетоном.

На відміну від міцності на стиск, міцність на двовісний розтяг зменшилась порівняно з міцністю на одновісний розтяг.

В публікації [99] наведено дані експериментальних випробувань залізобетонних балок прямокутного профілю з важкого бетону на чистий двовісний згин. Кут нахилу площини зовнішнього навантаження до вертикальної осі інерції перерізу змінювався в межах від 0° до 20° . Випробування проводилися з метою дослідження роботи двовісних згинальних елементів під навантаженням та перевірки розробленого методу аналізу міцності таких елементів. Встановлено, що порядок зміни положення нейтральної осі в перерізі двоопорних згинальних балок в процесі навантаження залежить, в першу чергу, від взаємного розташування площини зовнішнього навантаження і, як наслідок, розтягнутої арматури. Підтверджено, що граничні стиснуті волокнисті деформації бетону залежать не від форми перерізу, а від форми стиснутої зони бетону. Результати випробувань добре узгоджуються з теоретичними розрахунками, що доводить доцільність використання розробленого інженерного методу для аналізу міцності.

В статті [96] на основі розрахункових припущень згідно з Єврокодом 2 розроблено концепцію визначення значення розрахункової міцності залізобетону для розрахунку несучої здатності залізобетонних елементів, що зазнають двовісного згину. Застосовано теорему про паралельність площин дії

внутрішніх і зовнішніх сил. Розглянуто розрахункові випадки для найбільш очікуваних форм стиснутих ділянок бетону, характерних для двовісного згину балкових елементів. Отримано значення коефіцієнта впливу двовісного згину на характеристики елемента прямокутного перерізу з трикутною і трапецієподібною формами стиснутої зони бетону. Доведено до інженерного рівня застосування методики розрахунку несучої здатності двовісних згинаних елементів, що базується на застосуванні розрахункової міцності залізобетону. Наведено приклад розрахунку, який демонструє зручність та ефективність розробленого методу. Запропонований метод розрахунку несучої здатності балкового елемента при двовісному згині апробовано шляхом порівняння результатів розрахунків з експериментальними даними для 12 зразків двовісно-зігнутих балок.

1.5. Висновки до розділу 1

1. Проведений огляд і аналіз результатів наукових досліджень показав, що бетон і залізобетон – дуже енергомісткі та ресурсозатратні матеріали. Тому здешевлення будь-якого виду витрат (сталі, цементу, заповнювачів, працезатрат і особливо енергоспоживання) є важливим народногосподарським питанням.

2. Порожниноутворення є одним з найбільш ефективних і дієвих способів оптимізації залізобетонних конструкцій, направлених на зменшення матеріало- і енергозатрат.

3. Дослідження плитних монолітних залізобетонних конструкцій з вставками (перекриттів, фундаментів, прогонових будов мостів та ін.) стосуються в основному конструкцій з однонапрямленим розташуванням вставок.

4. Більшість досліджень двовісно-стиснутого бетону проводилися на кубових і призмових дослідних зразках.

5. Відомі з літературних джерел поодинокі дослідження залізобетонних конструкцій з врахуванням двовісного стиску стосуються фундаментних плит на пружній основі та залізобетонних балок в умовах косого згину.

РОЗДІЛ 2. ПРОГРАМА І МЕТОДИКА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

2.1. Програма експериментальних досліджень

При розташуванні вставок в обидвох напрямках плитна конструкція має взаємоперпендикулярне розташування балок, які мають спільний конструктив в зоні перетину. Саме такою прийнята вихідна конструктивна схема основних дослідних залізобетонних зразків (рис. 2.1).

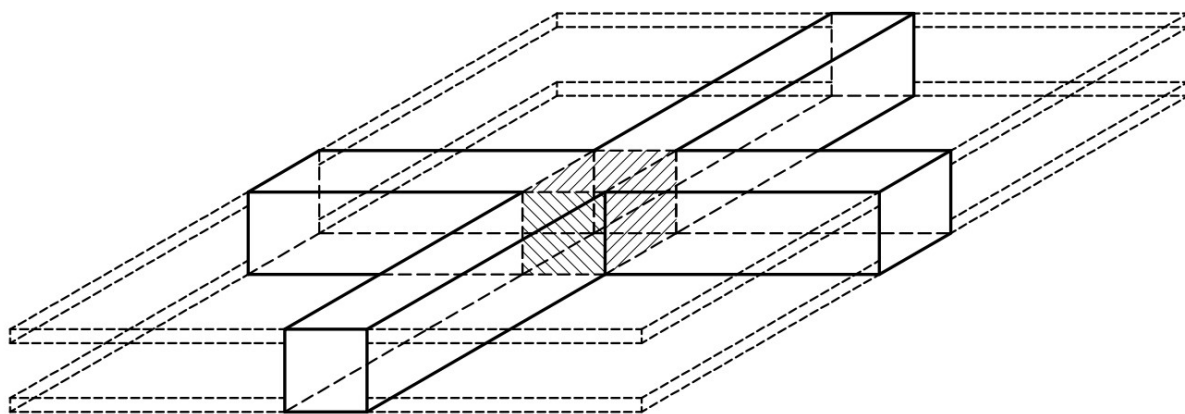


Рис. 2.1. Вихідна конструктивна схема основних дослідних зразків

Всього запроєктовано три типи основних дослідних зразків марки ЛП, які мають перехресне розташування балок (табл. 2.1).

Крім цього, окремо виготовлено чотири типи марок Л-1, Л-2а, Л-2б, Л-2в, з яких складаються перехресні балки (табл. 2.1).

Для визначення фізико-механічних характеристик бетону передбачено виготовлення бетонних кубів і призм.

Загальна характеристика дослідних зразків і мета досліджень подані в табл. 2.1.

Таблиця 2.1

Марка (умовне позначення)	Загальна характеристика	Мета дослідження
К-1	Куби бетонні 10x10x10 см	Визначення міцності бетону

Марка (умовне позначення)	Загальна характеристика	Мета дослідження
П-1	Призми бетонні 10x10x40 см	Визначення міцності і деформативності бетону
Л-1	Лінійний дослідний залізобетонний зразок 0,16x0,1x1,4 м	Дослідження міцності, жорсткості, тріщиностійкості при випробуванні двома зосередженими силами
Л-2а	Лінійний дослідний залізобетонний зразок 0,16x0,1x1,3 м	
Л-2б	Лінійний дослідний залізобетонний зразок 0,16x0,1x1,1 м	
Л-2в	Лінійний дослідний залізобетонний зразок 0,16x0,1x0,9 м	
ЛП-1	Перехресний дослідний залізобетонний зразок 0,16x1,3x1,4 м перерізу	
ЛП-2	Перехресний дослідний залізобетонний зразок 0,16x1,1x1,4 м перерізу	
ЛП-3	Перехресний дослідний залізобетонний зразок 0,16x0,9x1,4 м перерізу	

2.2. Конструкція і технологія виготовлення дослідних зразків. Фізико-механічні характеристики матеріалів

Конструкція лінійних балок марок Л-2 і перехресних балок марок ЛП подана нижче на рис. 2.2-2.6.

В середній частині балок в зоні чистого згину лише була передбачена нижня робоча арматура, яка прийнята за результатами перевірних розрахунків так, щоб руйнування відбулось по стиснутому бетону.

Поза зоною чистого згину передбачена верхня і поперечна арматура для упередження руйнування по похилих перерізах.

Геометричні розміри дослідних зразків прийняті з врахуванням конструкції наявного силового стенда та технічних характеристик випробувального устаткування.

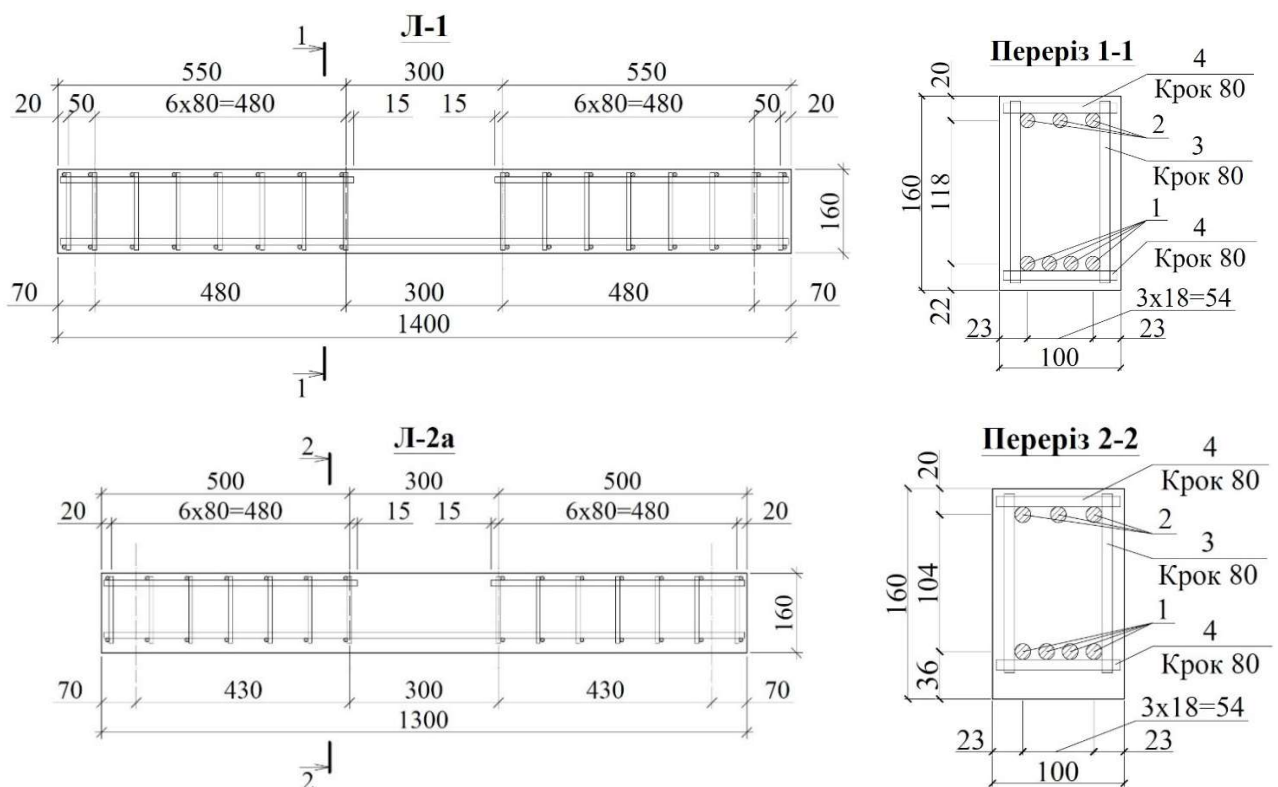


Рис. 2.2. Конструкція дослідних зразків Л-1, Л-2а

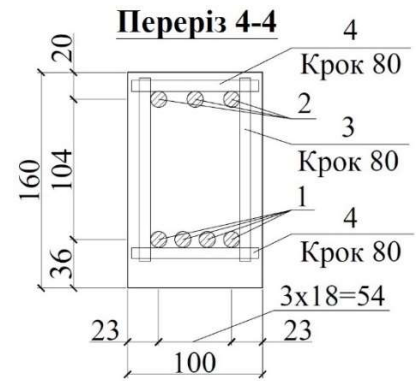
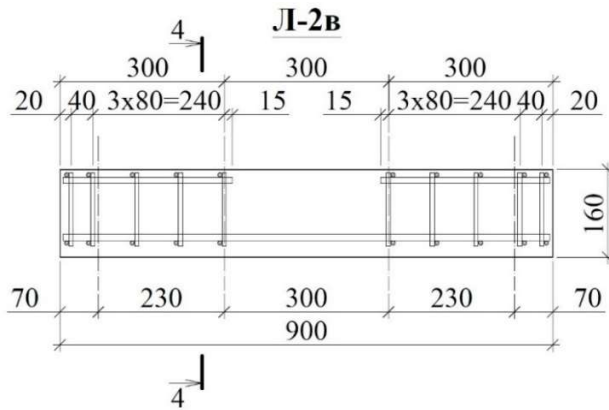
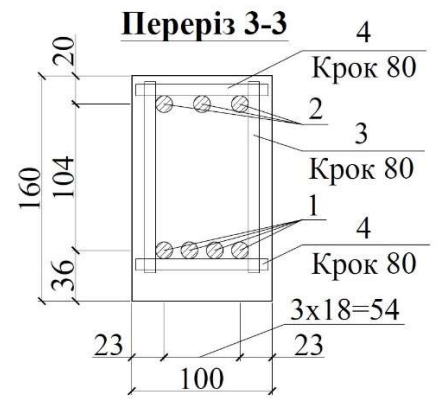
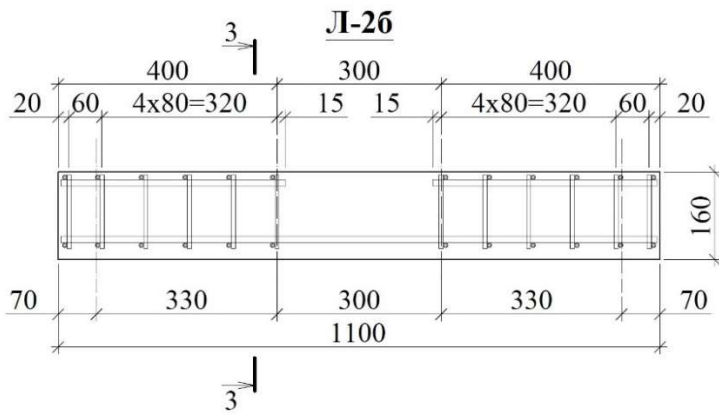


Рис. 2.3. Конструкція дослідних зразків Л-2б, Л-2в

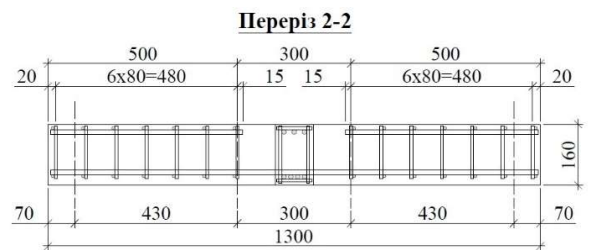
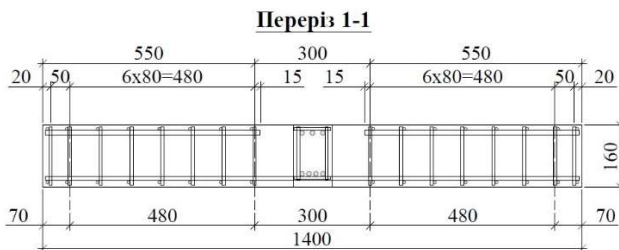
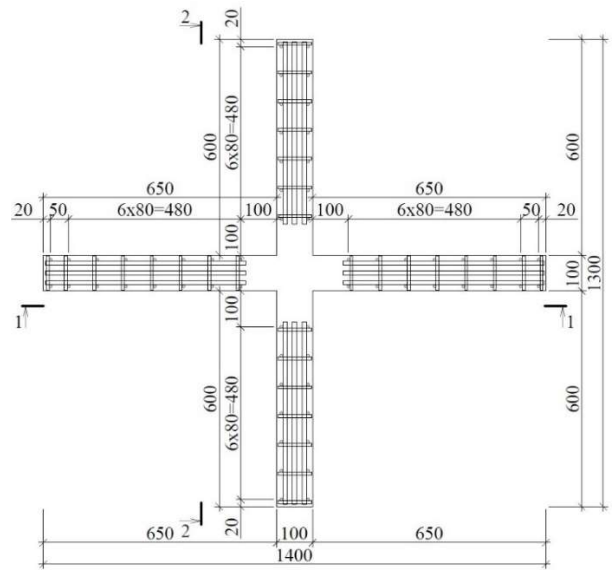
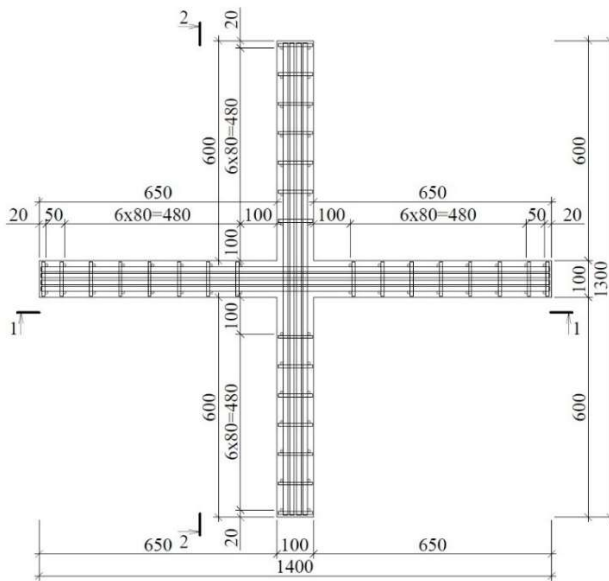


Рис. 2.4. Конструкція дослідного зразка ЛП-1

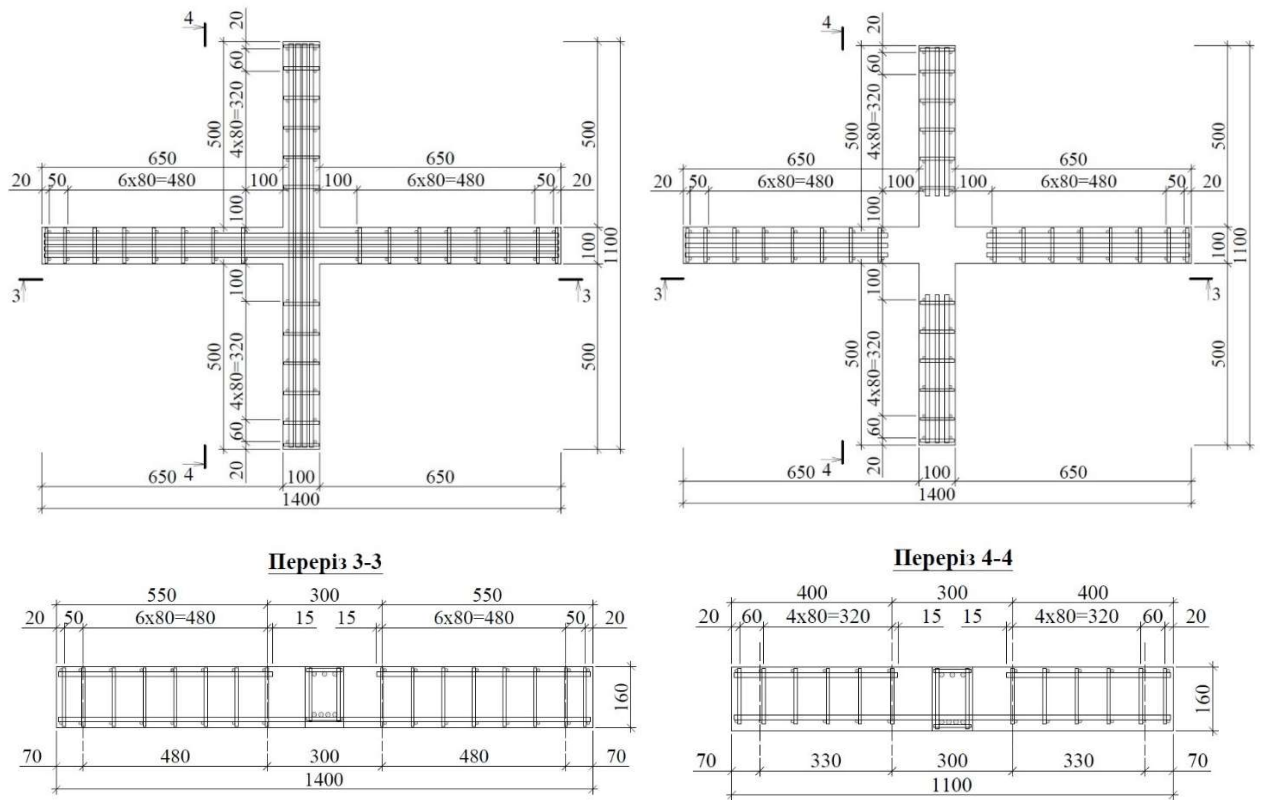


Рис. 2.5. Конструкція дослідного зразка ЛП-2

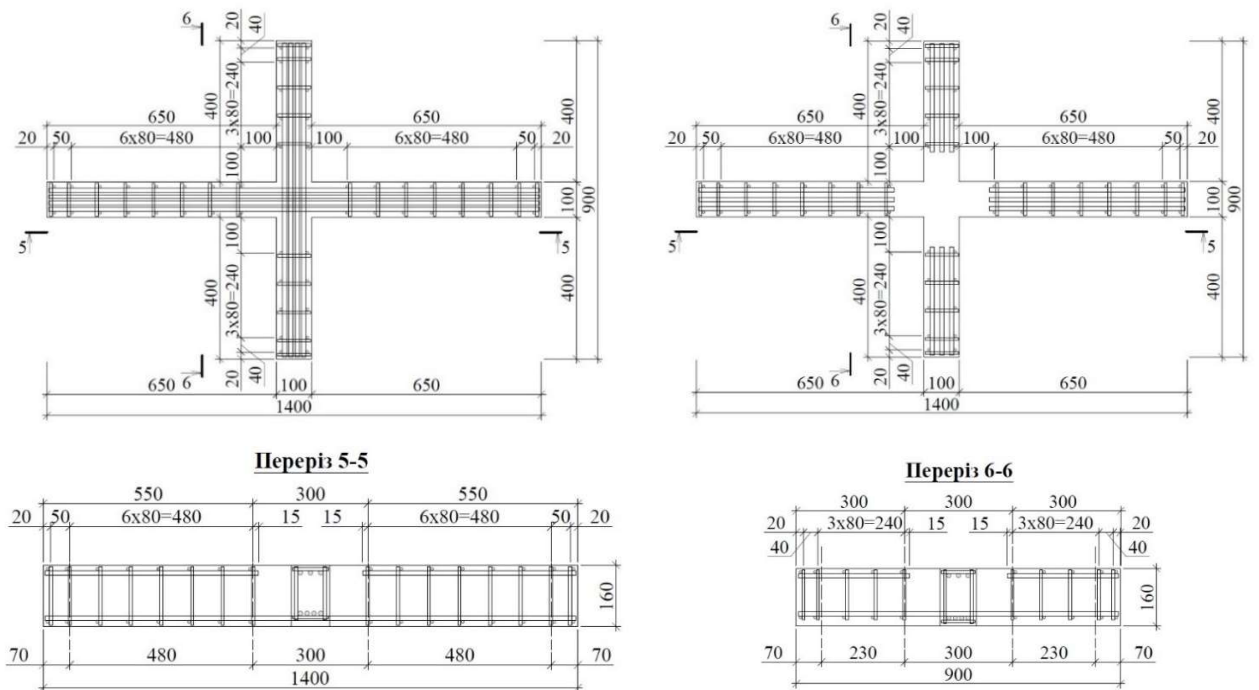


Рис. 2.6. Конструкція дослідного зразка ЛП-3

Виготовлення дослідних зразків

Дослідні зразки виготовляли у виробничому цеху ТЗОВ «Трамбетон» (м.Львів).

Для цього використали металевий піддон, який формував нижню частину лінійних і перехресних дослідних зразків.

Вертикальні елементи опалубки з тирсоплити з'єднували між собою і фіксували металевими стержнями, привареними до піддона.

Металеві каркаси дослідних зразків після виставлення у проектне положення також фіксували при бетонуванні та ущільненні бетонної суміші на вібростолі (рис. 2.7).

До укладання в опалубку до повздовжніх стержнів дослідних зразків в зоні чистого згину знизу приварювали металеві коротуни з різьбою для подальшого кріплення механічних приладів для вимірювання деформацій.



Рис. 2.7. Влаштування опалубки та армування дослідних зразків

Для виготовлення дослідних зразків використано важкий бетон проектного класу С25/30 на дрібнозернистому щебені фракції 5 ... 10 мм.

Загальні вигляди дослідних зразків після бетонування подано на рис. 2.8.

Після тверднення бетону (> 28 діб) перед розпалубленням дослідних зразків у середній їх частині було до випусків з балок приварена тимчасова верхня арматура (рис. 2.9). Її призначення – упередити можливе утворення тріщин у верхній неармованій зоні бетону дослідних зразків при їх складуванні, транспортуванні, монтажі тощо. Після виставлення в проектне положення на випробувальному стенді тимчасові верхні зовнішні стержні зрізалися.



Рис. 2.8. Загальний вигляд дослідних зразків після бетонування



Рис. 2.9. Загальний вигляд дослідних зразків з тимчасовою верхньою зовнішньою арматурою

Фізико-механічні характеристики матеріалів

Механічні характеристики арматури визначали ще до виготовлення каркасів.

Стандартизовані випробування на розтяг проводили у випробувальній лабораторії Фізико-механічного інституту (м. Львів) на розривній машині марки (див. рис. 2.10).



Рис. 2.10. Випробування арматури

Усереднені значення за результатами випробувань 3-х стержнів такі: міцність (тимчасовий опір) 763 МПа, видовження загальне $\delta = 7,5 \%$, $\delta_s = 14,5 \%$.

Отже, фактичні характеристики стержнів дещо вищі за нормовані для арматури класу А500С, яка була запроектована і використана для залізобетонних дослідних зразків.

Перед випробуванням бетонних кубів і призм їх зважували і заміряли фактичні геометричні розміри. В результаті була визначена фактична маса і щільність бетону, яка становила:

- для кубів 2359,24 кгс/м³;
- для призм 2339,56 кгс/м³.

Призми (5 шт.) і куби (8 шт.) випробовували на пресі марки П-50 №2418 (рис. 2.11) і отримали такі показники:

- кубова міцність 29,2-30,3 МПа;
- призмova міцність 23,3-25,7 МПа;
- модуль пружності бетону 29720-31510 МПа;
- коефіцієнт Пуассона $\nu = 0,19-0,22$ при рівнях навантаження 0,26-0,32 % від руйнівного (рис. 2.12).

Значення модуля пружності та коефіцієнта Пуассона визначені за графіками деформування призм (рис. 2.12).



Рис. 2.11. Випробування кубів і призм

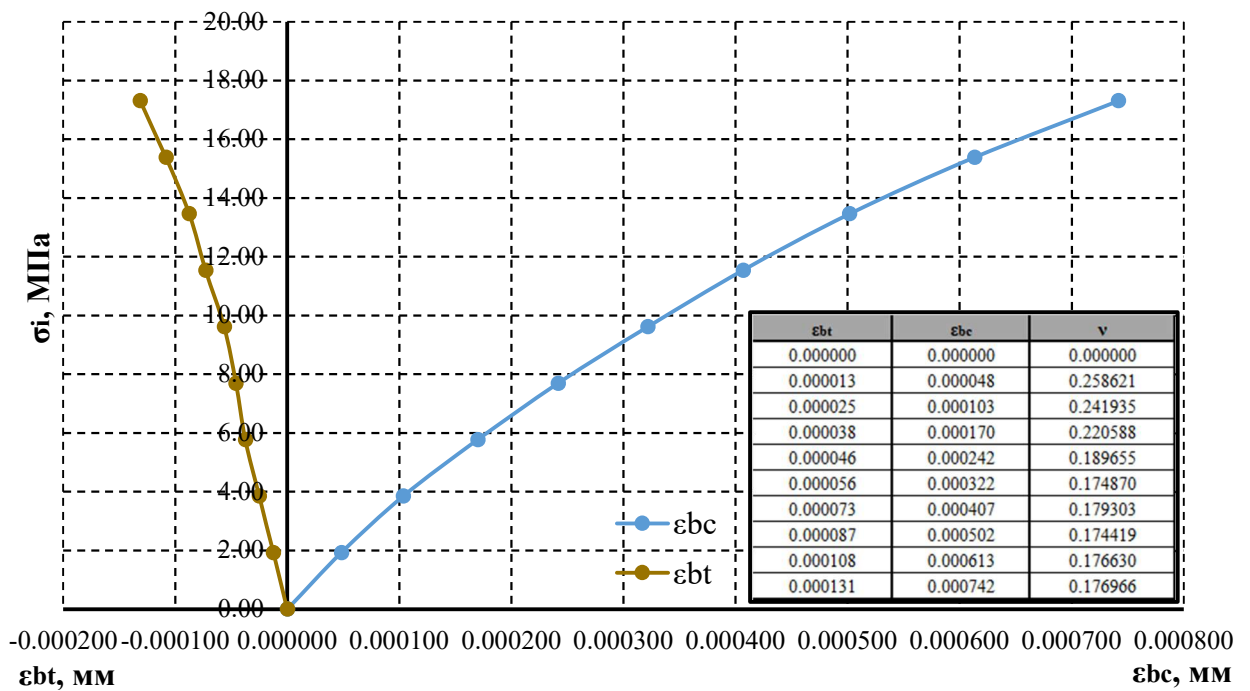


Рис. 2.12. Графіки деформацій бетону при випробуванні призми

Фактичну міцність бетону дослідних зразків визначали також неруйнівним методом – двопараметричним склерометром «Оникс 2-5».

Крім цього, з використанням приладу марки Novotest ВМБМ проводили ультразвукову діагностику однорідності та щільності бетону (див. п. 2.5).

2.3. Загальна методика експериментальних досліджень

Дослідні зразки випробовували статичним навантаженням на силовому стенді в лабораторії кафедри «Автомобільні дороги та мости» НУ «Львівська політехніка» (к. 303 П н. к.).

Лінійні залізобетонні балки завантажували 2-ма зосередженими силами, розташованими симетрично від зони чистого згину (рис. 2.13).

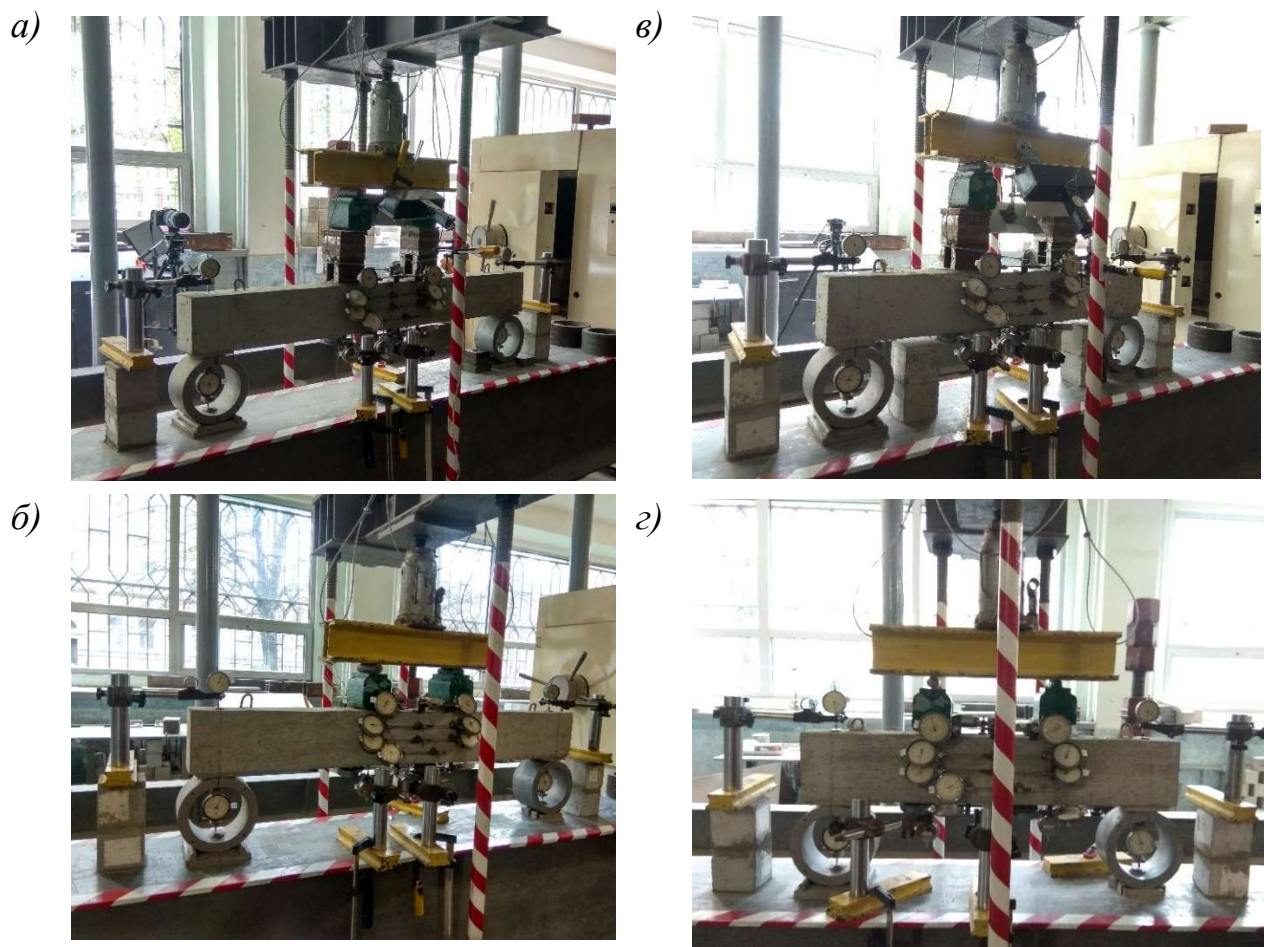


Рис. 2.13. Загальний вигляд випробувань лінійних дослідних зразків:

а – марки Л-1; б-г – марок Л-2а, Л-2б, Л-2в

Перехресні дослідні балки завантажували 4-ма зосередженими силами, розташованими для кожної з балок симетрично на відстані 40 см (рис. 2.13).

На рисунках 2.13а і 2.14а, 2.14в показано також переносний оптико-цифровий корелятор, який використовували для заміру деформацій верхньої грані бетону.



Рис. 2.14. Загальний вигляд випробувань перехресних дослідних зразків:

а – марки ЛП-1; б – марки ЛП-2; в – марки ЛП-3

Для заміру деформацій арматури, бетону і вертикальних переміщень використовували механічні прилади годинникового типу з ціною поділки відповідно 0,001 мм та 0,01 мм.

Навантаження створювали гідравлічним домкратом і контролювали попередньо протарованими коловими динамометрами, розташованими в опорній частині балок.

Утворення і ширину розкриття тріщин фіксували і заміряли мікроскопом з масштабною шкалою марки МПБ-2, ціна поділки 0,05 мм (зав. № 8704313).

2.4. Методика експериментальних вимірювань деформацій верхньої грані бетону дослідних зразків за допомогою методу цифрової кореляції зображення із використанням оптико-цифрової системи

Для вимірювання деформацій верхньої грані бетону дослідних зразків застосовувався метод цифрової кореляції зображень (ЦКЗ). Метод ЦКЗ належить до не інтерферометричних способів вимірювання переміщень та деформацій, і використовується у різних галузях (зокрема у матеріалознавчій та будівельній). Його особливість полягає у можливості безконтактного вимірювання повних полів переміщень, а також двовісних та тривісних деформацій різноманітних об'єктів. Двовимірний (двовісний) метод цифрової кореляції зображень дозволяє вимірювати деформації на площинах, а за допомогою спеціальних математичних апаратів дозволяє вимірювати абсолютні та відносні деформації на поверхнях неплоских форм, наприклад, циліндричних.

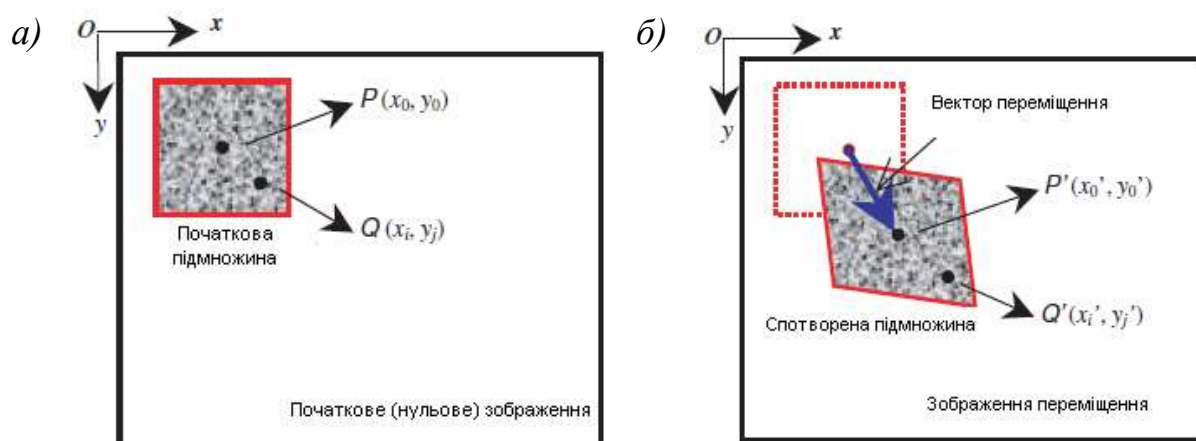


Рис. 2.15. Схематичне зображення розрахункової підмножини маркерів на ділянці, досліджуваній методом ЦКЗ, до і після деформації
(P, Q – точки підмножини маркерів з координатами x, y)

Метод ЦКЗ ґрунтується на математичному обчисленні переміщень та деформацій за допомогою компарації цифрових зображень досліджуваної поверхні до деформації та після деформації (рис. 2.15), у зв'язку з чим метод ЦКЗ можна охарактеризувати як оптичне вимірювання із цифровою обробкою зображень і чисельними підрахунками. Реалізація методу цифрової кореляції зображень можлива за допомогою спеціалізованих програмних комплексів,

серед яких значного поширення набув комплекс Vis-2D, розроблений компанією Correlated Solutions.

Фактично метод ЦКЗ полягає в математичній обробці зображень певної поверхні (наприклад, досліджуваного зразка); ці зображення повинні бути зробленими за допомогою цифрової камери із матрицею з високою роздільною здатністю та оптичним об'єктивом із мінімальними оптичними дисторсіями. Кожне зображення робиться до завантаження конструкції, а далі – на кожному етапі завантаження (при відомих значеннях навантаження). Порівнюючи зображення із різних етапів завантаження зразка (конструкції) із зображенням незавантаженого зразка, можна обчислити переміщення охоплених полем зору камери точок поверхні – ці точки є пікселями отриманих цифрових зображень. Основою для обчислення переміщень є фрагменти зображення з унікальним (хаотичним, неповторюваним) розподілом чорного, білого та сірого кольорів в околі досліджуваних точок (пікселів). Обчисливши відношення значення взаємного переміщення двох сусідніх точок до початкової відстані між ними, можна обчислити абсолютні та відносні деформації на досліджуваній поверхні. Для використання методу ЦКЗ на досліджувані грані дослідних зразків за допомогою пульверизатора матовими фарбами наносився контрастний рисунок – хаотичні чорні точки (маркери) на білому фоні.

Для реалізації методу ЦКЗ під час експериментальних досліджень використовувалася оптико-цифрова система (ОЦС), що представляла собою програмно-апаратний комплекс, який дозволяє отримувати цифрові зображення досліджуваної поверхні крупнорозмірних зразків при різних ступенях навантаження та дистанційно визначати переміщення і поля деформацій за цифровими зображеннями цієї поверхні. Схема використання ОЦС під час експериментальних досліджень наведена на рис. 2.16.

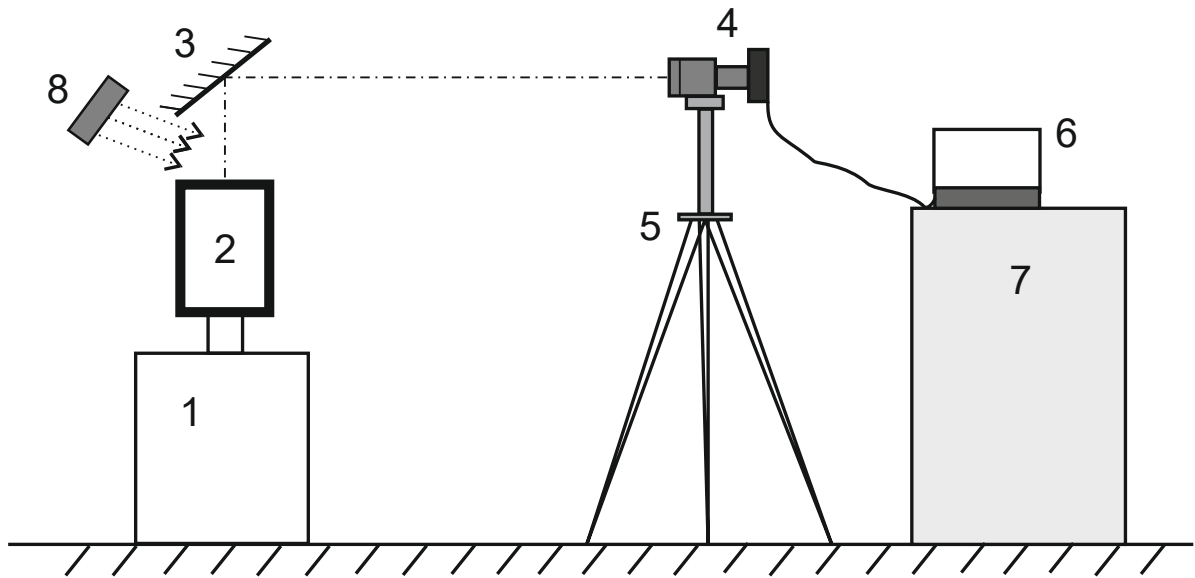


Рис. 2.16. Схема використання ОЦС для реалізації методу ЦКЗ під час експериментальних досліджень: 1 – стенд випробування; 2 – дослідний зразок; 3 – дзеркало нахилене під кутом 45° відносно вертикалі; 4 – цифрова дзеркальна фотокамера NIKON D7000 з об'єктивом Sigma – 400; 5 – фотографічний штатив; 6 – комп'ютер; 7 – стіл; 8 – джерело світла

На відміну від традиційних способів отримання зображень у даній схемі використано дзеркало 3, яке встановлювалося під кутом 45° над досліджуваною балкою (див. фото на рис. 2.16, а). Перехресне розташування опор силорозподільчої траверси унеможливило орієнтацію кадру зображення вздовж осі однієї з балок. Тому при випробуванні перехресних балок марок ЛПІ фотографічний штатив дзеркальною фотокамерою був розташований по діагоналі між перехресними балками з відповідною орієнтацією дзеркала. Зображення ділянки поверхні балки реєстрували за різного ступеня навантаження і надалі обробляли на комп'ютері за допомогою програмного комплексу Vic-2D, що дозволило отримати розподіл деформацій на верхній грані балки з просторовим розділенням приблизно 10 мм. Поля деформацій розраховували відносно першого зображення поверхні не навантаженої балки.

Для забезпечення задовільного просторового розділення на досліджуваній ділянці балок формували випадкову плямкову структуру за допомогою білої і чорної фарби, яка показана на рис. 2.17.

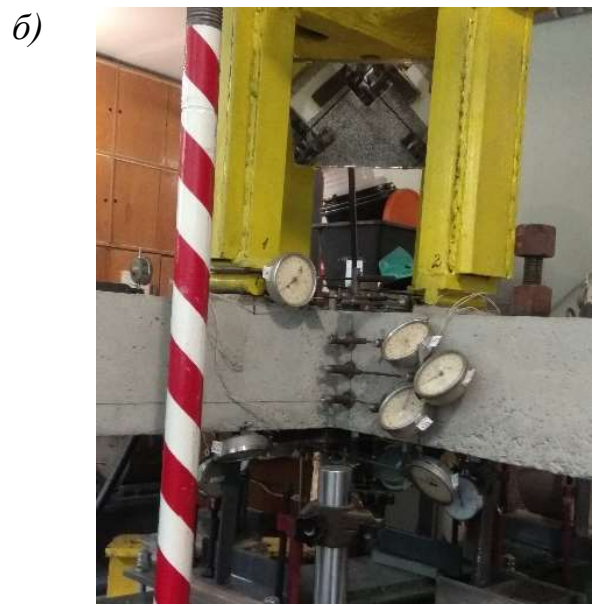
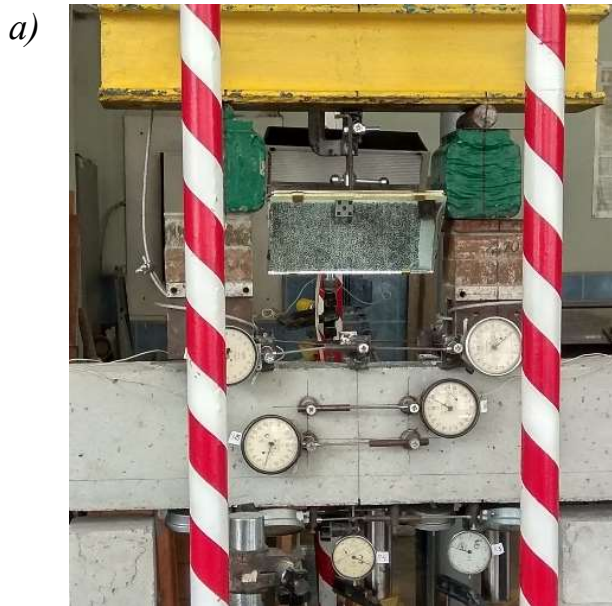


Рис. 2.17. Загальний вигляд випробувань з дзеркалами для ОЦС: а – лінійних балок; б – перехресних балок



Рис. 2.18. Плямова структура: а – лінійних балок; б – перехресних балок

2.5. Застосування методу акустичної емісії при випробуванні дослідних зразків

Метою застосування методу акустичної емісії було виявлення джерел акустичної емісії (АЕ), які можуть бути пов'язані з дефектами, що проявляють активність при навантаженні залізобетонних конструкцій; виявлення закономірностей процесу випромінювання АЕ; визначення акустико-емісійних параметрів досліджуваних зразків при наростаючому статичному навантаженні та оцінка придатності методу АЕ для технічної діагностики та неруйнівного контролю експлуатаційного стану перехресних залізобетонних балок.

Акустична емісія – це випромінювання матеріалом пружних хвиль, які викликані локальною, динамічною перебудовою його структури – дефектами, а також дислокацією під час перебудови структури в момент навантаження конструкції. Під повільним навантаженням у твердому тілі поступово зростає механічна напруженість, кристалічна решітка твердого тіла накопичує пружну потенціальну енергію. Навантажувані об'єкти переважно є неоднорідними за своїми фізико-механічними властивостями, в певній ділянці твердого тіла локальні напруження досягають граничних значень, внаслідок чого відбувається руйнування кристалічної решітки. Під час цього руйнування виділяється частина пружної потенціальної енергії, відбувається випромінювання пружної хвилі, а напруження в околі концентратора напружень (дефекту чи неоднорідності) релаксують [48]. Акустико-емісійний датчик високої чутливості сприймає ці пружні хвилі, перетворюючи звукові коливання у напругу змінної величини, і через аналого-цифровий перетворювач подає її на комп'ютер з наступним відображенням на моніторі та збереженні на жорсткому диску. Акустична емісія дає безпосередню інформацію про розвиток дефекту що впливає на конструктивну міцність та довговічність. В той самий час дефекти, що не змінюють своїх параметрів під робочим навантаженням, не проявляють акустичної активності або не демонструють тенденцій до прогресивного розвитку, і можуть бути віднесені до конструктивних особливостей.

Метод акустичної емісії застосовується у технічній діагностиці та неруйнівному контролі будівельних конструкцій уже декілька десятиліть, упродовж яких українські науковці накопичили значний об'єм теоретичних та практичних досліджень. Найбільш вагомі внески у розвиток методу АЕ у будівельній галузі здійснили С. Ф. Філоненко [86], В. Р. Скальський [80], П. М. Коваль [81] та П. М. Сташук [82]. Прикладами високого рівня розвитку методу АЕ є державний стандарт ДСТУ 4227-2003 "Настанови щодо проведення акустико-емісійного діагностування об'єктів підвищеної небезпеки", що набув чинності у 2003-му році, та галузевий нормативний документ МВВ 218-03450778-240-2004 "Метод акустико-емісійного діагностування технічного

стану мостів при статичних випробуваннях", розроблений у 2004-му році П. М. Сташуком та А. Є. Фалем під керівництвом П. М. Ковалю, який застосовується при проведенні технічної діагностики елементів конструкцій автодорожніх мостів, що знаходяться на балансі Державного агентства відновлення та розвитку інфраструктури України. У наукових дослідженнях метод АЕ успішно застосовується при вивченні роботи згинаних армобетонних конструкцій [39, 18].

Важливою задачею при дослідженні конструкцій з використанням методу АЕ є інтерпретація отриманої інформації та розпізнавання сигналів АЕ від розвитку тріщин як основних дефектів залізобетонних конструкцій. Визначення початку росту дефекту (наприклад, тріщини) і спостереження за його розвитком на основі кількісного аналізу параметрів випромінювання АЕ є складною задачею, що обумовлено впливом на значення параметрів сигналів АЕ типу та стану матеріалу конструкції, технічних можливостей апаратури та методології обробки інформації.

Метод АЕ застосовувався при випробуваннях призми П-4 та перехресних зразків ЛП-1, ЛП-2, ЛП-3 при навантаженні зразків поступово збільшуваним статичним навантаженням із фіксацією при цьому сигналів акустичної емісії. Реєстрація та обробка сигналів акустичної емісії здійснювалась з використанням програмно-технічного комплексу "АкЕм".

При випробуванні призми П-4 осьовим стиском датчик АЕ встановлювався у геометричному центрі однієї з граней, а при випробуваннях перехресних зразків – на боковій грані в околі майбутньої стиснутої зони перехресних зон балок; зображення розміщення датчика на зразках наведені на рис. 2.19. Перед установкою датчика АЕ на бетон за допомогою ціаноакрилатного швидкоотвердуючого клею наклеювалася сталеві шайба з внутрішнім отвором Ø16 мм; на зачищену поверхню всередині отвору шайби наносився шар акустично-прозорої мастики "Рамзай". Датчик притискався до поверхні з мастикою за допомогою магнітного кріплення.

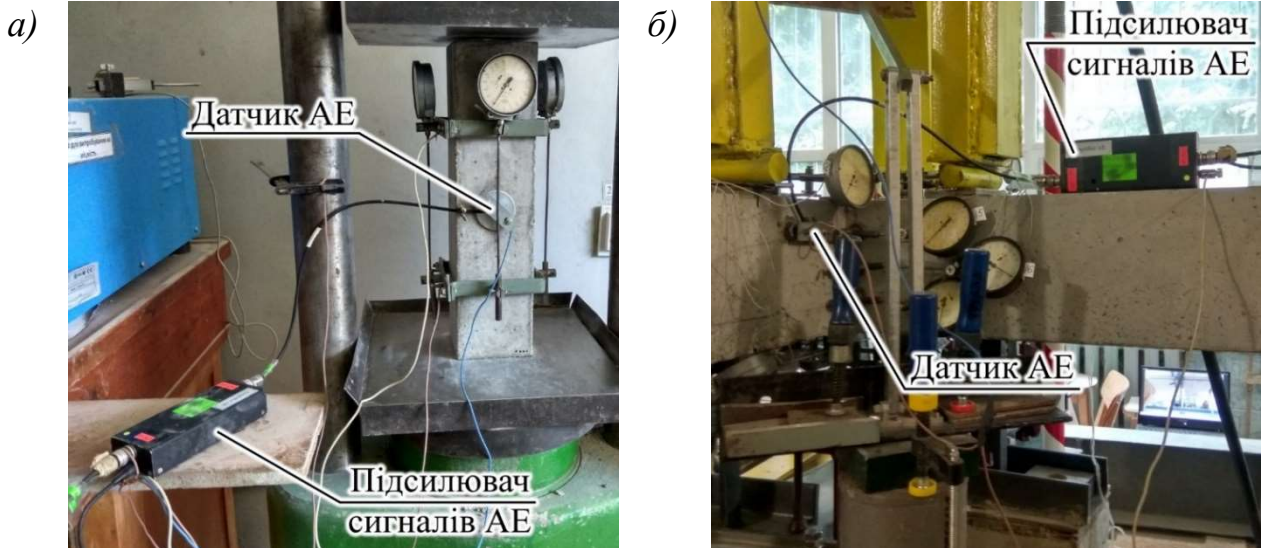


Рис. 2.19. Розміщення датчика АЕ та підсилювача сигналів АЕ на призмі П-4 (а) та перехресному зразку ЛП-1 (б)

Реєстрація та аналіз сигналів АЕ під час випробувань проводили від моменту досягнення планового рівня випробувального навантаження, оскільки під час навантаження зразків (як перехресних балок, так і призми) у бетоні зразків виникають акустичні сигнали, не пов'язані із внутрішніми дефектами – це можуть бути акустичні сигнали від тертя силозбудних механізмів об поверхні зразків, акустичні сигнали у розподільчих траверсах, акустичні сигнали, збуджені кутовими та лінійними переміщеннями у металевих опорних частинах тощо. За базовий часовий відрізок реєстрації сигналів АЕ були взяті 120...200 секунд.

Первинна обробка критеріальної оцінки виявлення сигналів АЕ від тріщин проводилась за коефіцієнтом накопичення енергії K_p [86, 70, 6]. Згідно з теоретичними положеннями параметр K_p характеризує степінь зміни густини енергії в зареєстрованому сигналі АЕ та використовується для виявлення сигналів від тріщин. Для його визначення використовують формулу:

$$K_{pj} = \lg \left(\frac{E_{cj}}{\tau_j^2} \right), \quad (2.1)$$

де: E_{cj} – енергія від j -го зареєстрованого сигналу АЕ;

τ_j – тривалість зареєстрованого сигналу АЕ.

При встановленні датчика АЕ на поверхні залізобетонних конструкцій за значення критерію виділення сигналів АЕ від тріщин, згідно з даними експериментальних досліджень, граничне значення параметра K_p прийняте рівним 6.

Візуалізація зафіксованих сигналів АЕ у двокоординатному представленні "час – параметр K_p " дає змогу швидко та наочно оцінити внутрішні процеси, що протікають всередині досліджуваної конструкції, а також встановити основні тенденції розвитку наявних неоднорідностей структури, мікро- та макродефектів. Сигнали АЕ від неоднорідностей та мікродефектів, що не розвиваються під навантаженням, відображаються у вигляді окремих сигналів (точок). Сигнали АЕ від неоднорідностей, мікро- та макродефектів, що розвиваються під навантаженням, відображаються у вигляді груп сигналів (точок), що мають чіткий характер накопичення: стрімке зростання їх кількості із все вищим значенням параметра K_p за порівняно невеликий період часу реєстрації (зазвичай упродовж кількох мілісекунд). Фактично, вертикально накопичені групи сигналів вказують на процеси утворення нових чи розкриття наявних тріщин.

Для залізобетонних конструкцій сигнали АЕ зі значенням параметра $K_p < 6$ вказують на наявність всередині досліджуваної конструкції неоднорідностей чи дефектів на мікрорівні, сигнали зі значенням параметра $K_p \geq 6$ вказують на наявність макродефектів. Про небезпечний розвиток дефектів під навантаженням свідчить різке збільшення із навантаженням кількості зареєстрованих подій (сигналів), різке зростання із навантаженням максимального рівня параметра K_p від цих сигналів, а також збільшення кількості характерних груп сигналів.

Для оцінки безпеки процесів руйнування за параметрами акустичної емісії використовувалася методика, що базується на підходах термодинамічної природи руйнування твердих тіл. Руйнування являє собою термореактивне зародження ансамблю мікротріщин, їх злиття та ріст результуючої макротріщини. Для порівняння та узагальнення результатів, незалежних від

розмірності параметрів, використовується нормування їх шкал до одиничної за виразами:

$$\bar{N}_H = f(\bar{P}); \quad (2.2)$$

$$\bar{E}_H = f(\bar{P}); \quad (2.3)$$

де $\bar{N}_H = N_i / N_{i \max}$; $\bar{E}_H = E_i / E_{i \max}$; $\bar{P} = P_i / P_{i \max}$;

N_i, E_i – значення накопичення кількості сигналів та енергії АЕ під час витримки під навантаженням на ступенях в обраному часовому перерізі;

P_i – значення навантаження на ступені;

$P_{i \max}$ – максимальне значення навантаження;

$N_{i \max}, E_{i \max}$ – максимальні значення накопичення кількості сигналів та енергії АЕ під час витримки під навантаженням на ступенях в обраному часовому перерізі.

Проведення аналізу з апроксимацією експериментальних даних відповідно до попередньо описаного виконується за виразами:

$$\bar{N}_H = a_1 \bar{P}^{b_1}; \quad (2.4)$$

$$\bar{E}_H = a_2 \bar{P}^{b_2}; \quad (2.5)$$

де a_1, b_1, a_2, b_2 – константи відповідних виразів.

Релаксація напружень за рахунок перебудови внутрішньої структури матеріалу при постійному значенні навантаження відображується на кінетиці випромінювання АЕ. Висновок про небезпеку процесів, що відбуваються в структурі матеріалів при навантаженні об'єкта здійснюється по абсолютному значенні показника степені b . Шляхом проведених експериментальних досліджень встановлено, що для залізобетону значення $b > 3$ свідчить про розвиток дефектів.

2.6. Висновки до розділу 2

1. Розроблено конструкцію і методику експериментальних досліджень перехресних балок для отримання зони двовісного стиску.

2. Випробуваннями кубів, призм і арматури отримані фактичні фізико-механічні характеристики матеріалів.
3. Розроблено методику експериментальних вимірювань деформації бетону верхньої грані балок за використання оптико-цифрової системи (ОЦС).
4. Подано методику застосування акустичної емісії при випробуванні дослідних зразків.

РОЗДІЛ 3. РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

3.1. Несуча здатність і деформативність лінійних дослідних зразків

3.1.1. Несуча здатність дослідних зразків

Всі лінійні дослідні зразки зруйнувалися внаслідок дроблення бетону верхніх шарів балок в зоні чистого згину (рис. 3.1).

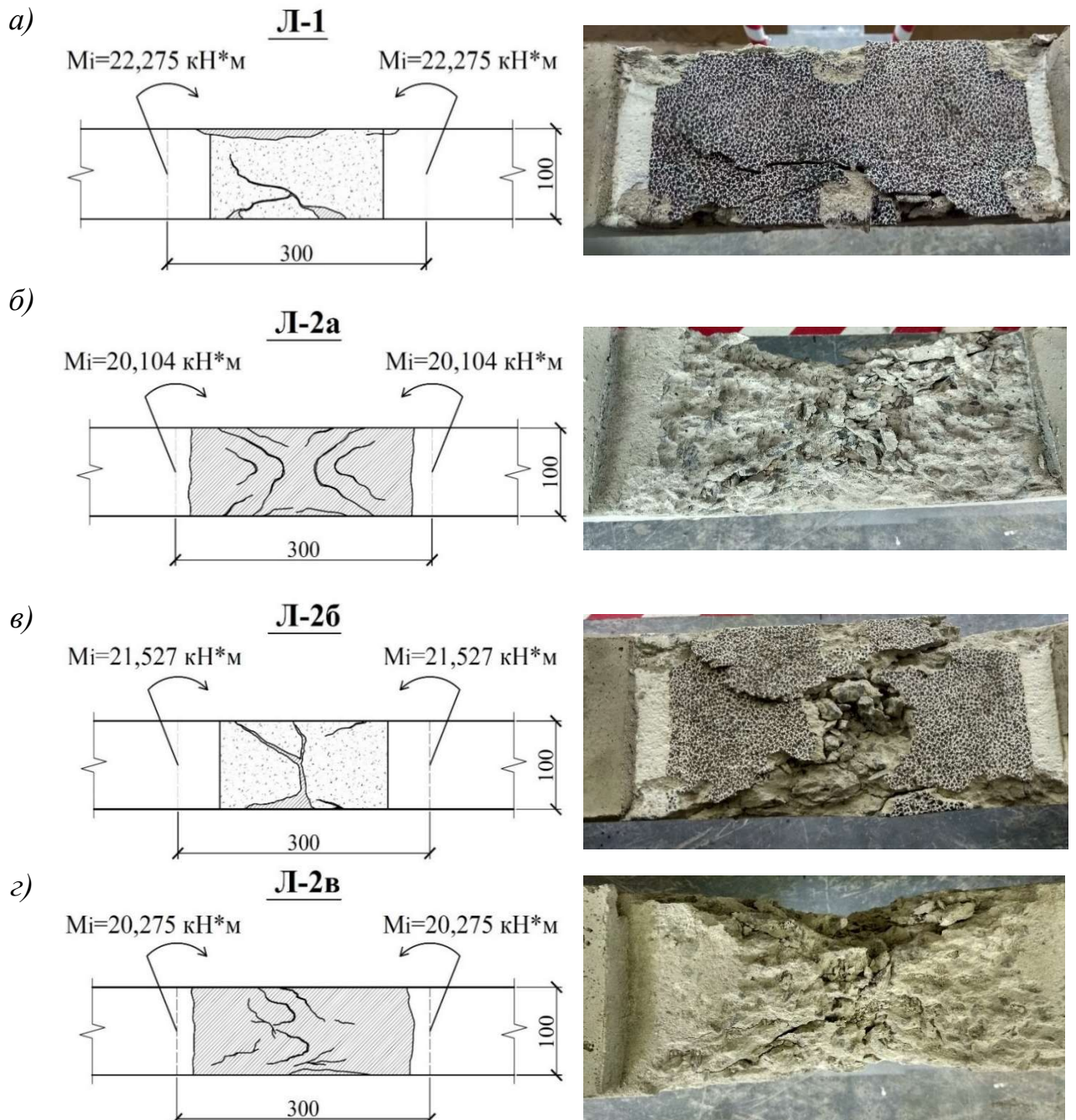


Рис. 3.1. Руйнування стиснутої зони бетону лінійних балок: а – балки Л-1; б – балки Л-2а; в – балки Л-2б; г – балки Л-2в

Іншим був характер руйнування перехресних балок. Вони також зруйнувалися в зонах чистого згину. Проте руйнування починалося, не в місцях перетину балок (ділянка розміром 10x10 см), а поруч біля цієї ділянки на одній з

лінійних балок (рис. 3.2). Це в принципі показує (доказує), на ділянці перетину балок відбувається зміцнення бетону внаслідок двовісного обтиску.

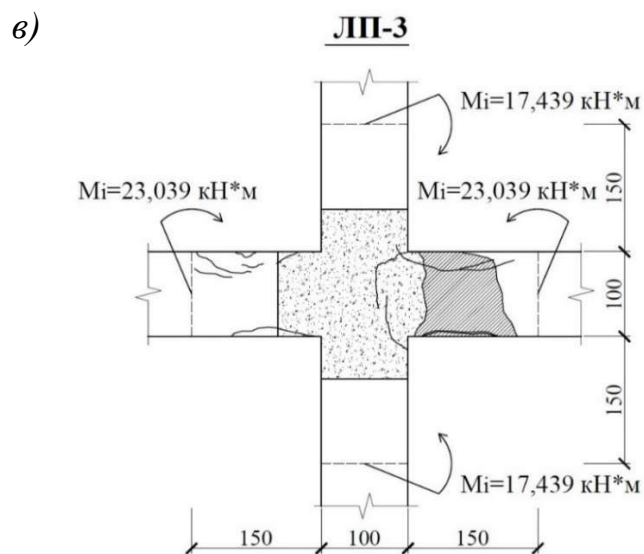
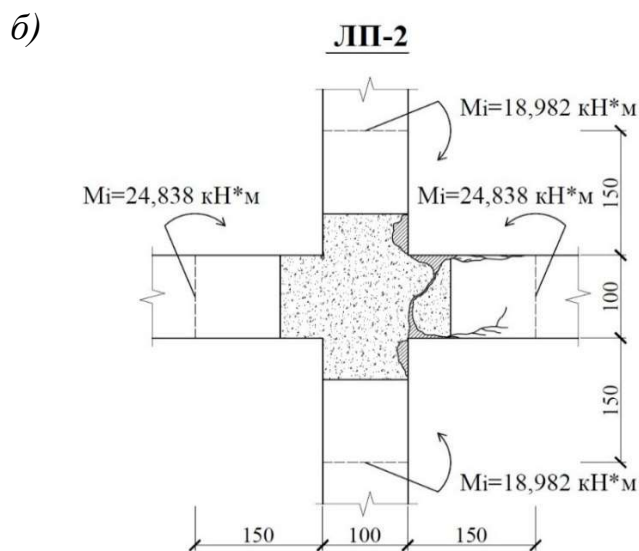
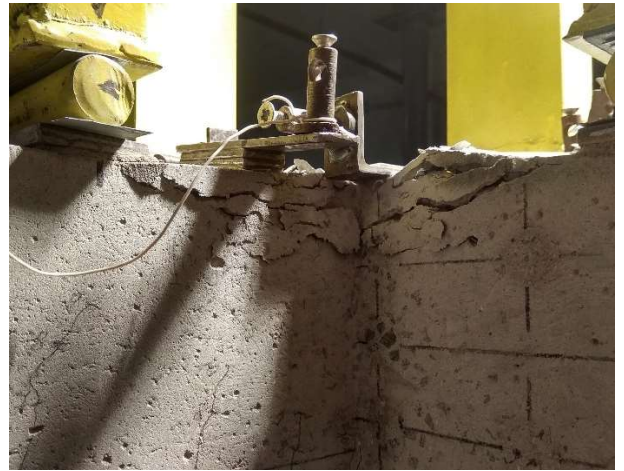
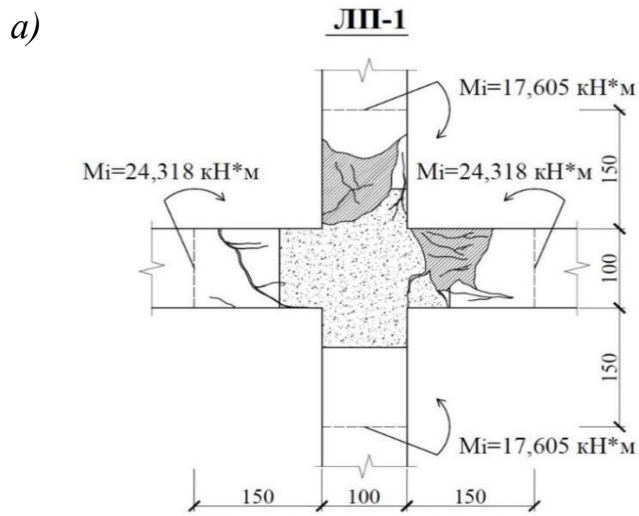


Рис. 3.2. Руйнування стиснутої зони бетону перехресних балок: а – балки ЛП-1;
б – балки ЛП-2; в – балки ЛП-3

Величини навантажень всіх дослідних зразків $F_{u,i}$ за яких була, вичерпана несуча здатність, подана в табл. 3.1.

Таблиця 3.1

Значення руйнівного навантаження дослідних зразків

Послідовність випробувань		Марка дослідного зразка	Руйнівне навантаження, кН				
Лінійні дослідні зразки	Перехресні дослідні зразки		по динамометру довшої балки		по динамометру коротшої балки		загальне
			Д-3	Д-4	Д-1	Д-2	
-	4	Л-1	-	-	4,721	4,561	9,282
2	-	Л-2а	-	-	4,802	4,549	9,351
-	3	Л-2б	-	-	6,742	6,305	13,047
1	-	Л-2в	-	-	8,589	9,041	17,63
-	7	ЛП-1	5,554	5,757	4,899	4,367	20,577
-	5	ЛП-2	5,465	6,087	7,133	6,446	25,131
-	6	ЛП-3	5,261	5,455	10,265	9,113	30,094

При цьому значення моментів в коротшій балці по відношенню до моментів в довшій балці становили:

- в дослідному зразку ЛП-1 – 0,723;
- в дослідному зразку ЛП-2 – 0,764;
- в дослідному зразку ЛП-3 – 0,757.

Середнє значення цього відношення становить $0,748 \approx 0,75$.

Загальне руйнівне навантаження окремо випробовуваних лінійних балок Л-1 і Л-2а становить (табл. 3.1):

$$\Sigma F_i = 9,282 + 9,351 = 18,63 \text{ кН}$$

Руйнівне навантаження зразка ЛП-1 (який складається з балок Л-1 і Л-2а) становить 20,577 кН.

Порівняно з ΣF_i воно є більшим на $\frac{20,58-18,63}{18,63} \times 100 \% = 10,6 \%$.

Для зразка ЛП-2:

$$\Sigma F_i = 9,282 + 13,047 = 22,329 \text{ кН}$$

$$\frac{25,131 - 2,329}{22,329} \times 100 \% = 12,5 \%$$

Для зразка ЛП-3:

$$\Sigma F_i = 9,282 + 17,63 = 26,912 \text{ кН}$$

$$\frac{30,094 - 2,912}{26,912} \times 100 \% = 11,8 \%$$

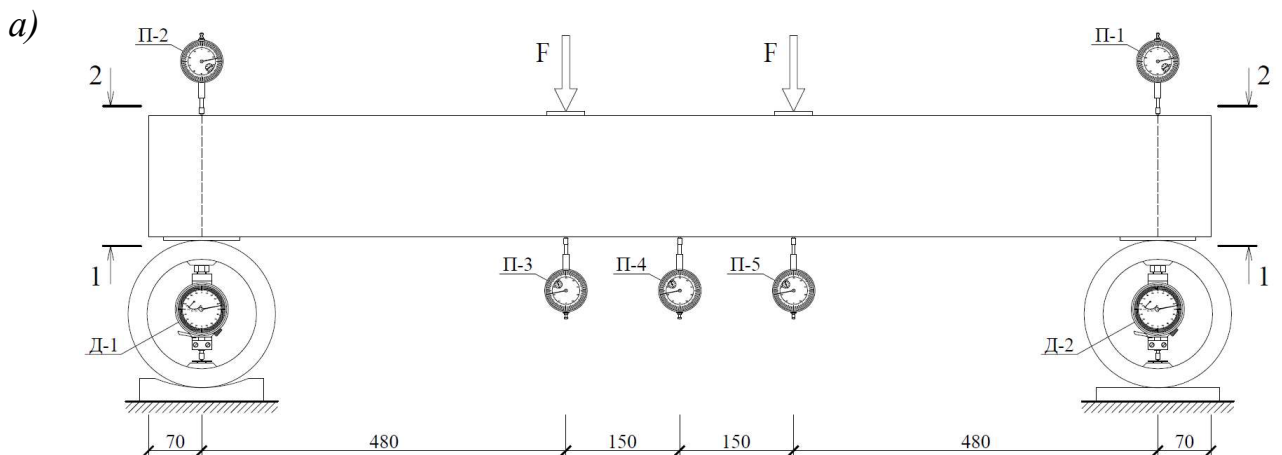
Отже, загальна несуча здатність лінійних балок, випробуваних окремо, є на 10,6 - 12,5 % меншою порівняно з їх несучою здатністю в складі перехресних дослідних зразків.

3.1.2. Деформативність лінійних балок

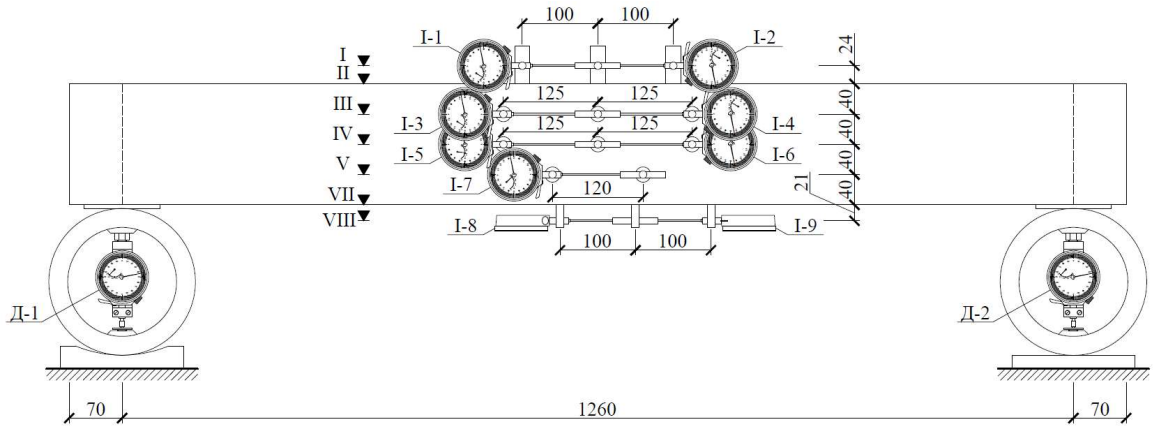
Для заміру вертикальних переміщень використовували індикатори годинникового типу з точністю вимірювань 0,01 мм, встановлені над опорами, під силами F та посередині прольоту балки (рис. 3.3а).

Деформації бетону та арматури заміряли індикаторами годинникового типу з ціною поділки 0,001 мм. Вони були встановлені на верхній, боковій гранях балок та знизу (рис. 3.3б – 3.3г).

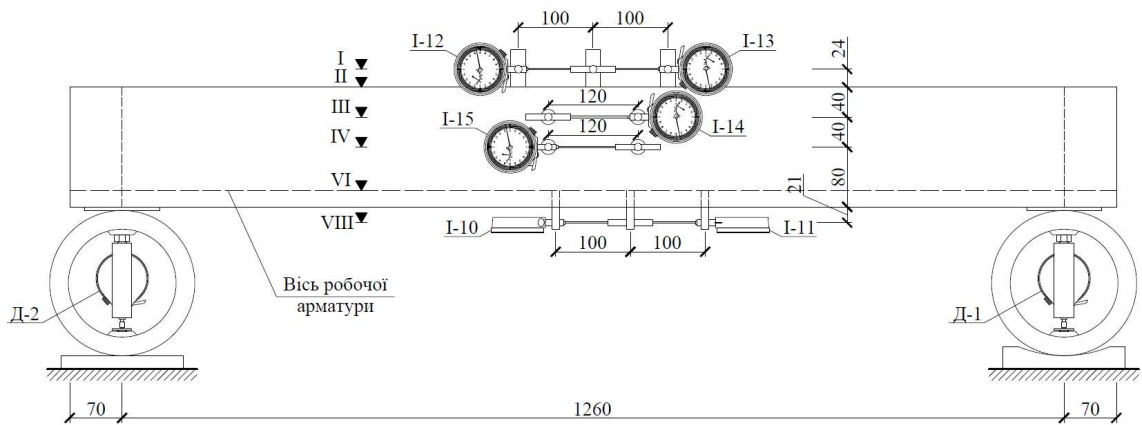
За показами цих приладів отримані значення відносних деформацій ϵ по висоті перерізу балок. Вісь приладів на верхній грані знаходилася на певній відстані від самої грані ∇I , як і вісь приладів ∇VII для заміру деформацій арматури. Тому для визначення деформацій на верхній грані балок



б)



в)



г)

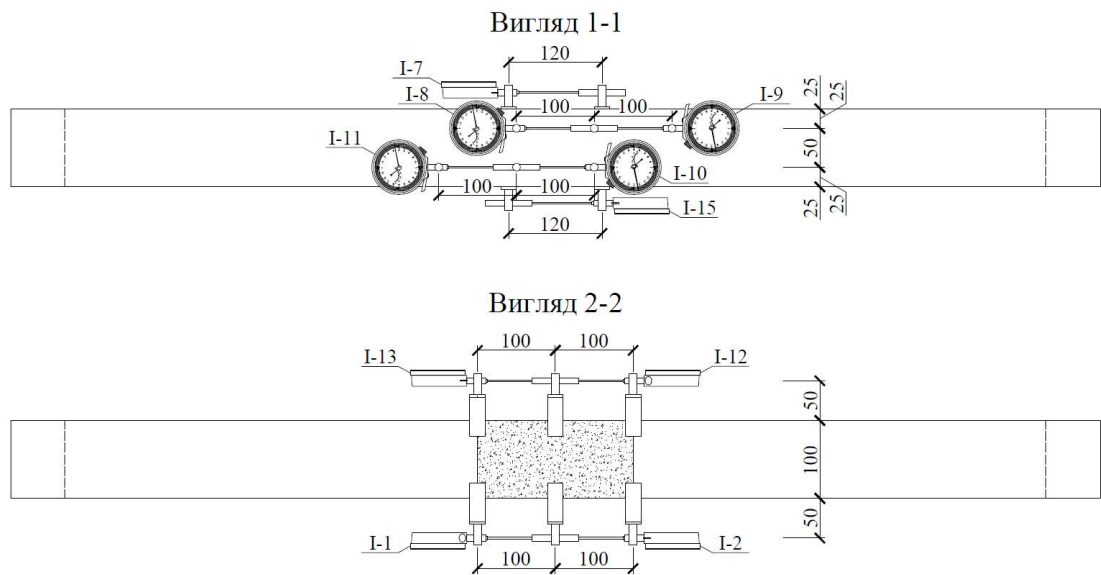


Рис. 3.3. Схема завантаження і розташування приладів дослідного зразка Л-1 (▼II) і на рівні центра арматури (▼VI) були побудовані епюри зміни деформацій по висоті балок. Вони подані для балок на рис. 3.4 на проміжних і на перед руйнівних етапах завантаження.

На проміжних етапах завантаження стиснута зона бетону є близькою до трикутної з поступовим викривленням (опуклістю на перед руйнівних етапах).

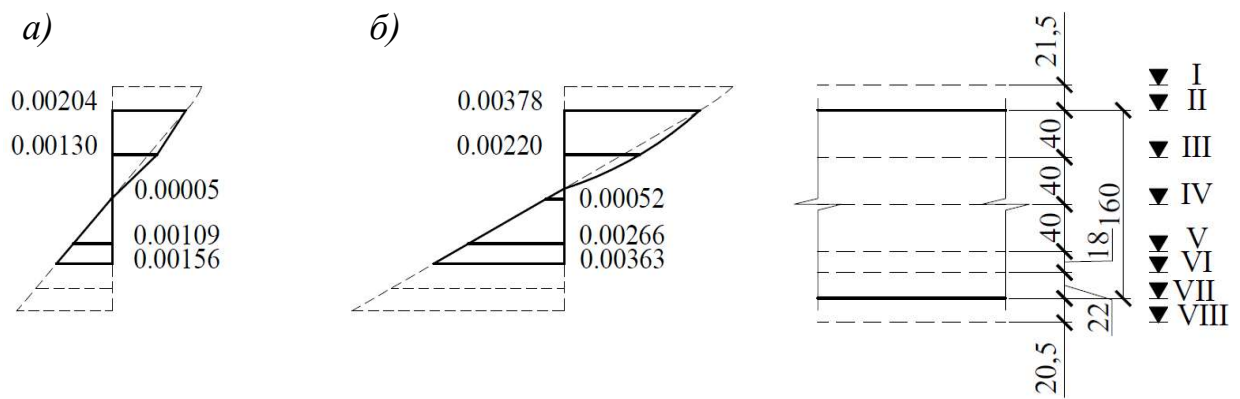


Рис. 3.4. Епюри деформацій по висоті перерізу балки Л-1:

а) – на етапі №8 ($M = 12,513 \text{ кН*м}$); б) – на етапі №13 ($M = 21,679 \text{ кН*м}$)

Характер зміни деформацій по висоті перерізу балок Л-2а (рис. 3.5), Л-2б (рис. 3.6) і Л-2в (рис. 3.7) є аналогічним.

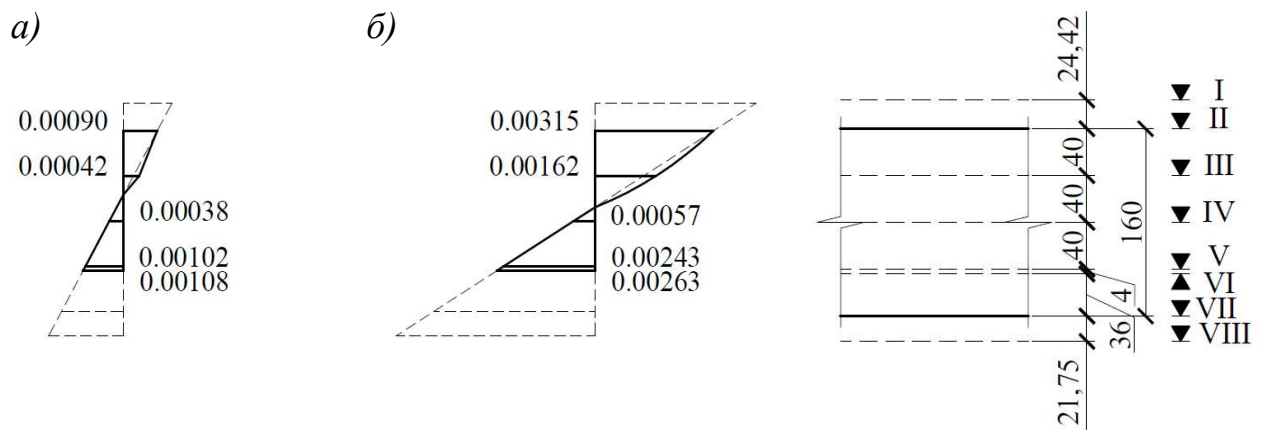


Рис. 3.5. Епюри деформацій по висоті перерізу балки Л-2а:

а) – на етапі №7 ($M = 9,023 \text{ кН*м}$); б) – на етапі №11 ($M = 17,835 \text{ кН*м}$)

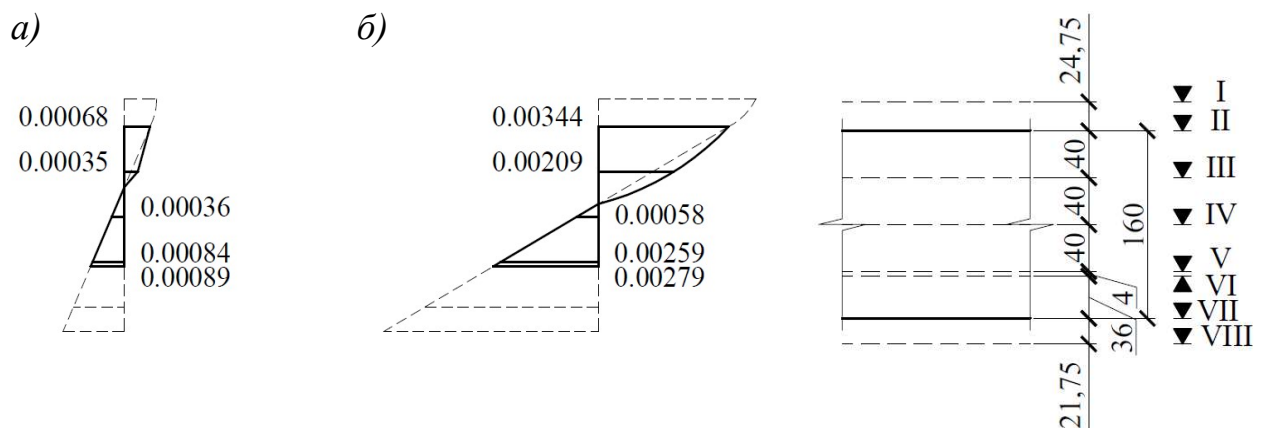


Рис. 3.6. Епюри деформацій по висоті перерізу балки Л-2б:

а) – на етапі №8 ($M = 6,987 \text{ кН*м}$); б) – на етапі №15 ($M = 17,325 \text{ кН*м}$)

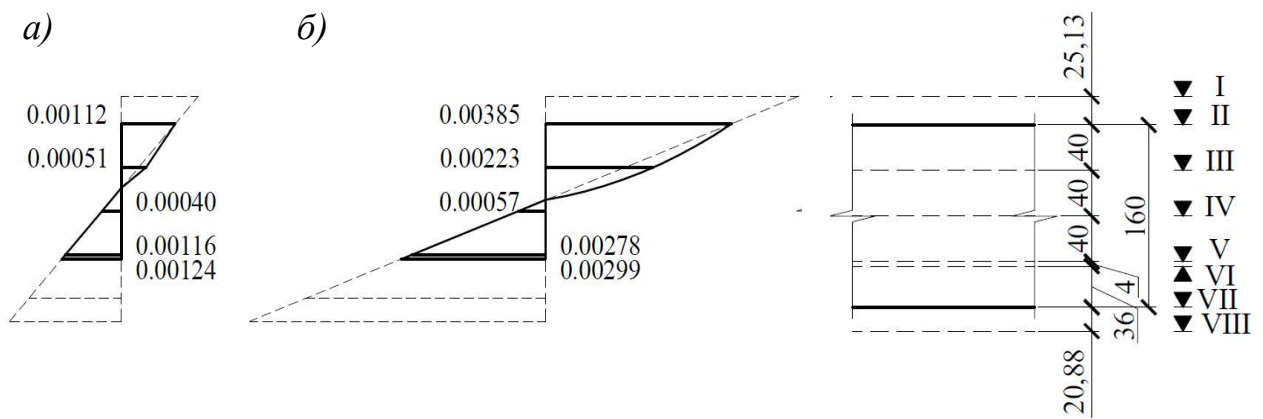


Рис. 3.7. Епюри деформацій по висоті перерізу балки Л-2в:

а) – на етапі №8 ($M = 9,095 \text{ кН*м}$); б) – на етапі №12 ($M = 18,060 \text{ кН*м}$)

На рис. 3.8 і 3.9 подані графіки деформацій бетону та арматури лінійних зразків, визначених за усередненими показниками приладів.

Для балок Л-2а, Л-2б, Л-2в деформації є майже однаковими, для балки Л-1 вони дещо меншими.

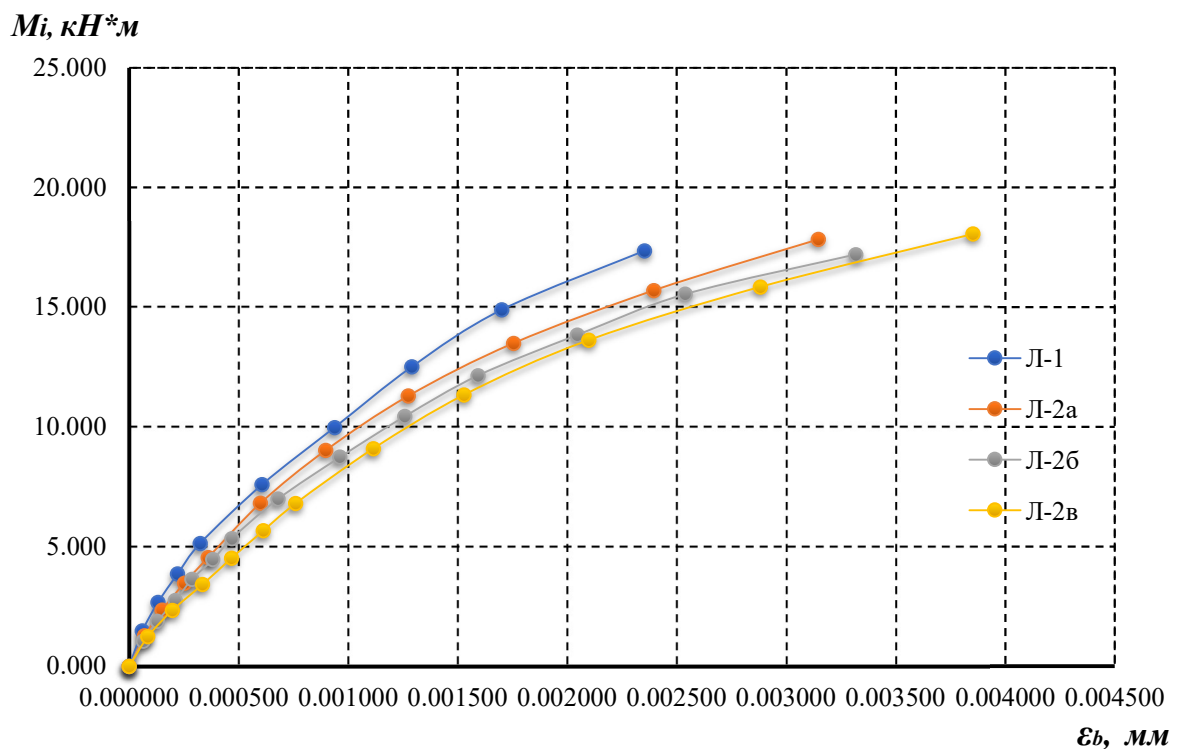


Рис. 3.8. Графіки зміни деформацій бетону верхньої грані лінійних балок

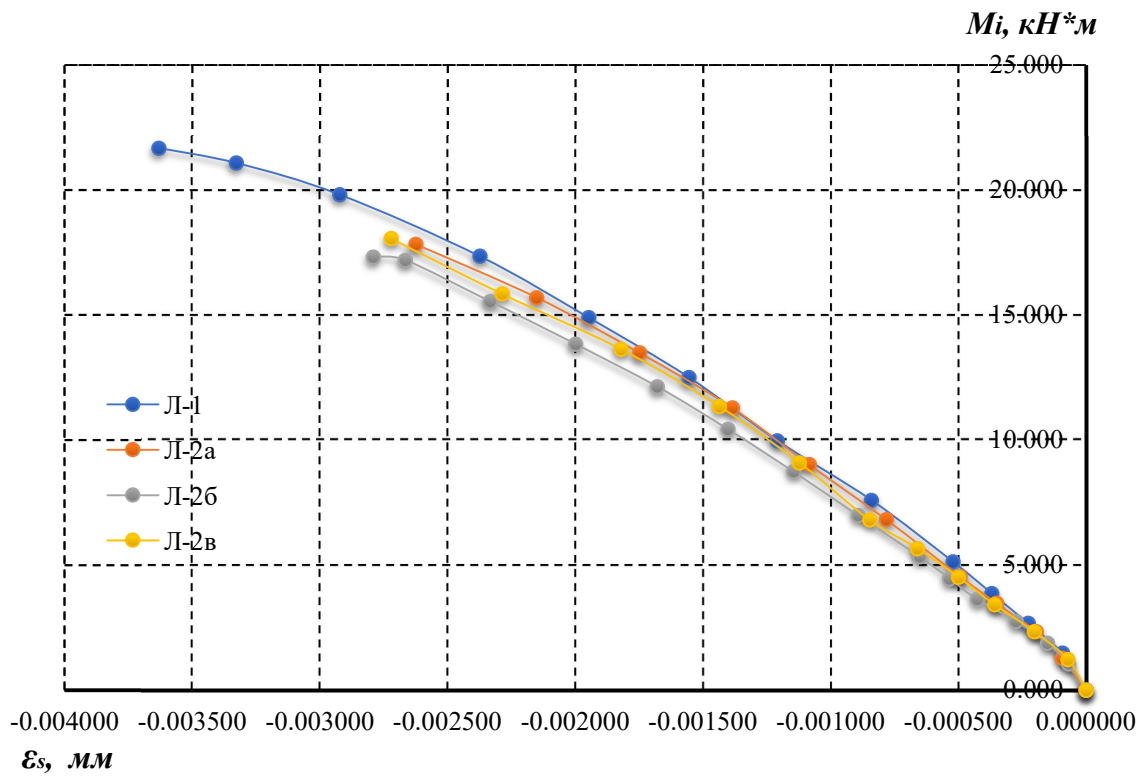


Рис. 3.9. Графіки зміни деформацій повздожньої арматури лінійних балок

На рис. 3.10 показано характер зміни загальних прогинів лінійних балок залежно від сил.

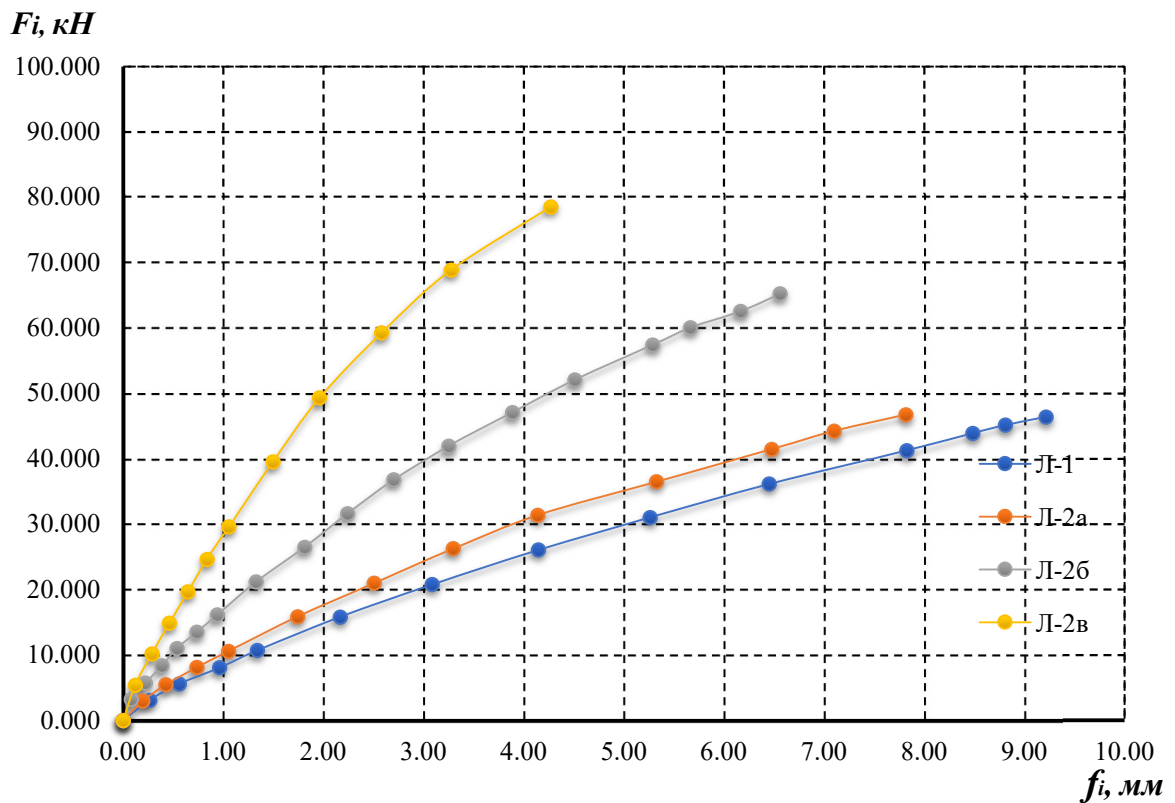


Рис. 3.10. Графіки зміни прогинів лінійних балок

3.1.3. Деформативність перехресних балок

Схема розташування приладів для заміру прогинів і деформацій на різних рівнях перехресних балок марки ЛП-1 подана на рис. 3.11. Вона була такою, щоб заміряти прогини та деформації для кожної із 2-х складових балок перехресної конструкції дослідного зразка. Для дослідних зразків ЛП-2, ЛП-3 схема розташування приладів була аналогічною.

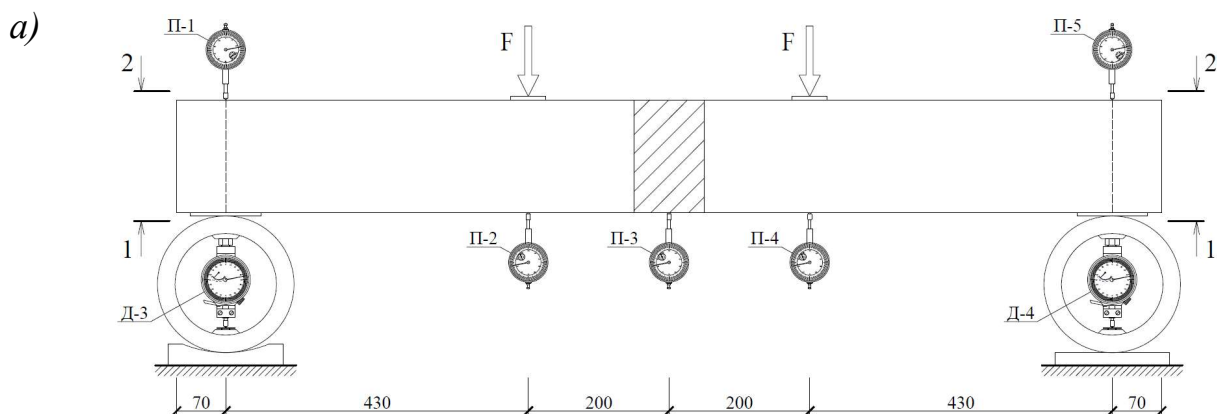
Методика визначення деформацій бетону верхньої грані балок і арматури була аналогічною до методики лінійних балок.

У зв'язку з тим, що відстань від прикладених сил до опор у складових балках у кожному перехресному зразку є різною, реакції опор були різні для кожної з балок. Тому при аналізі деформативності та прогинів перехресних балок розглядали кожну з них окремо, умовно «вирізаючи» із перехресної їх конструкції.

При цьому прийнято таке їх маркування (табл. 3.2).

Таблиця 3.2

Марка лінійної балки	Марка у складі перехресної балки		
	ЛП-1	ЛП-2	ЛП-3
Л-1	Л-1па	Л-1бп	Л-1вп
Л-2а	Л-2ап	-	-
Л-2б	-	Л-2бп	-
Л-2в	-	-	Л-2вп



етапах навантаження різниця становить від 13,7 % до 28,3 % (в середньому 17,3-20,8 %).

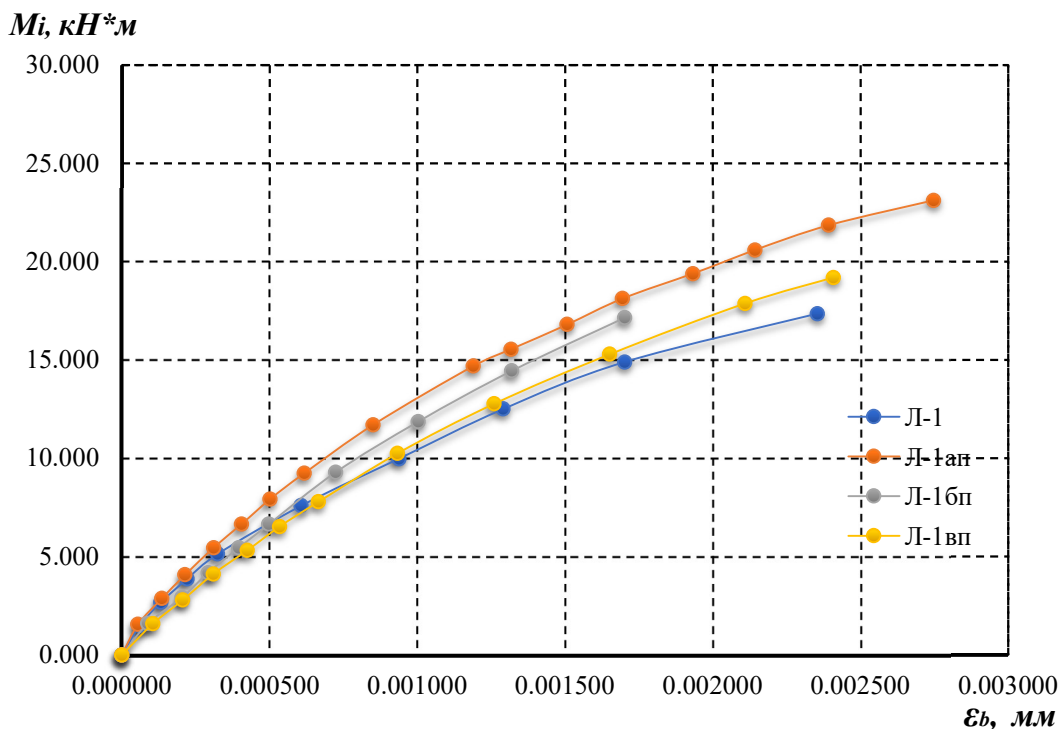


Рис. 3.12. Графіки відносних деформацій бетону балок Л-1, Л-1ап, Л-1бп, Л-1вп

Різниця у відносних деформаціях бетону коротших балок у складі перехресних балок є незначною (рис. 3.13).

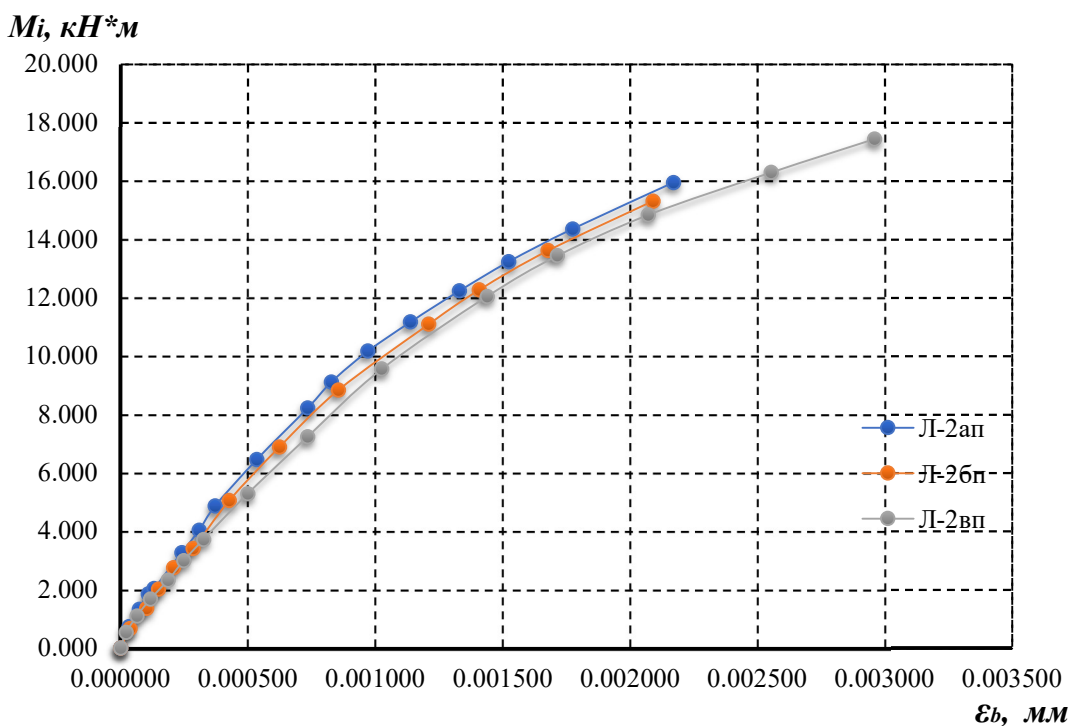


Рис. 3.13. Графіки відносних деформацій бетону балок Л-2ап, Л-2бп, Л-2вп

Відносні деформації бетону коротших балок Л-2а, Л-2б, Л-2в які випробовували окремо, є меншими відповідно від тих, що випробовували в складі перехресних дослідних зразків (рис. 3.14-3.16) – різниця від 5,1 до 14,3 % (в середньому 7,3-9,5 %).

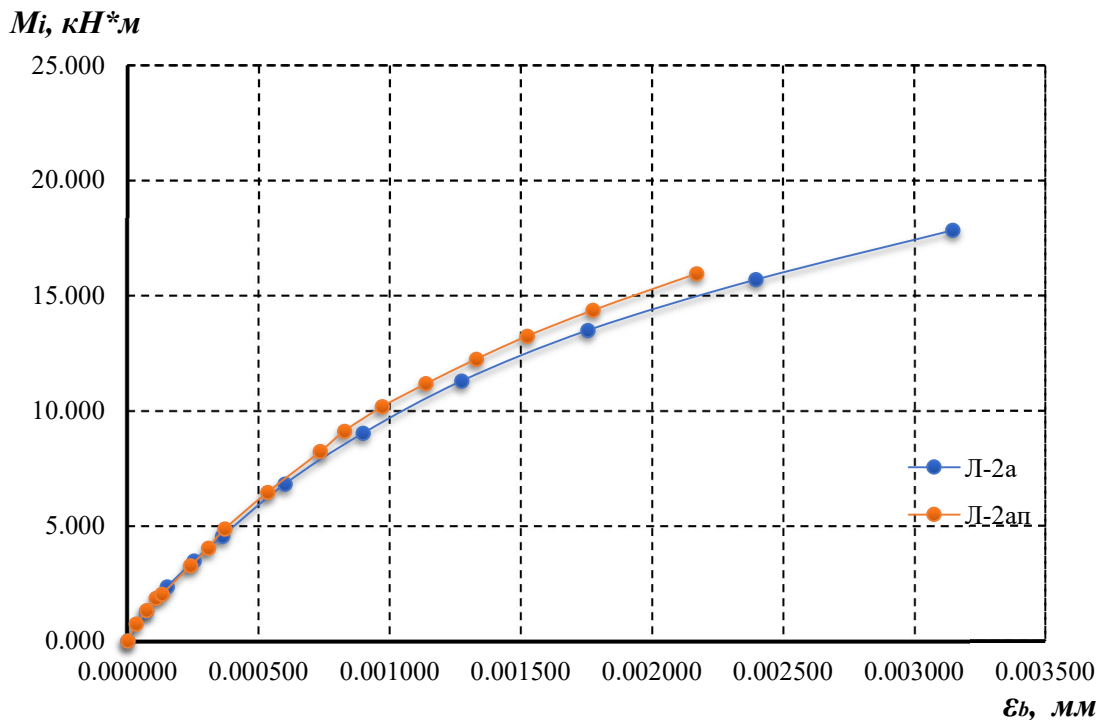


Рис. 3.14. Графіки відносних деформацій бетону балок Л-2а, Л-2ап

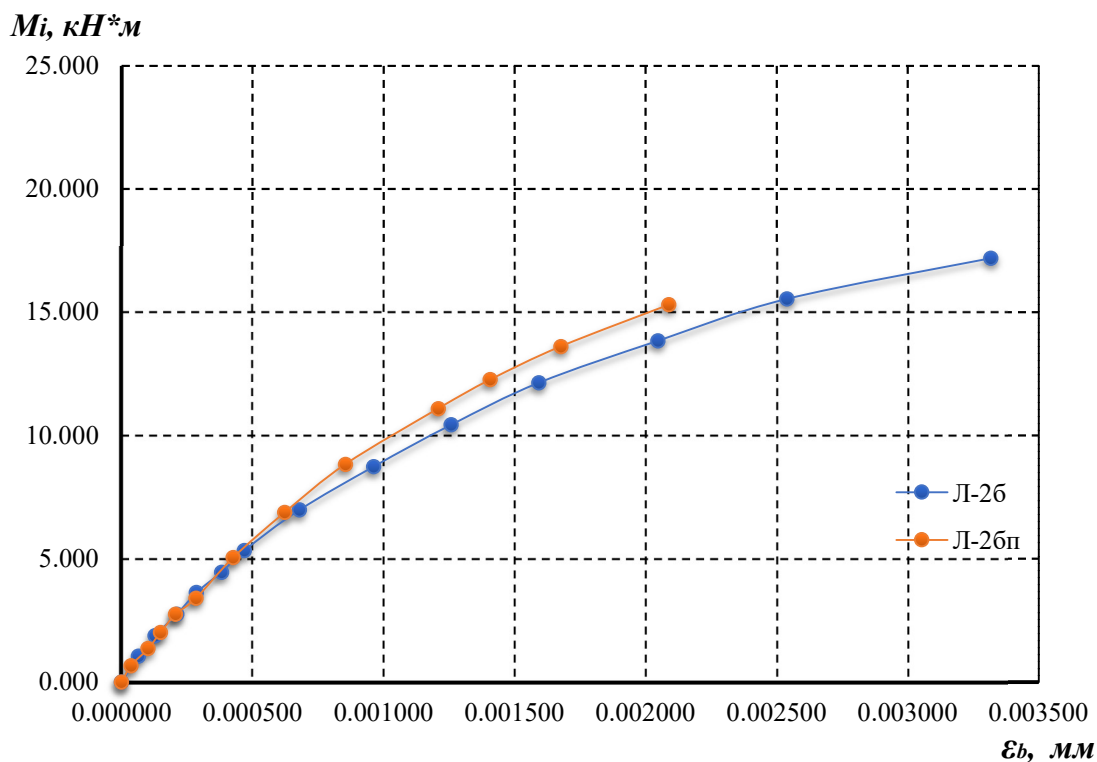


Рис. 3.15. Графіки відносних деформацій бетону балок Л-2б, Л-2бп

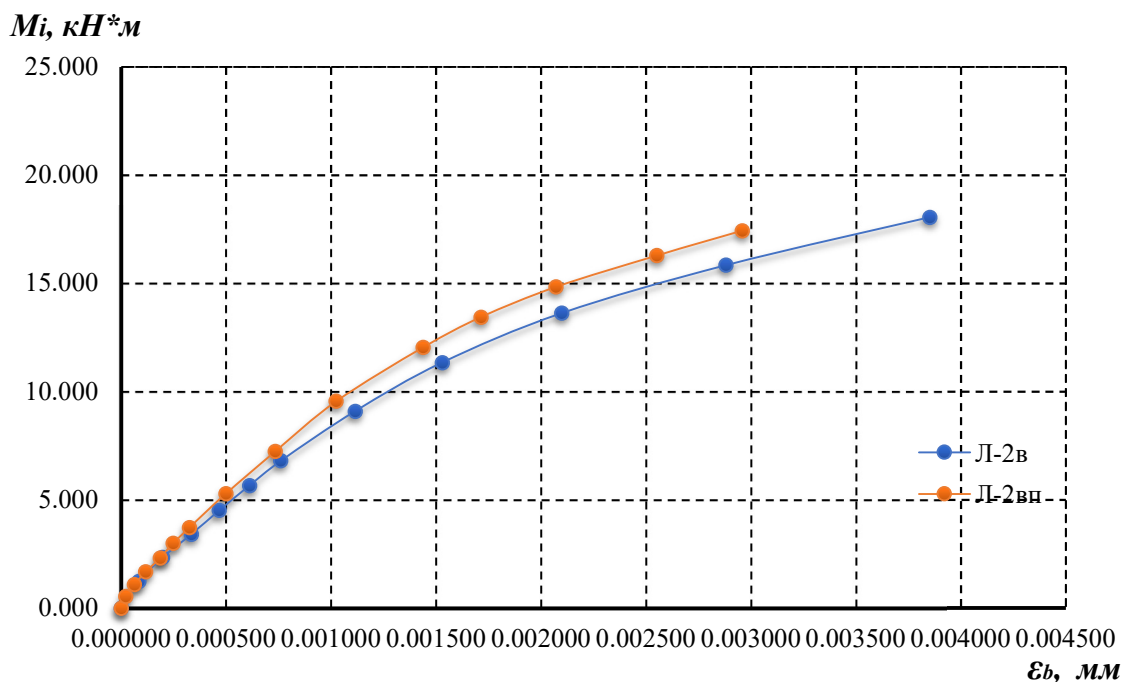


Рис. 3.16. Графіки відносних деформацій бетону балок Л-2в, Л-2vp

Зміну деформацій нижньої робочої арматури в зоні чистого згину подано нижче з аналогічним співставленням як для бетону.

Відносні деформації арматури для балки Л-1, випробовуваної окремо, є меншими від деформацій в балках випробовуваних в складі дослідних зразків ЛП-1, ЛП-2, ЛП-3 (рис. 3.17).

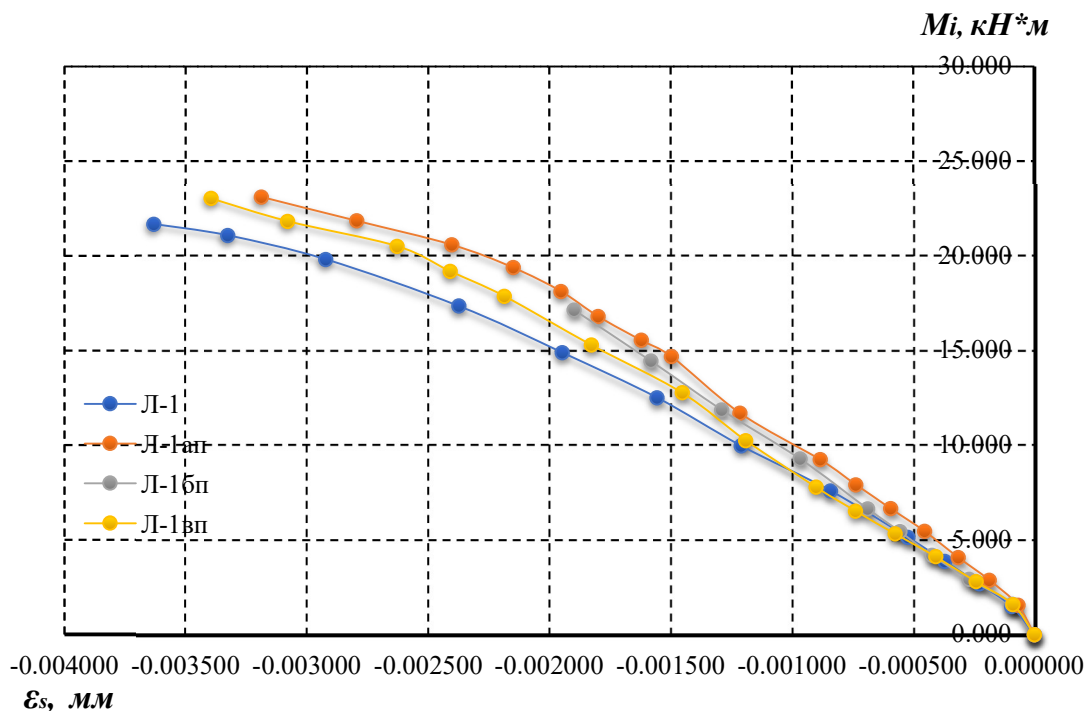


Рис. 3.17. Графіки зміни деформацій поздовжньої арматури балок Л-1, Л-1ap, Л-1bp, Л-1vp

Деформації арматури балок Л-2а, Л-2б, Л-2в, випробовуваних окремо, є меншими від їх деформацій у складі дослідних зразків ЛП-1, ЛП-2, ЛП-3 (рис. 3.18-3.20).

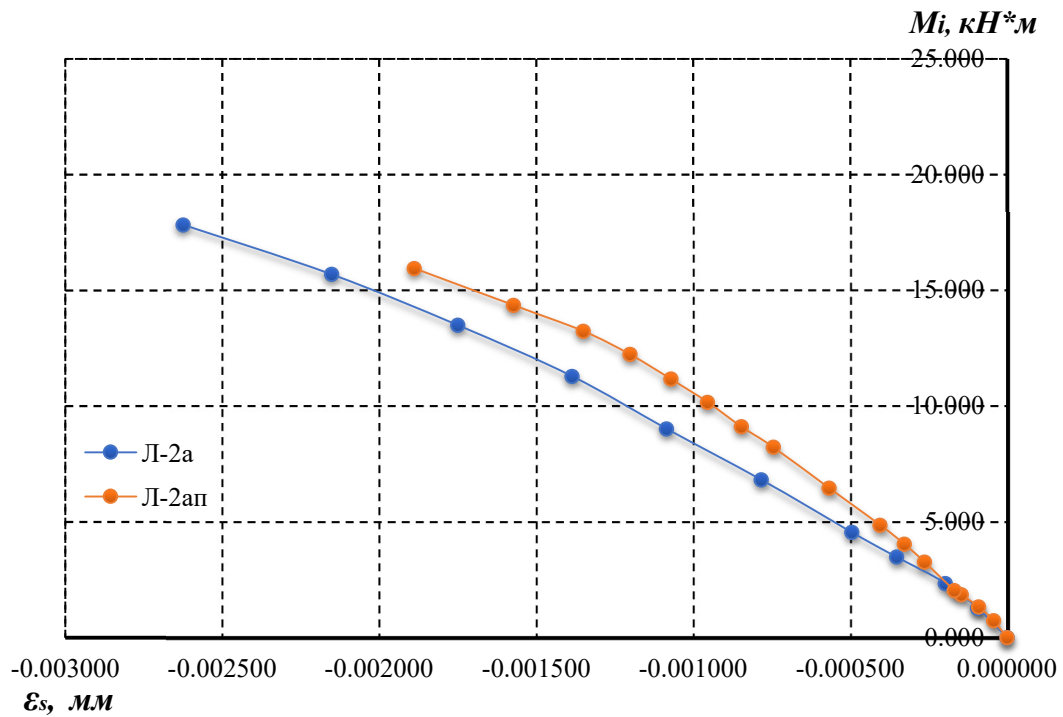


Рис. 3.18. Графіки зміни деформацій поздовжньої арматури балок Л-2а, Л-2ап

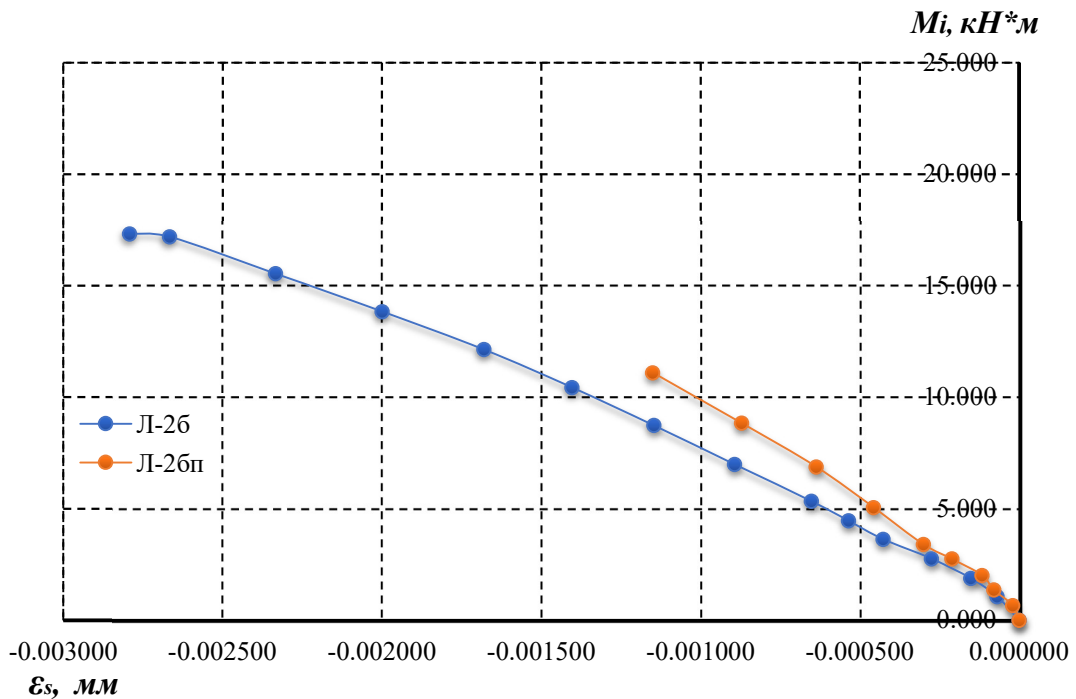


Рис. 3.19. Графіки зміни деформацій поздовжньої арматури балок Л-2б, Л-2бп

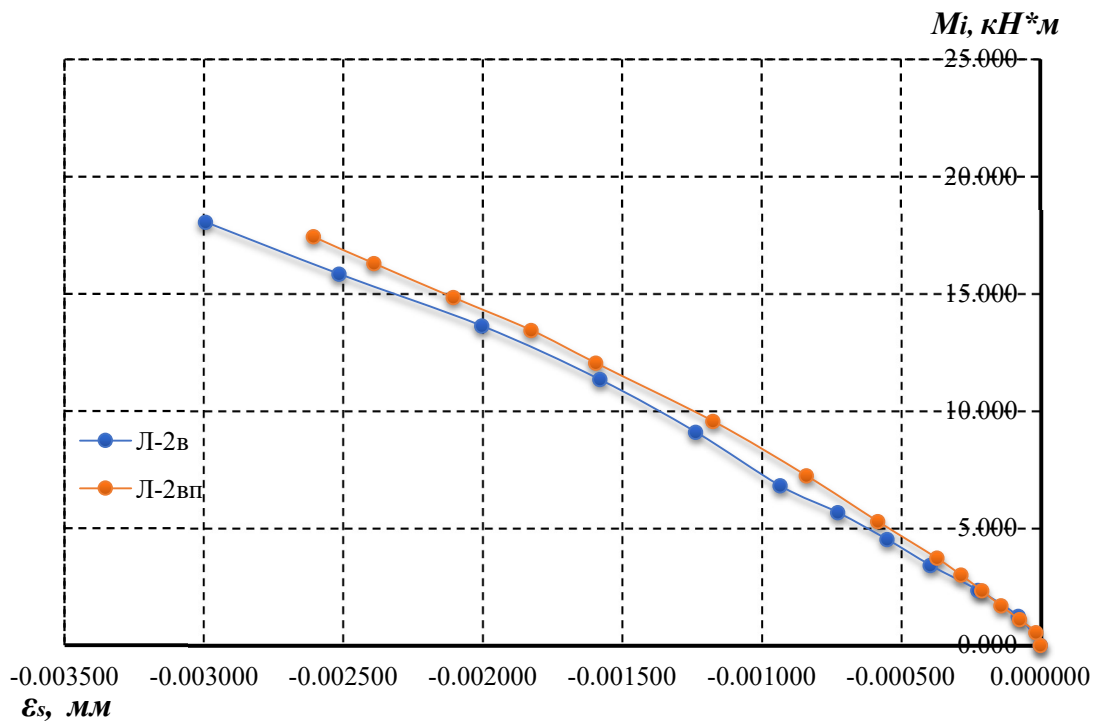


Рис. 3.20. Графіки зміни деформацій повздовжньої арматури балок Л-2в, Л-2вп

На рис. 3.21 і 3.22 подані порівняльні графіки деформацій бетону перехресних балок ЛП-1 в зоні та біля зони їх перетину. Деформації на кожній балці були заміряні індикаторами годинникового типу, встановленими на різних базах. На довшій балці індикатор І-1 на базі 120 мм, індикатор І-3 на базі 220 мм.

Аналогічно для коротшої балки були встановлені індикатори І-2 на базі 120 мм та І-4 на базі 240 мм.

Таким чином, індикатор І-1 фіксував лише деформації на ділянці перетину балок, а індикатор І-3 – деформації, як на ділянці перетину, так і за ділянкою перетину з 2-х боків.

З порівняння графіків видно, що деформації ϵ_1 є меншими від деформацій ϵ_3 (рис. 3.21), а деформації ϵ_2 є меншими деформацій ϵ_4 (рис. 3.22).

Аналогічні результати отримані для перехресних дослідних зразків ЛП-2 (рис. 3.23, 3.24) і ЛП-3 (рис. 3.25, 3.26). Різниця становить від 11,7 % до 29,3 %.

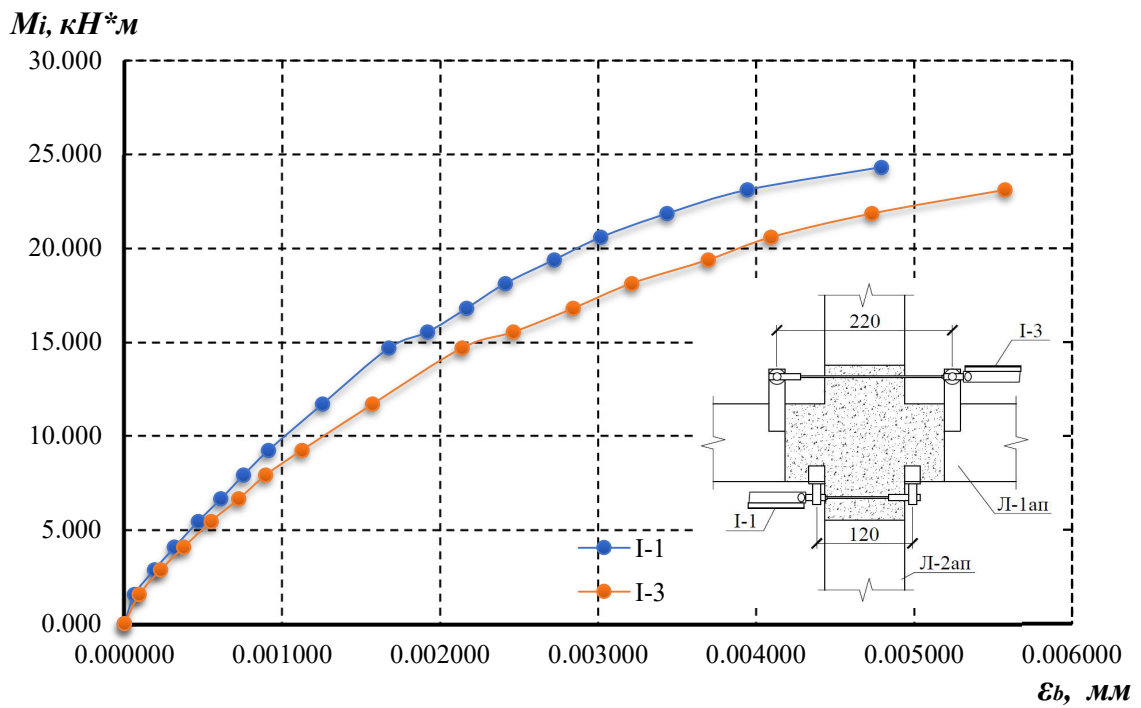


Рис. 3.21. Графіки відносної деформації бетону балки Л-1ап

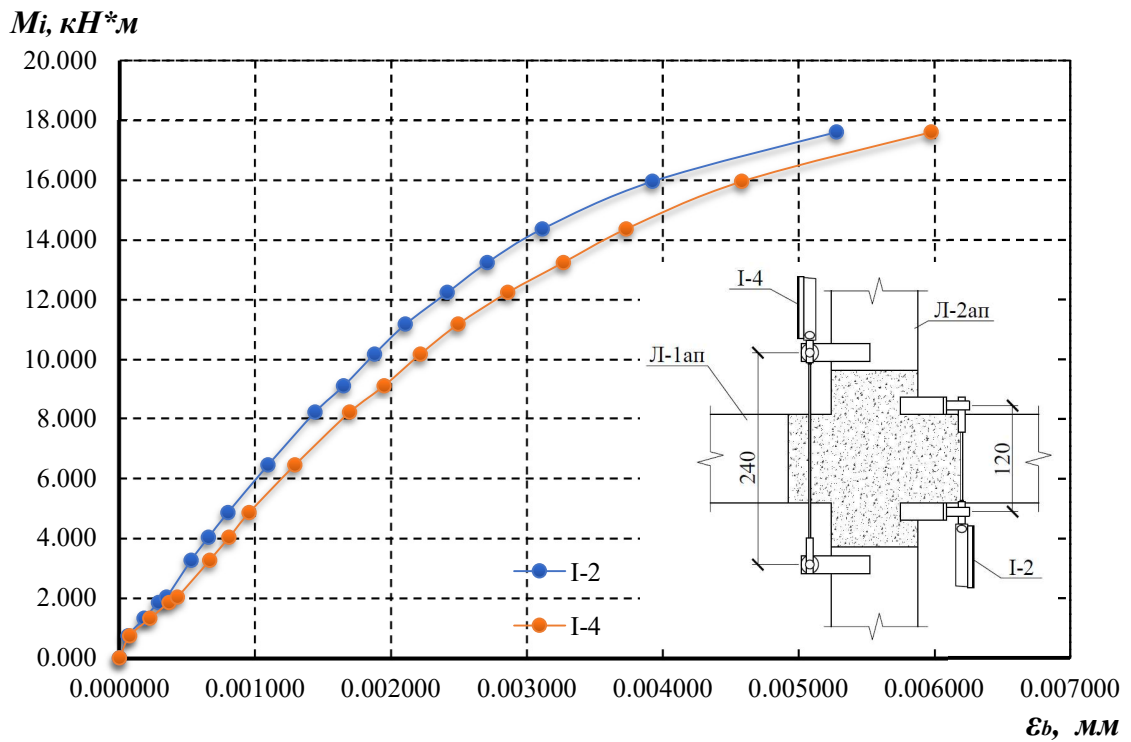


Рис. 3.22. Графіки відносної деформації бетону балки Л-2ап

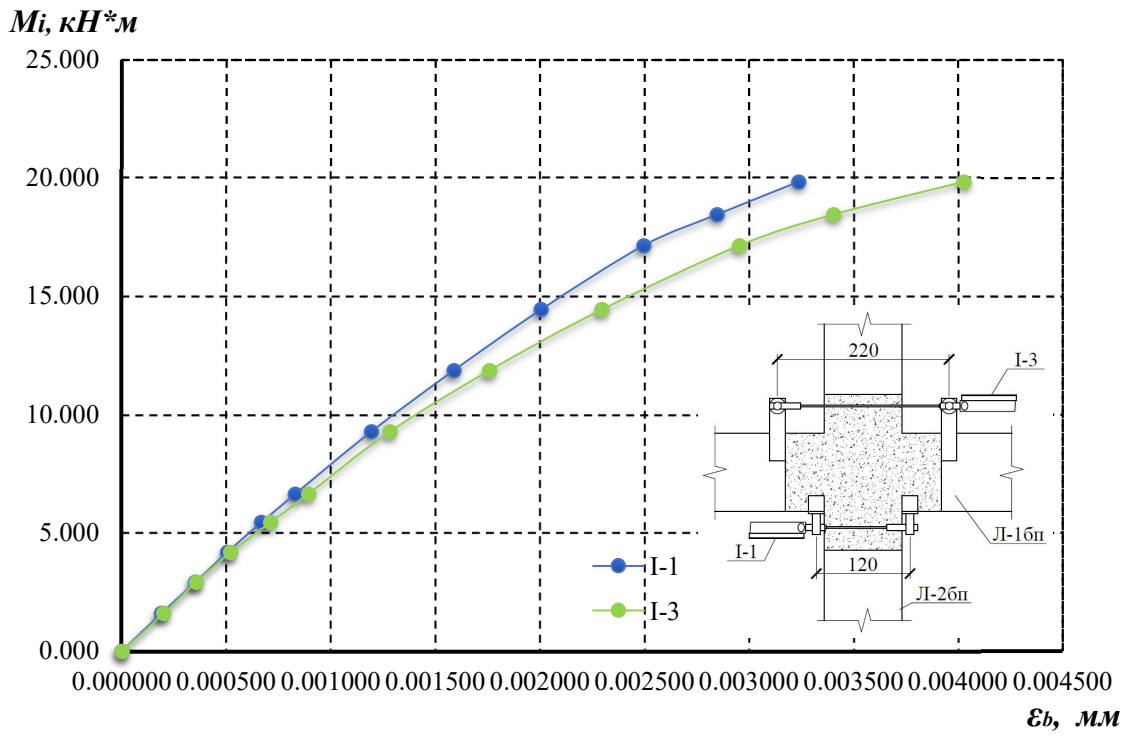


Рис. 3.23. Графіки відносної деформації бетону балки Л-16б

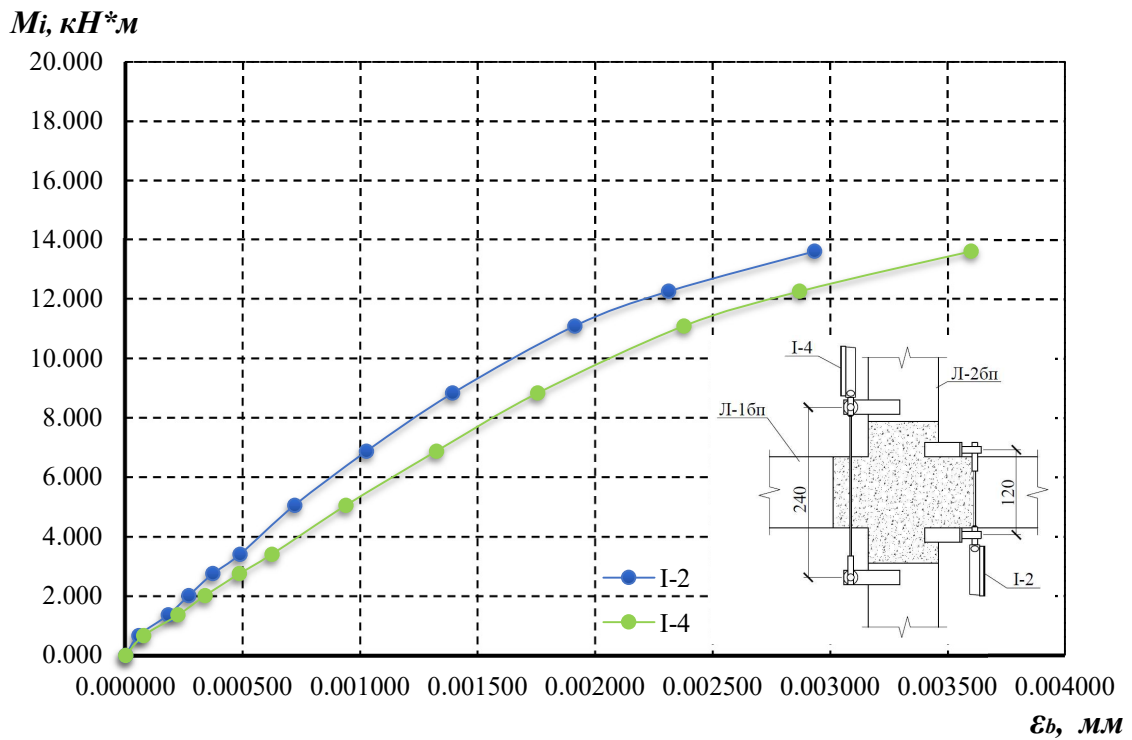


Рис. 3.24. Графіки відносної деформації бетону балки Л-26б

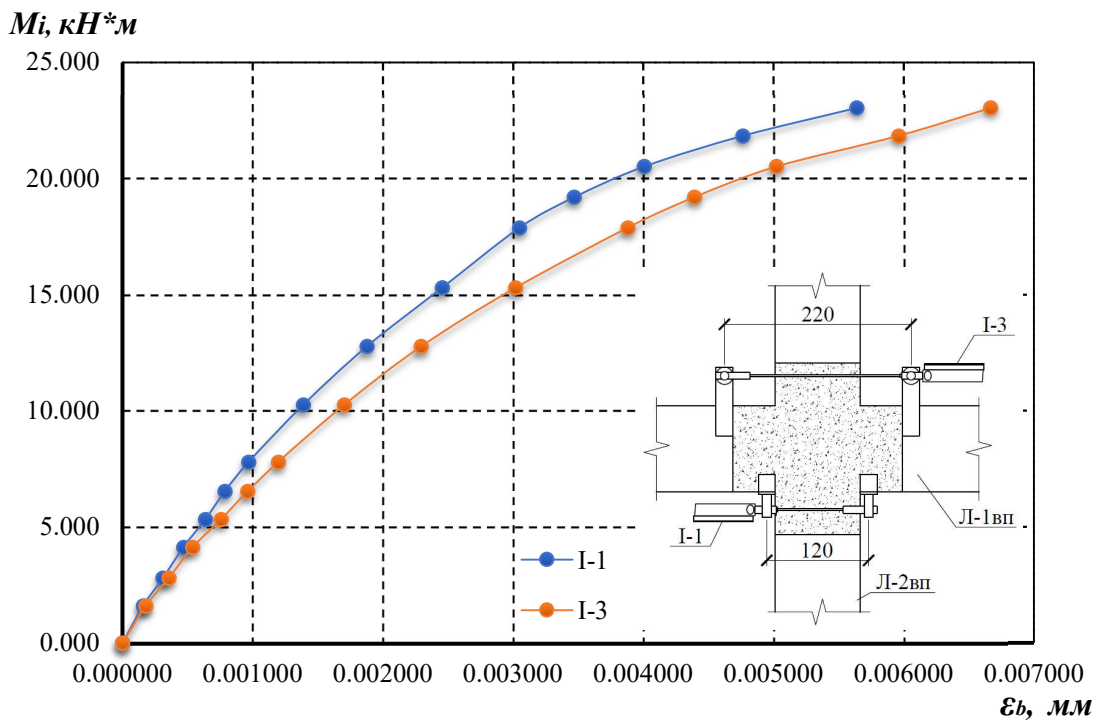


Рис. 3.25. Графіки відносної деформації бетону балки Л-1вп

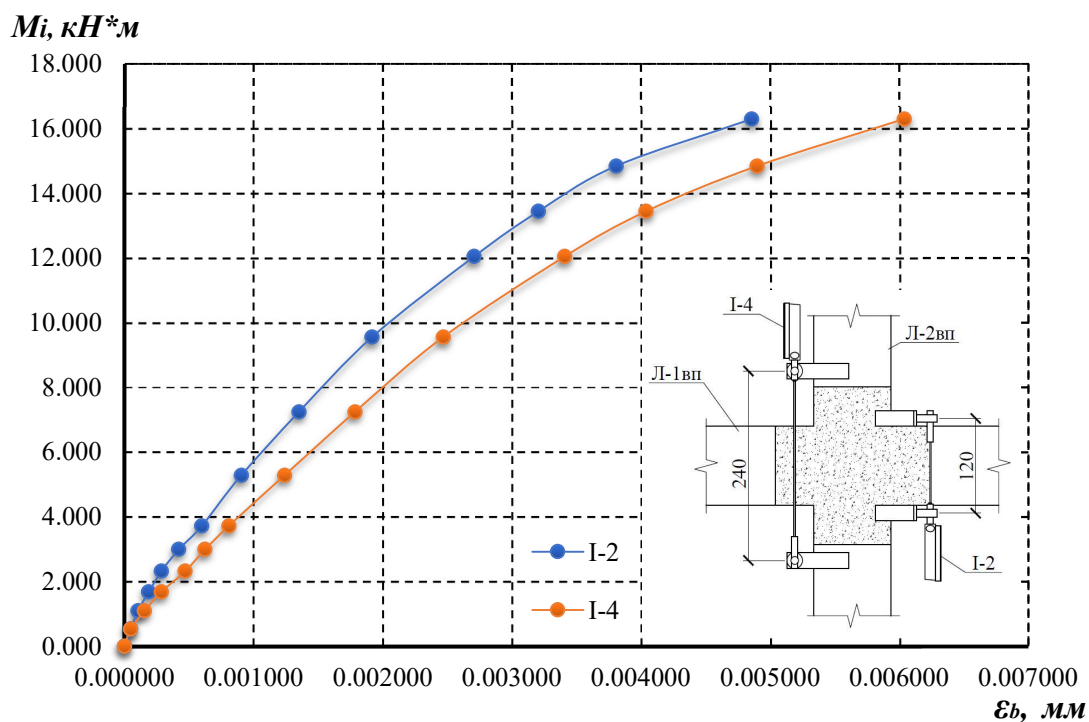


Рис. 3.26. Графіки відносної деформації бетону балки Л-2вп

3.2. Деформації верхньої грані бетону дослідних зразків визначені методом спекл-кореляції

Метод спекл-кореляції в даних дослідженнях був використаний при випробуванні балок Л-1, Л-2б, ЛП-1, ЛП-2, ЛП-3.

Результати вимірювань балки Л-1.

Руйнування балки почалось за навантаження 42,5 кН, що відповідало зареєстрованому зображенню №38. Характер зміни деформацій подано на рис. 3.27.

За допомогою спеціальної програми отримані в ОЦС графіки були побудовані у прийнятих координатах залежності деформацій бетону від величини згинальних моментів (рис. 3.27б).

Поля деформацій E_{xx} (вздовж осі балки) за різного навантаження відображені на рис. 3.34. В мозаїці напружень вони суттєво відрізняються як за величиною, так і зміною ділянок напружень.

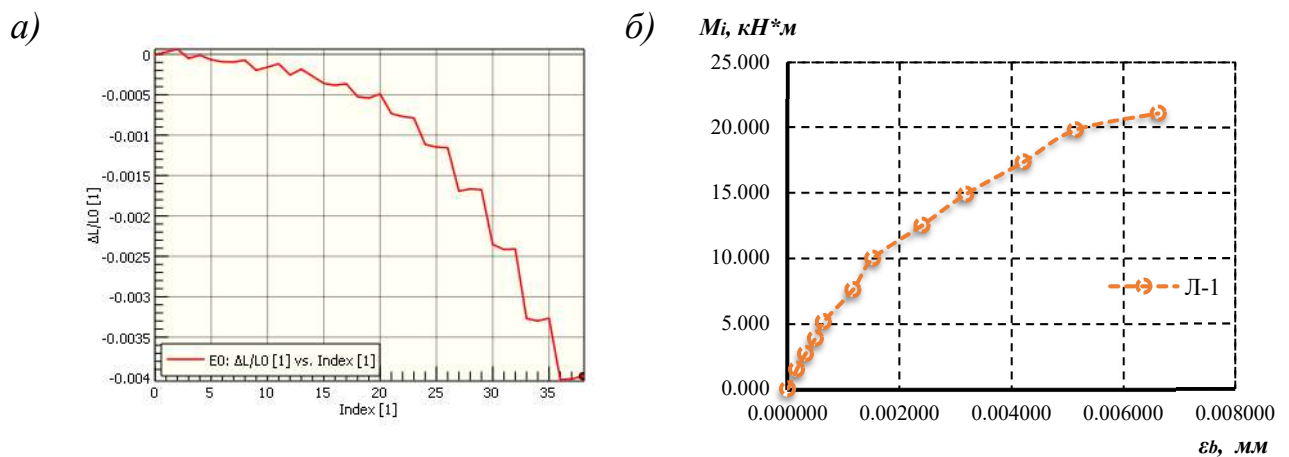


Рис. 3.27. Зміна відносних деформацій бетону балки Л-1 на базі $l = 200$ мм: а – в координатах програми ОЦС; б – в координатах $M-\epsilon$

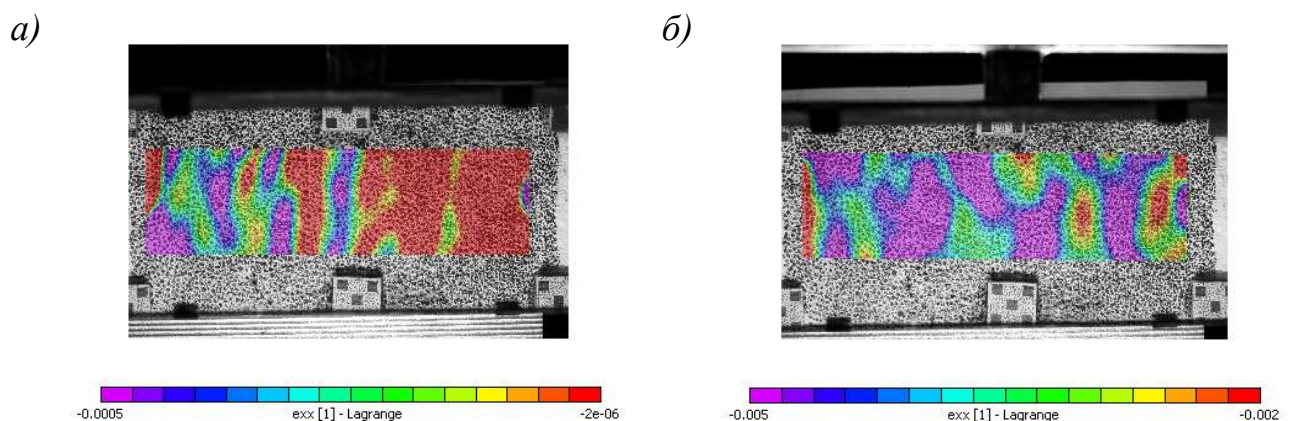


Рис. 3.28. Поля деформацій бетону верхньої грані балки Л-1: а – за навантаження 10 кН; б – за навантаження 62,5 кН

Результати вимірювань балки Л-2б.

Під час експерименту балку Л-2б, як і балку Л-1 поступово навантажували до руйнування з витримкою на кожному кроці навантаження до 20 хвилин. На рис. 3.29 показано зміну відносних деформацій на поверхні балки, розрахованих на базі 200 мм (індекс на горизонтальній осі графіка відповідає номеру зображення). Кожна сходинка на графіку відповідає певному кроку навантаження. На кожному кроці навантаження фіксували три зображення з інтервалом 30 с, за якими розраховували поля деформацій E_{xx} (вздовж осі балки) на поверхні балки. Руйнування балки відбулось за навантаження 62,5 кН, що відповідало зареєстрованому зображенню №57.

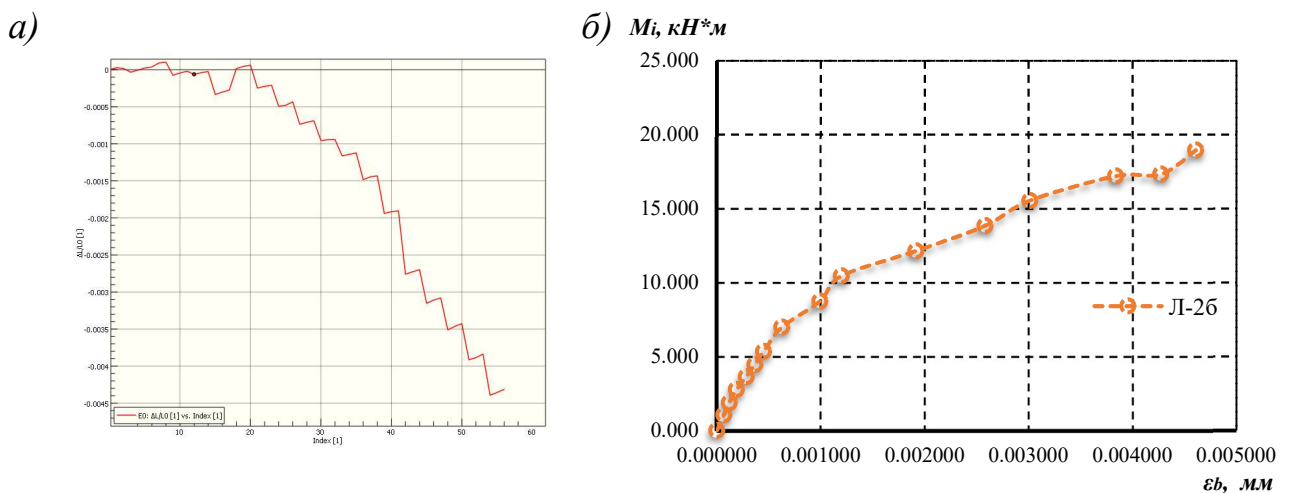


Рис. 3.29. Зміна відносних деформацій бетону на базі $l = 200$ мм за поетапного навантаження балки Л-2б: а – в координатах програми ОЦС; б – в координатах $M-\epsilon$

Вибірково ізополя деформацій бетону на проміжному і перед руйнівному етапах навантаження подані на рис. 3.30. Повністю вони подані в додатку Г.

Поля деформацій бетону верхньої грані суттєво змінювалися на кожному етапі. Вибірково вони подані на рис. 3.30.

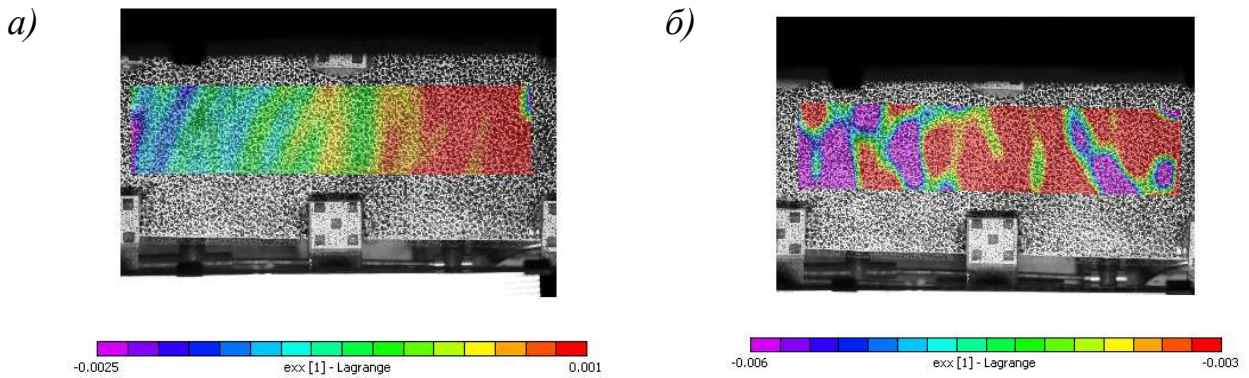


Рис. 3.30. Поля деформацій бетону верхньої грані:

а – за навантаження 5,0 кН; б – за навантаження 43,75 кН

Особливості методики вимірювань деформацій перехресних балок.

Вихідні зображення верхньої грані отримували за допомогою дзеркала встановленого в просвіті верхніх навантажувальних опор під кутом 45° (див фото на рис. 2.16, б). Перехресне розташування опор унеможливило орієнтацію кадру зображень вздовж осі одної з перехресних балок, що необхідно для коректного визначення осьових деформацій балок за алгоритмом ЦКЗ. Зареєстровані під час експерименту зображення відображали перехрестя балок під кутом 45° до сторін кадру зображення як показано на рис. 3.31. Для розрахунку поперечних і осьових деформацій балок ці зображення перед розрахунком повертали так що сторони кадру зображення орієнтувались в напрямку осей балок. Це було зроблено зі всіма зареєстрованими зображеннями за допомогою алгоритму ближньої інтерполяції сусідніх пікселів зображення. В результаті такого перетворення отримали правильно орієнтовані осі досліджуваних балок у кадрі зображення (див. рис. 3.31).

При розрахунках деформацій було прийнято що вісь O_x направлена вздовж осі довгої балки, а вісь O_y вздовж осі короткої балки.

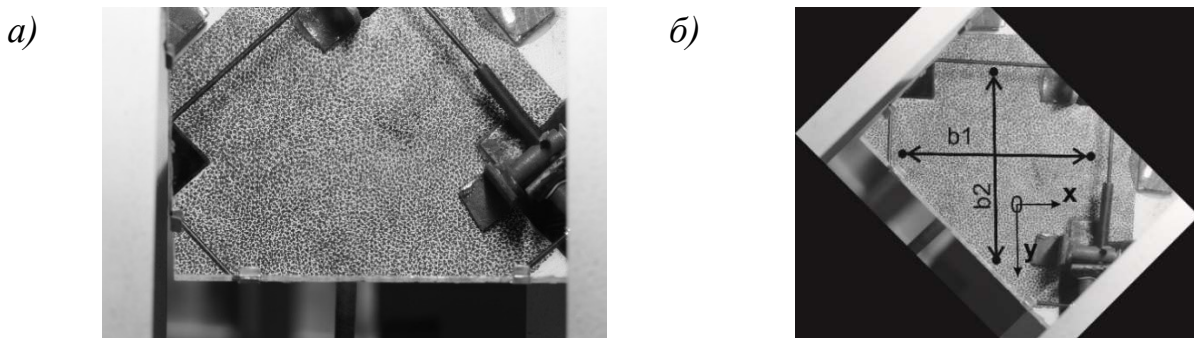


Рис. 3.31. Вихідне і повернуте зображення верхньої грані балок

Графіки (рис. 3.32) і поля деформацій e_x і e_y (рис. 3.33) отримують за переміщеннями елементарних ділянок поверхні розміром 10 на 10 мм. Ці переміщення визначаються при по піксельному порівнянні зображень зареєстрованих за різного навантаження. Якщо при навантаженні елементарна площадка поверхні переміщуються у будь-якому напрямку то ці переміщення визначають шляхом порівняння між собою двох зображень, одне з яких початкове (без навантаження) і всі наступні, зареєстровані за певного навантаження, використовуючи спеціальний алгоритм ЦКЗ. За визначеними переміщеннями елементарних площадок поверхні u і v , які відбуваються в напрямку осей координат O_x і O_y відповідно, деформації розраховуються за виразами

$$e_x = \frac{du}{dx} + \frac{\left(\frac{du}{dx}\right)^2 + \left(\frac{dv}{dx}\right)^2}{2}, \quad e_y = \frac{dv}{dy} + \frac{\left(\frac{du}{dy}\right)^2 + \left(\frac{dv}{dy}\right)^2}{2} \quad (3.1)$$

Зсувні деформації розраховують наступним чином

$$e_{xy} = \frac{\left(\frac{du}{dy}\right) + \left(\frac{dv}{dx}\right) + \frac{du}{dx} \frac{du}{dy} + \frac{dv}{dy} \frac{dv}{dx}}{2} \quad (3.2)$$

Додатково програма ОЦС дозволяє розраховувати сумарні деформації. Так, за критерієм руйнування Мізеса, поле деформацій у програмі розраховується наступним чином:

$$e_M = \frac{2}{3} \sqrt{e_1^2 - e_1 e_2 + e_2^2} \quad (3.3)$$

де головні деформації отримують зі співвідношення

$$e_{1,2} = \frac{e_x + e_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{e_x - e_y}{2}\right)^2 + \left(\frac{e_{xy}}{2}\right)^2} \quad (3.4)$$

Напрямок головних деформацій e_1 і e_2 на площині визначається кутом γ , який відраховується від напрямку осі O_x проти годинникової стрілки. Цей кут у програмі розраховують так

$$\tan(2\gamma) = \frac{e_{xy}}{e_x - e_y} \quad (3.5)$$

Критерій Мізеса використовують для матеріалів які мають текучість (зокрема бетон). За цим критерієм матеріал починає руйнуватись у місцях де деформації (напруження) перевищують певний допустимий рівень.

На основі отриманих полів деформацій розраховують головні деформації, напрямком яких збігається з напрямком головних напружень. Деформації e_1 направлені під кутом γ відносно осі O_x залежно від рівня навантаження.

Результати вимірювань балки ЛП-1.

Деформації бетону довшої балки марки Л-1ап і коротшої балки Л-2ап в складі зразка ЛП-1 подані на рис. 3.32.

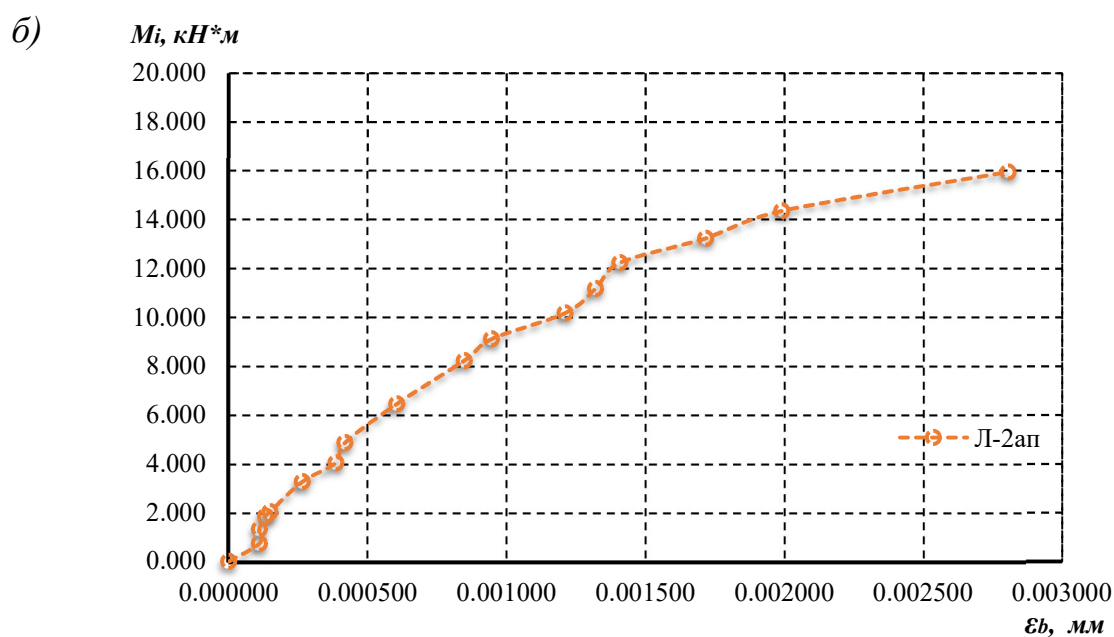
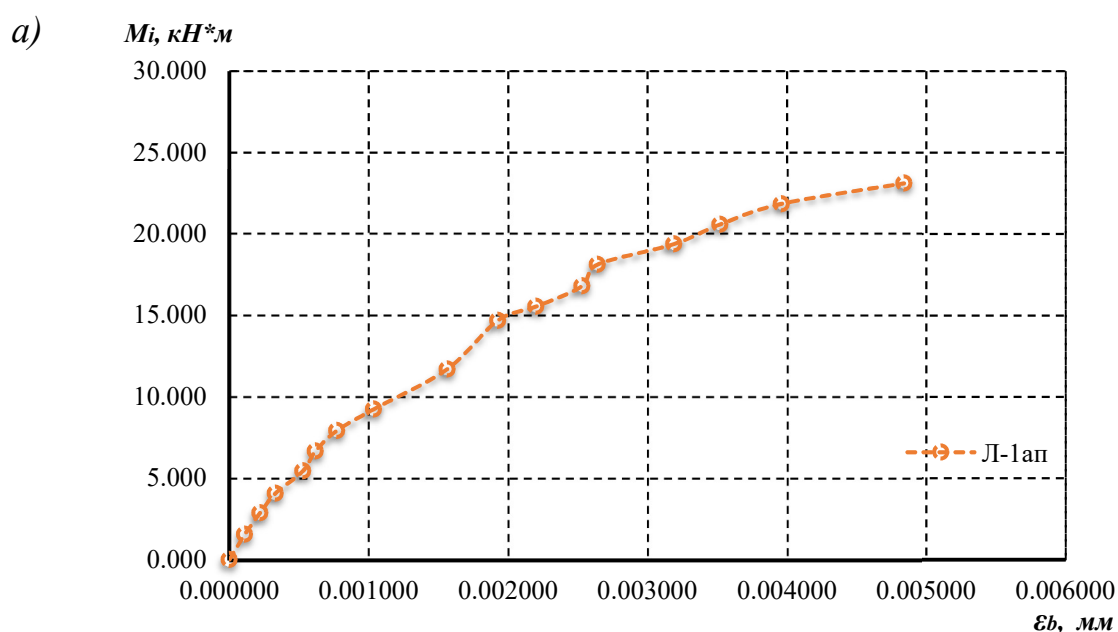


Рис. 3.32. Осеві та загальні деформації в напрямках ЛП-1: а – O_y ; б – O_x

Найбільші деформації $\varepsilon_b = 4,4 \times 10^{-3}$ заміряні в балці Л-1 ап.

Поле деформацій бетону вздовж осей O_x і O_y вибірково на окремих етапах навантаження подані на рис. 3.33.

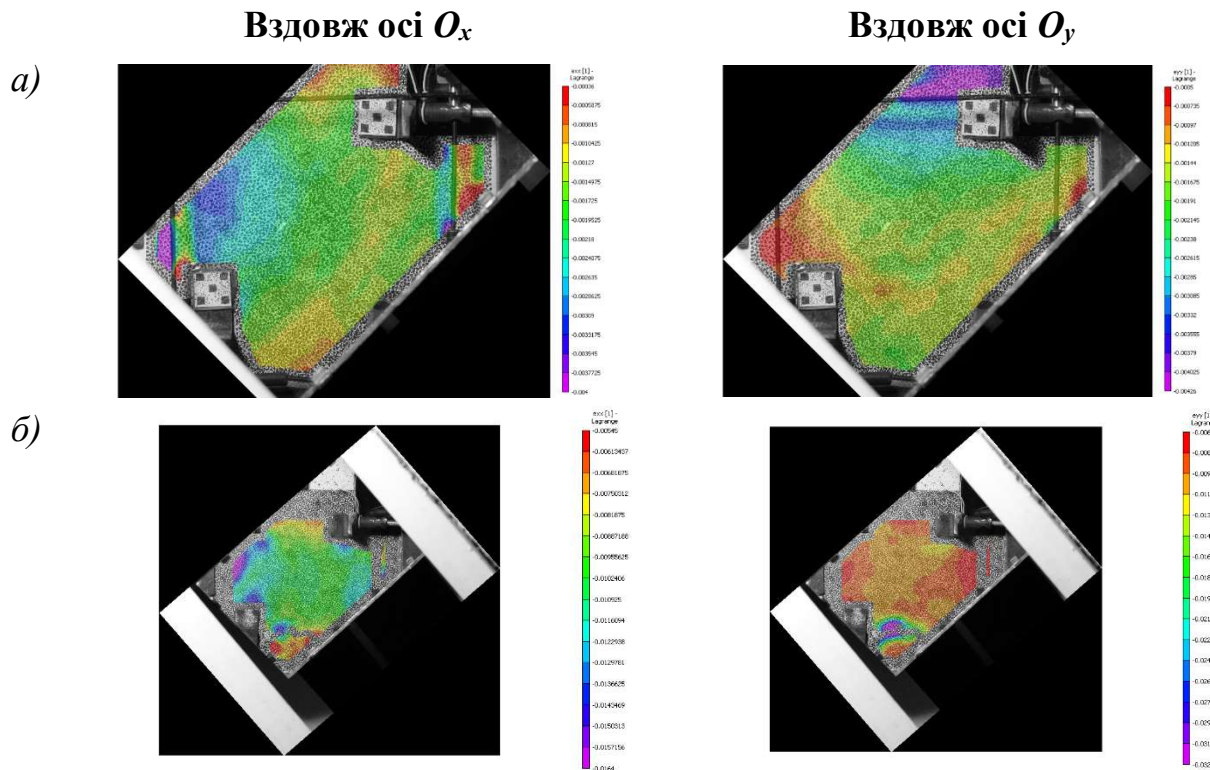
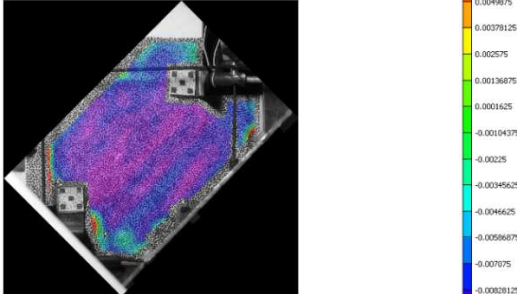
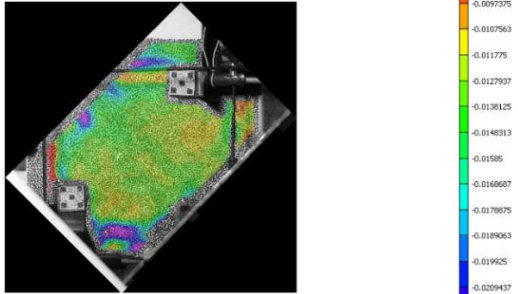


Рис. 3.33. Поля деформацій за навантаження: а – 6 кН; б – 57 кН

Вибірково величини деформацій у кожній елементарній площадці поверхні, розраховані за критерієм Мізеса при різних навантаженнях, подано у таблиці 3.3.

Таблиця 3.3

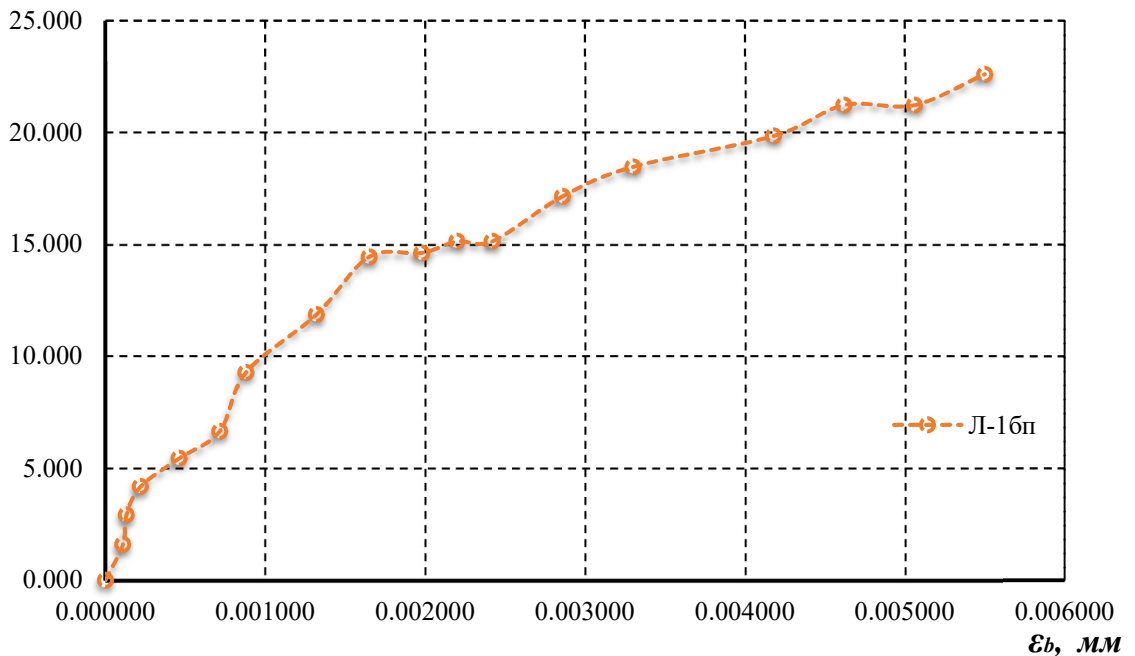
Сила (кН)	Головні деформації ε_1	Головні деформації ε_2
30,0		

Сила (кН)	Головні деформації ϵ_1	Головні деформації ϵ_2
57,0		

Результати вимірювань балки ЛП-2.

При випробуванні дослідного зразка ЛП-2 найбільші деформації, заміряні в ОЦС, були зафіксовані в балці Л-1б - $\epsilon_b = 5,5 \times 10^{-3}$. В балці Л-2бп вони були меншими - $\epsilon_b = 2,6 \times 10^{-3}$ (рис. 3.34).

а) $M_i, \text{кН}\cdot\text{м}$



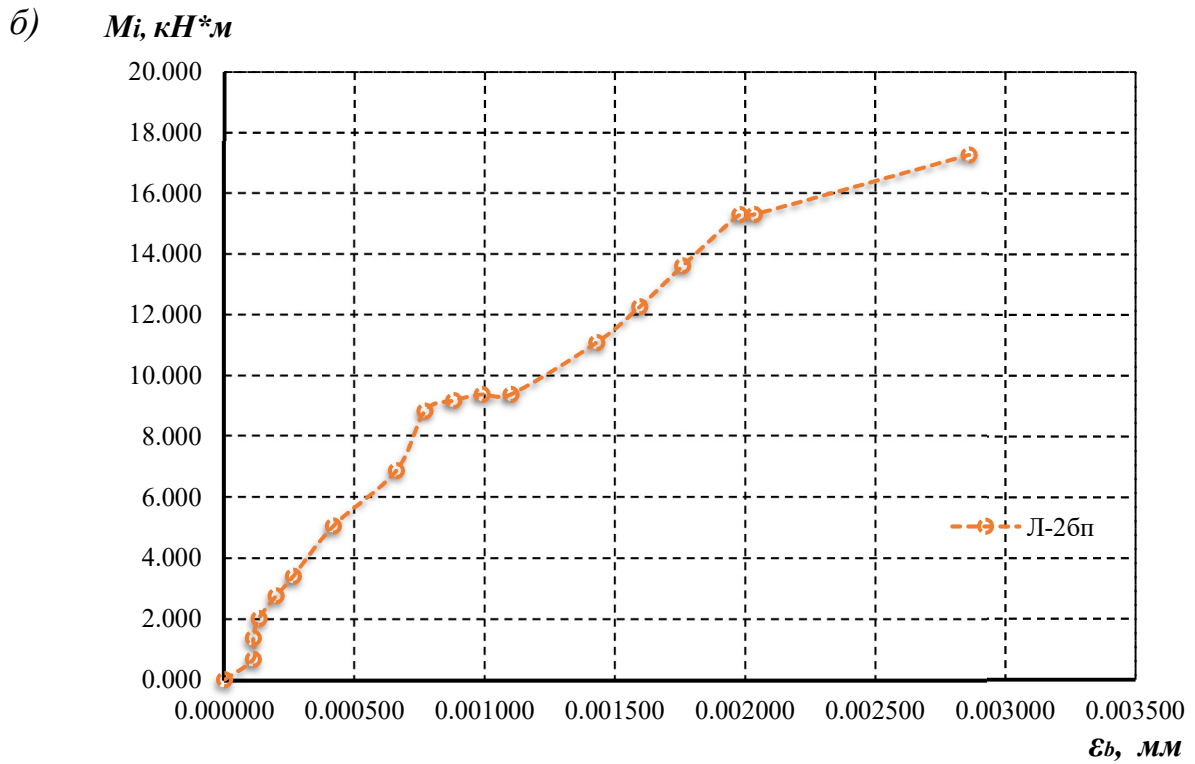


Рис. 3.34. Осьові та загальні деформації в напрямках ЛП-2: а – O_y ; б – O_x
 Вибірково поля деформацій вздовж осей O_x і O_y подано на рис. 3.35.

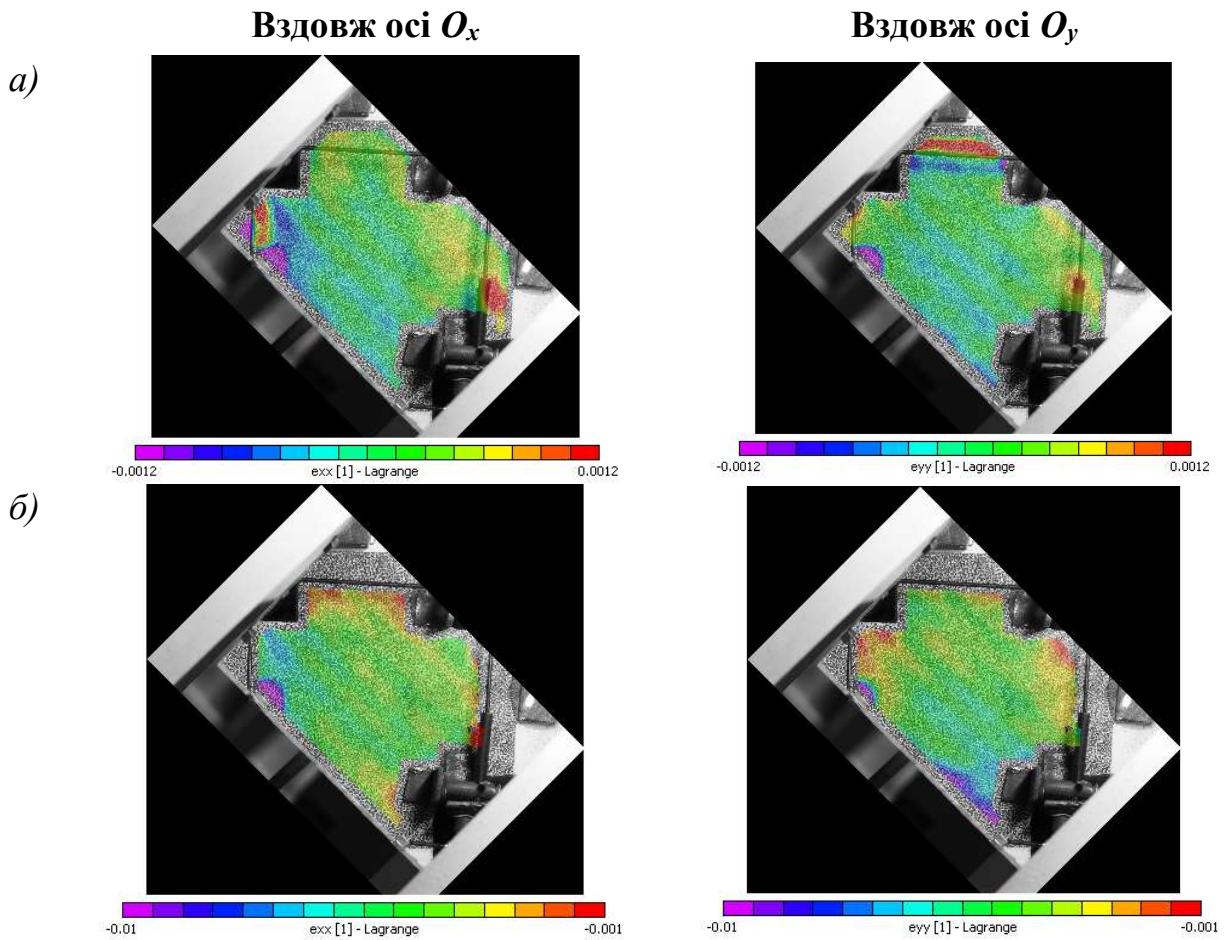
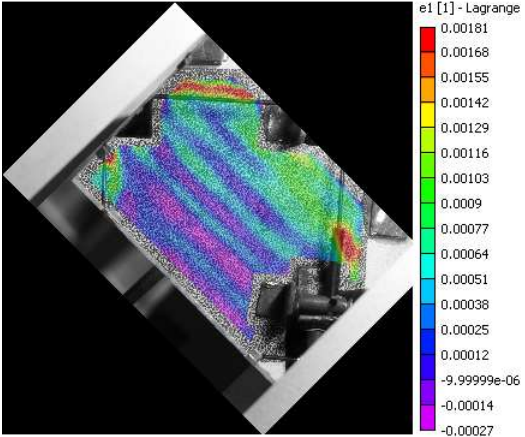
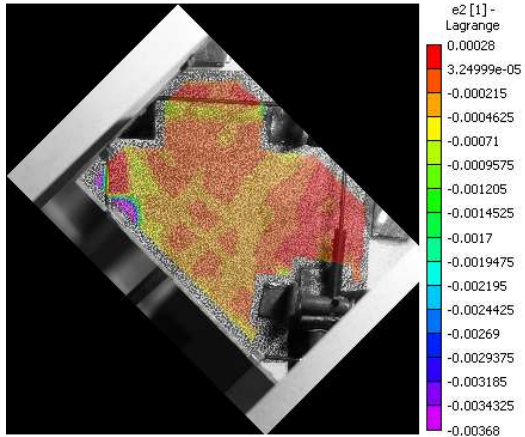
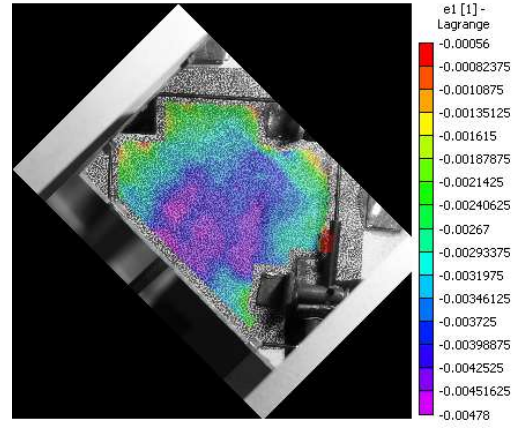
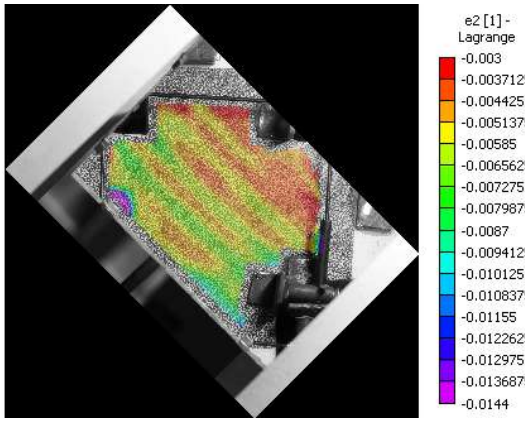


Рис. 3.35. Поля деформацій за навантаження: а – 12 кН; б – 51 кН

Вибірково розраховані поля головних деформацій на окремих етапах навантаження подано у таблиці 3.4.

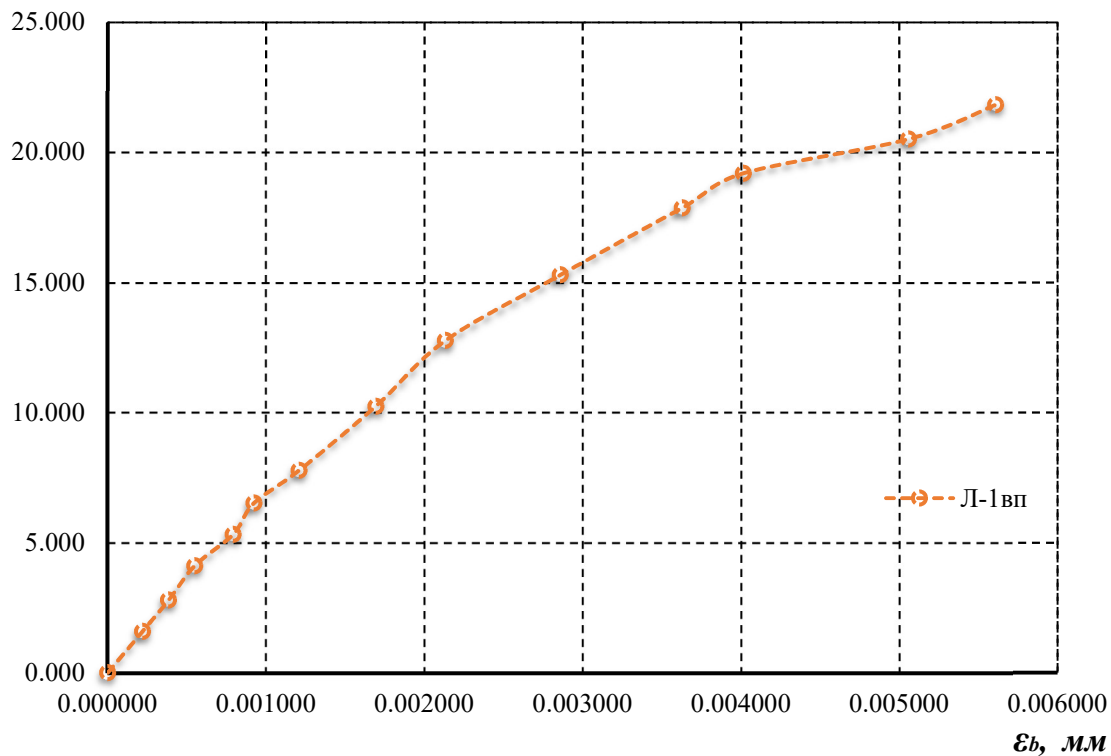
Таблиця 3.4

Сила (кН)	Головні деформації e_1	Головні деформації e_2
12,0		
51,0		

Результати вимірювань балки ЛП-3.

При випробуванні перехресного дослідного зразка марки ЛП-3 деформації, заміряні в ОЦС, становили для балки Л-1вп - $\varepsilon_b = 6,1 \times 10^{-3}$, для балки Л-2вп $\varepsilon_b = 3,4 \times 10^{-3}$ (рис. 3.36).

а) $M_i, \text{кН*м}$



б) $M_i, \text{кН*м}$

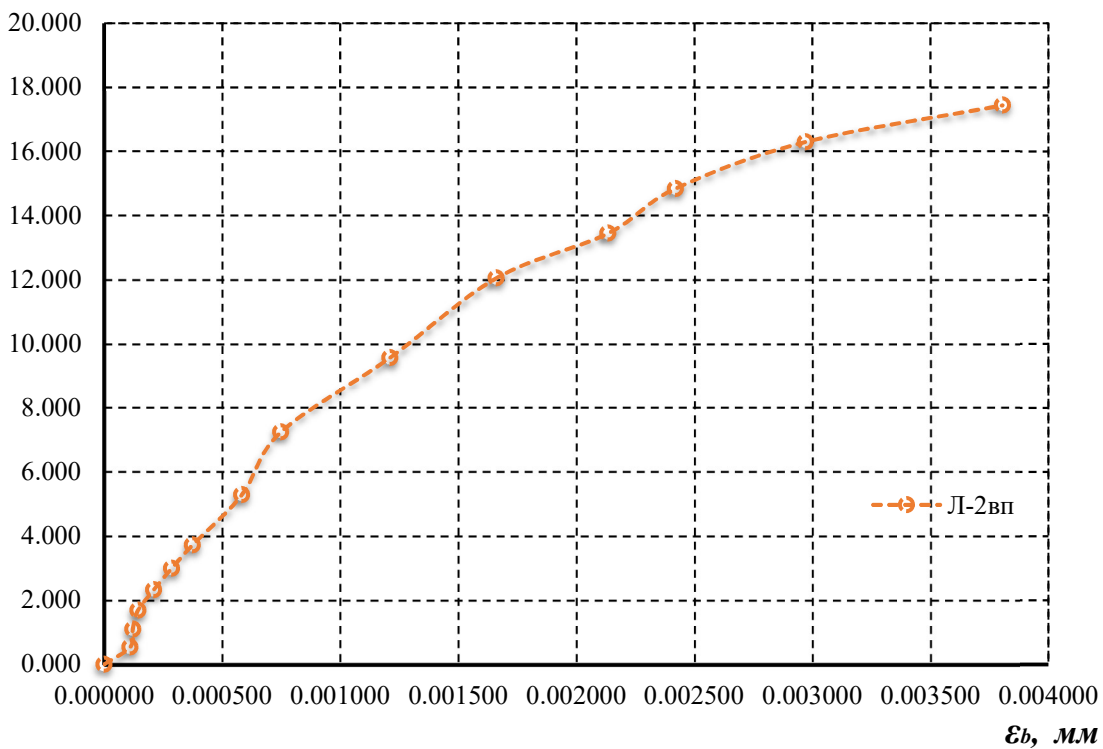


Рис. 3.36. Осьові та загальні деформації в напрямках ЛП-3: а – Oy ; б – Ox

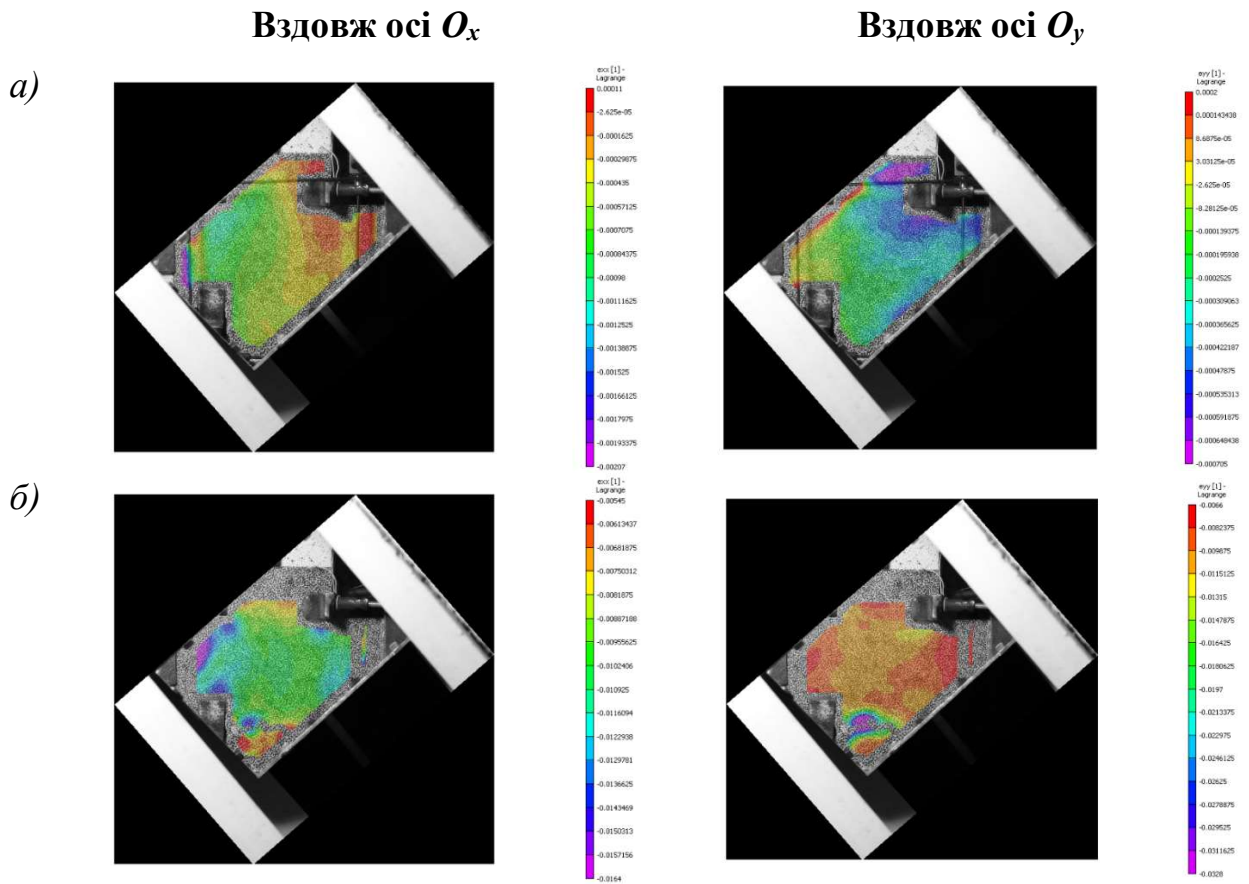
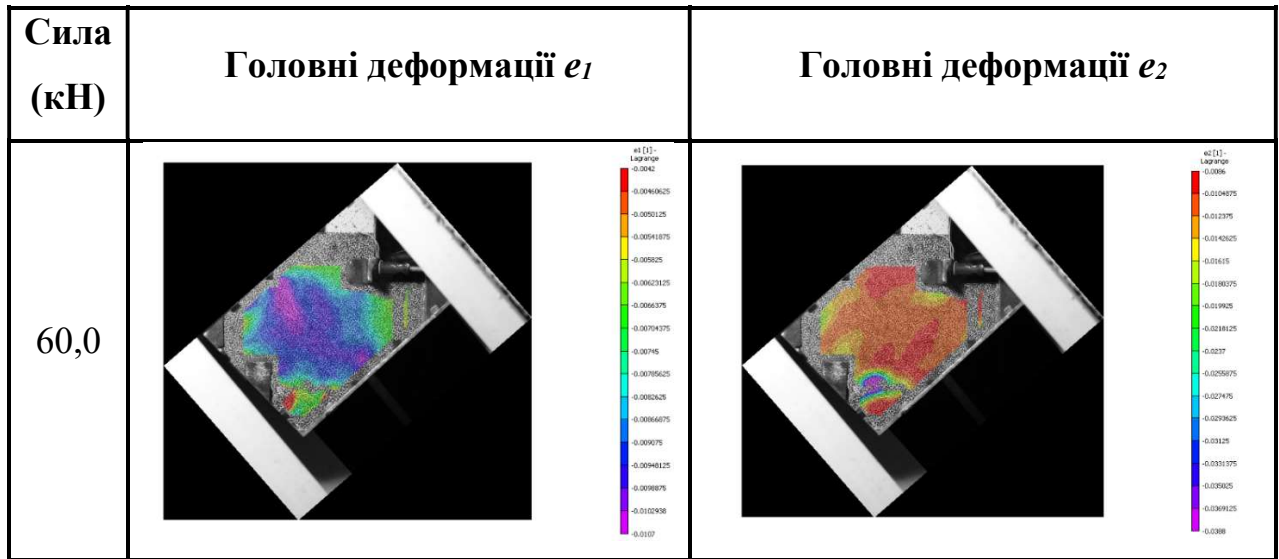


Рис. 3.37. Поля деформацій за навантаження: а – 6 кН; б – 60 кН

Вибірково для двох етапів навантаження поля деформацій вздовж осей O_x і O_y подано на рис. 3.37, характер зміни головних деформацій e_1 і e_2 – в табл. 3.5.

Таблиця 3.5

Сила (кН)	Головні деформації e_1	Головні деформації e_2
12,0		



Головні деформації бетону верхньої грані перехресних балок, визначені за критерієм Мізеса, перед руйнуванням у всіх дослідних зразках деформацій становили від 0,0057 до 0,0073, що суттєво перевищує нормативні значення деформацій стиснутого бетону $\epsilon_{ba} = 0,00355$.

При цьому орієнтація головних напружень бетону на окремих ділянках як при поетапному завантаженні, так і перед руйнуванням була різною.

На рис. 3.38 показано графіки деформацій бетону верхньої грані лінійної балки Л-1, випробуваної окремо, і балок Л-1ап, Л-1бп, Л-1вп, випробуваних в складі перехресних балок.

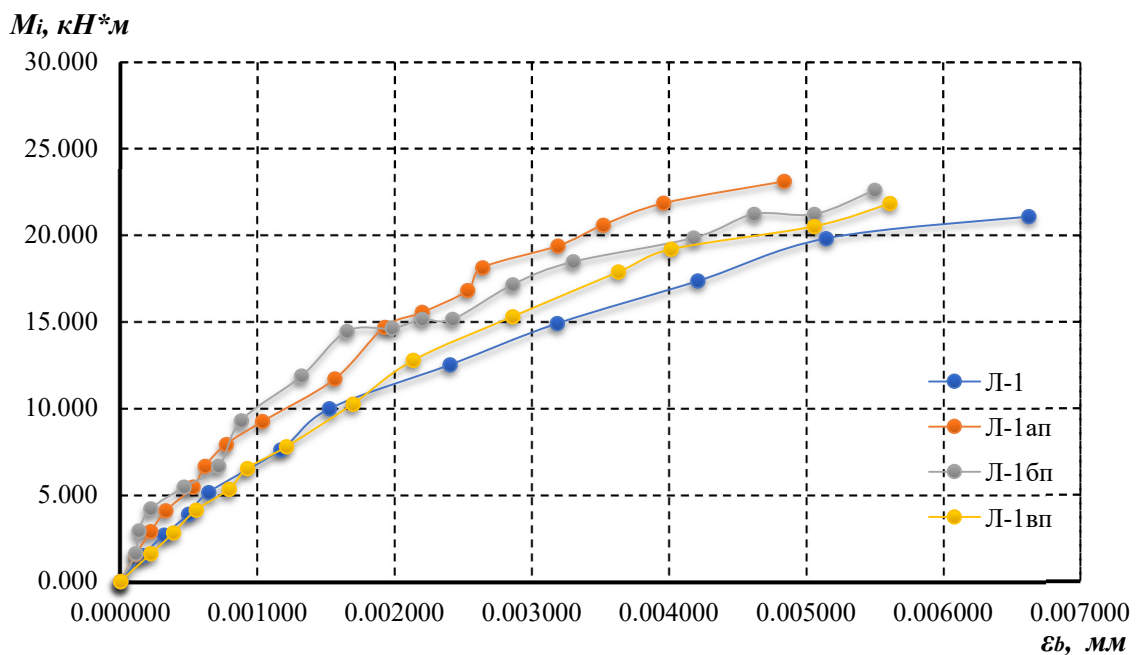


Рис. 3.38. Графік залежності деформацій балок Л-1, Л-1ап, Л-1бп, Л-1вп в ОЦС

З порівняння видно, що деформації балок Л-1 в складі перехресних балок є меншими від деформацій бетону верхньої грані балки, випробуваної окремо.

Аналогічний результат отримано для балок Л-2б і Л-2бп (рис. 3.40).

Відносні деформації бетону верхньої грані балок Л-2ап, Л-2бп, Л-2вп відрізняється між собою несуттєво як на початкових, так і на проміжних та перед руйнівних етапах завантаження (рис. 3.40).

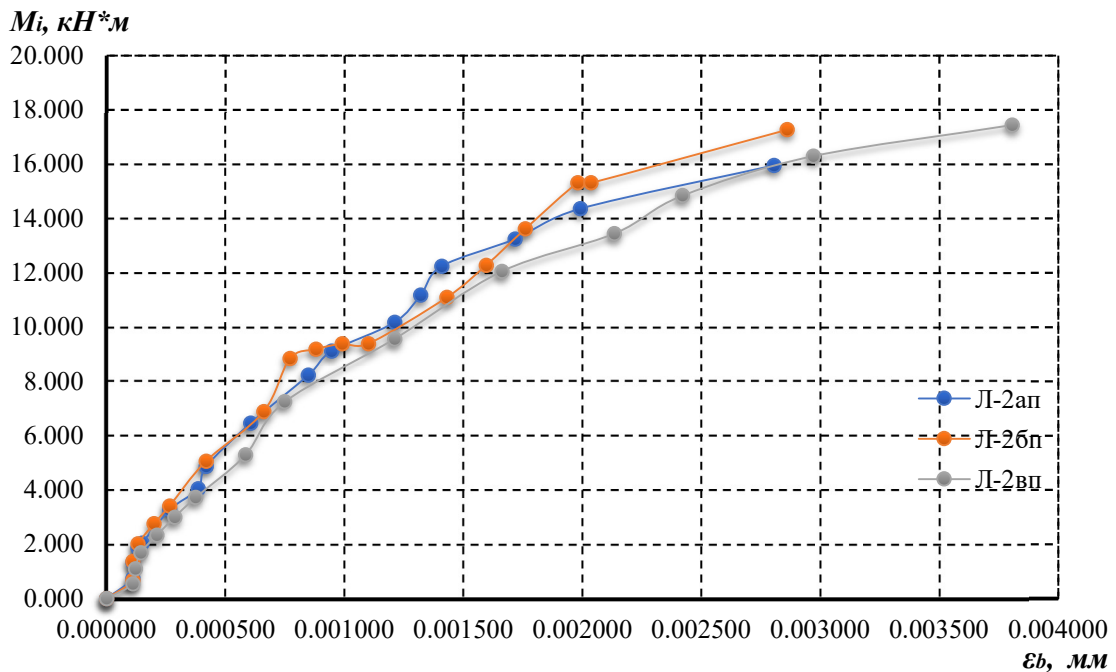


Рис. 3.39. Графік залежності деформацій балок Л-2ап, Л-2бп, Л-2вп в ОЦС

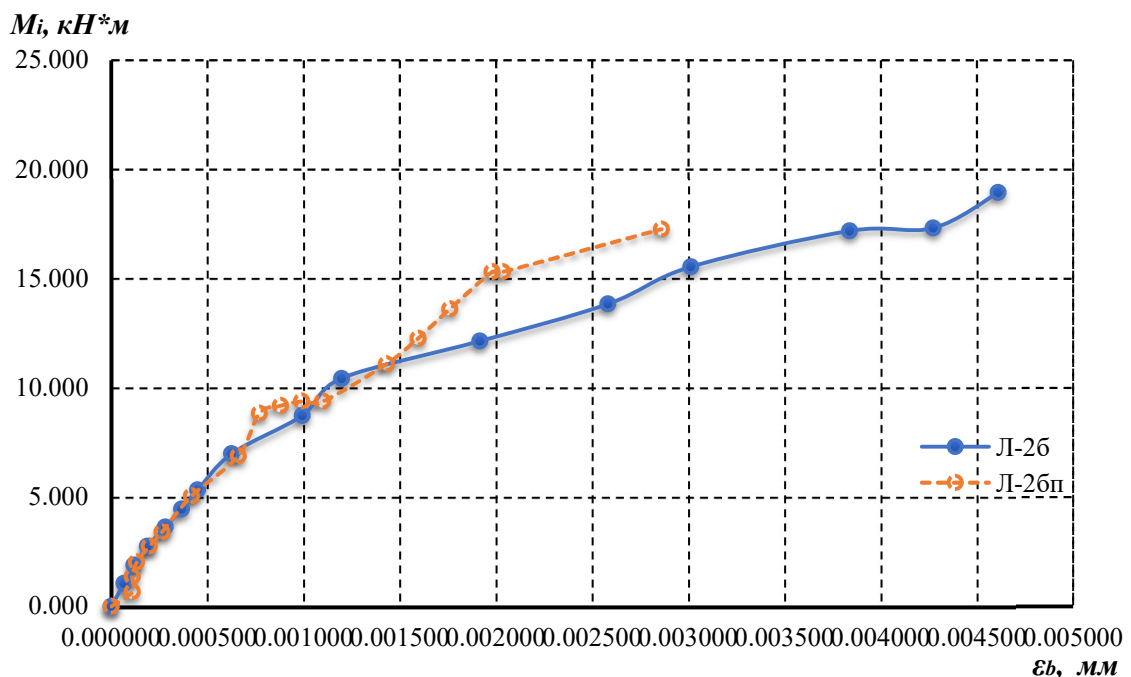


Рис. 3.40. Графік залежності деформацій балок Л-2б, Л-2бп в ОЦС

На рисунках 3.41-3.44 подано порівняльні графіки бетону верхньої грані балок, заміряних механічними приладами та ОЦС.

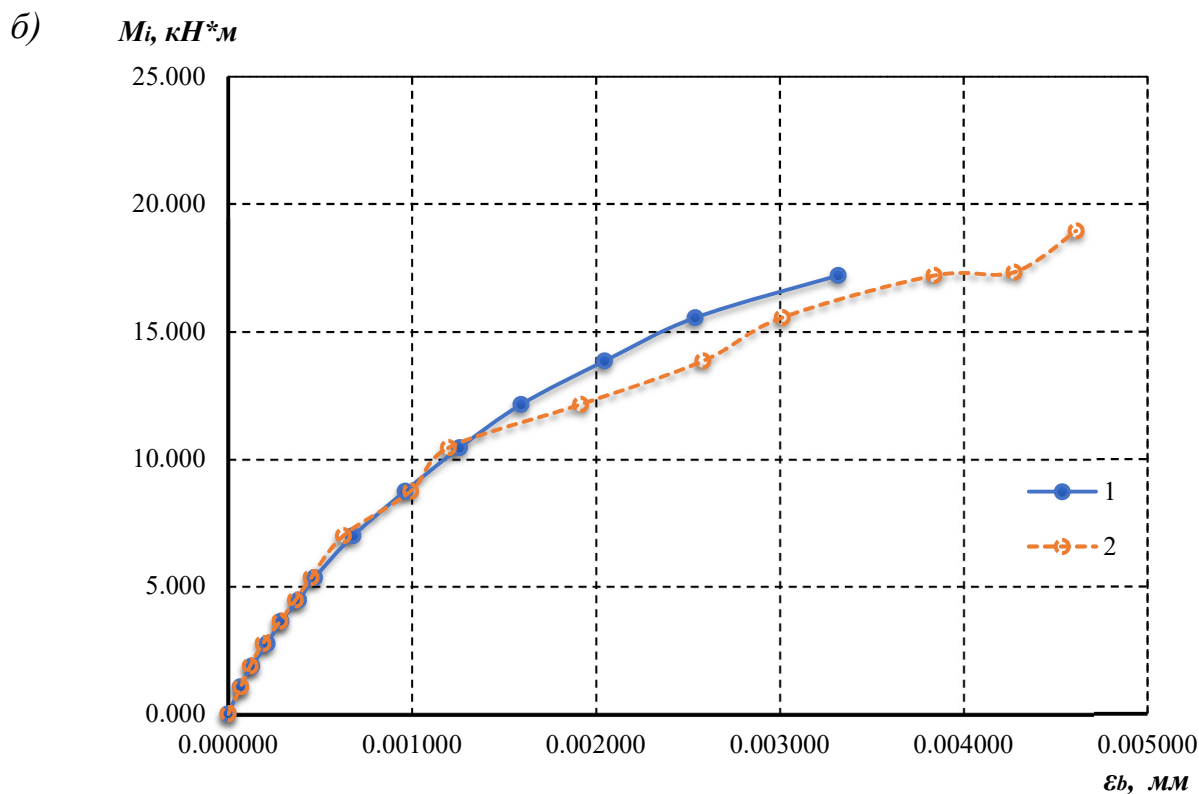
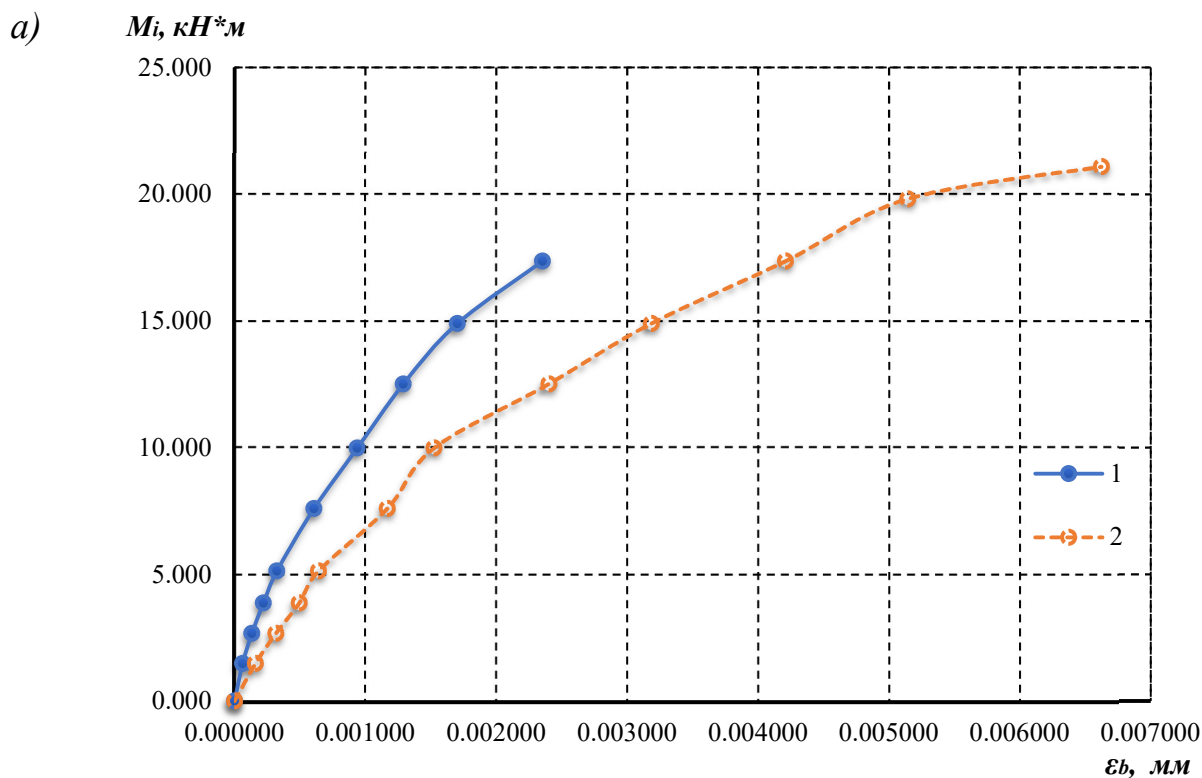


Рис. 3.41. Графіки залежності деформацій балки: а - Л-1; б - Л-2б:

1 – дані механічних приладів; 2 – дані отримані методом ОЦС

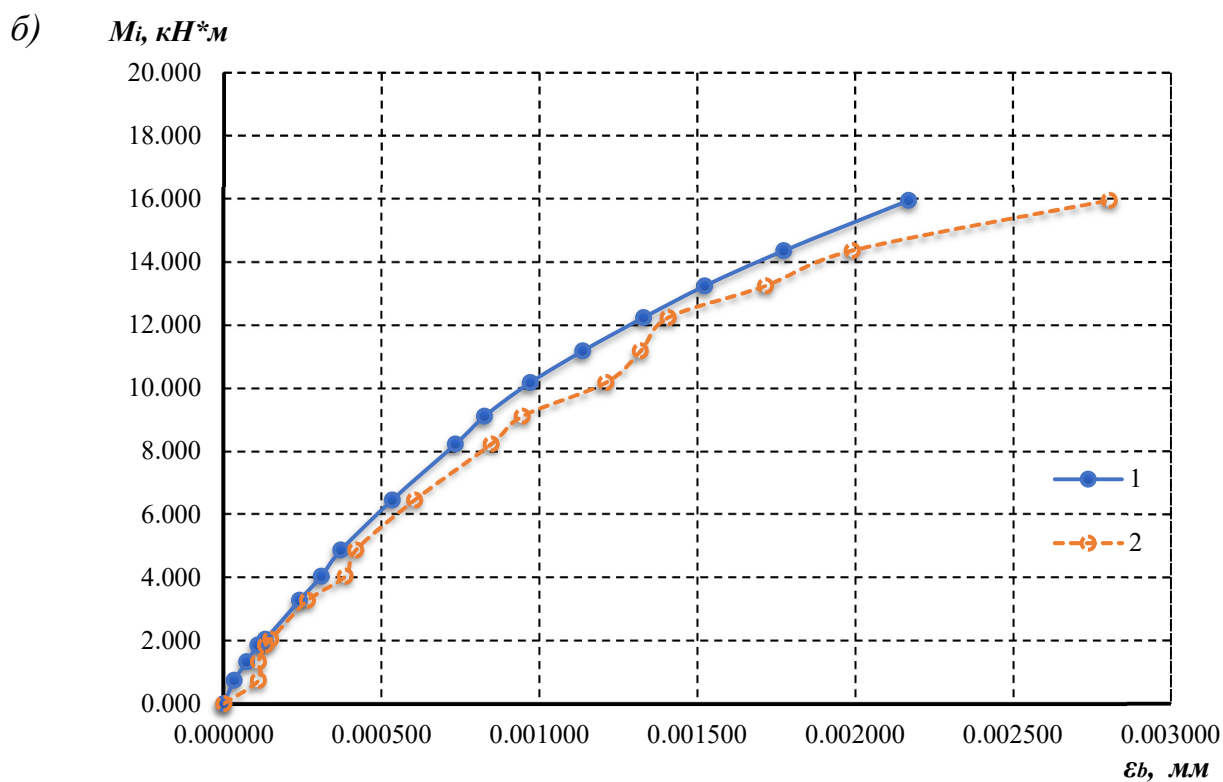
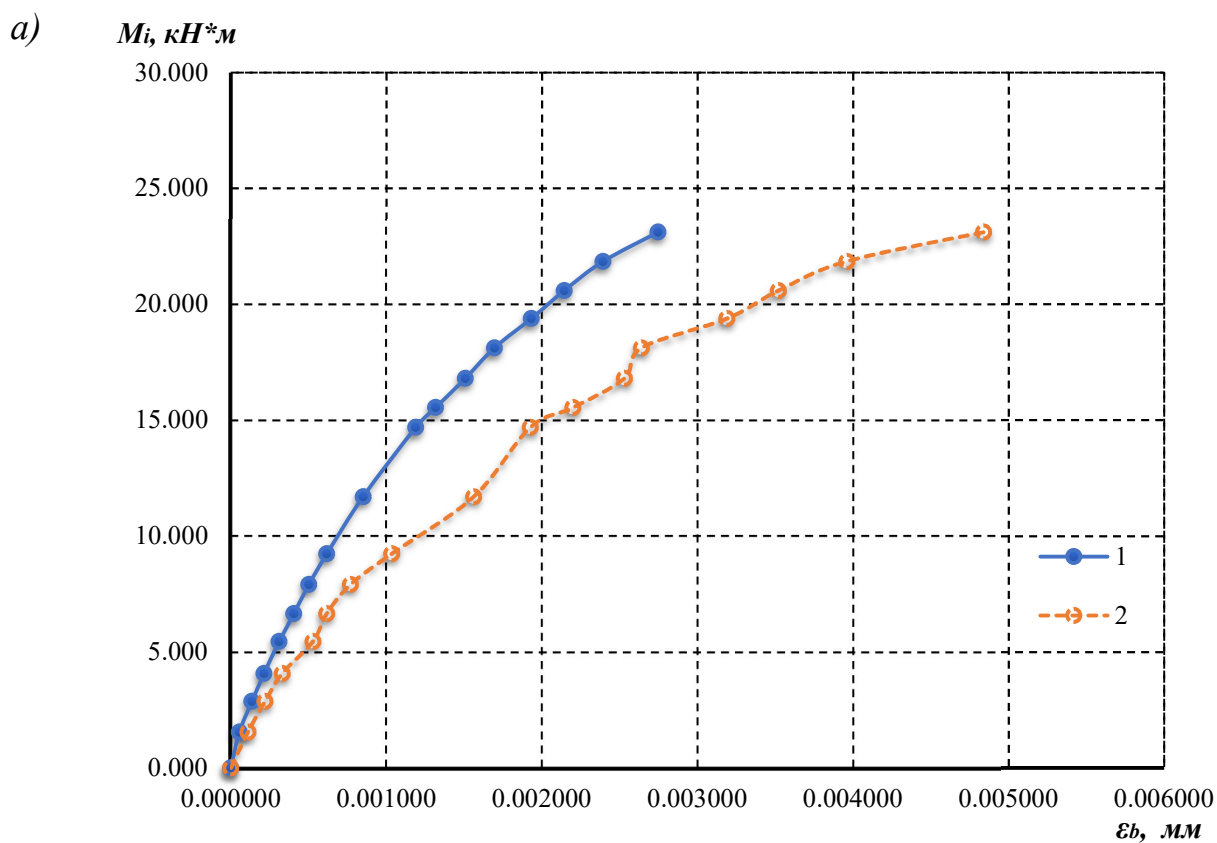


Рис. 3.42. Графіки залежності деформацій балки: а - Л-1ап; б - Л-2ап:
 1 – дані механічних приладів; 2 – дані отримані методом ОЦС

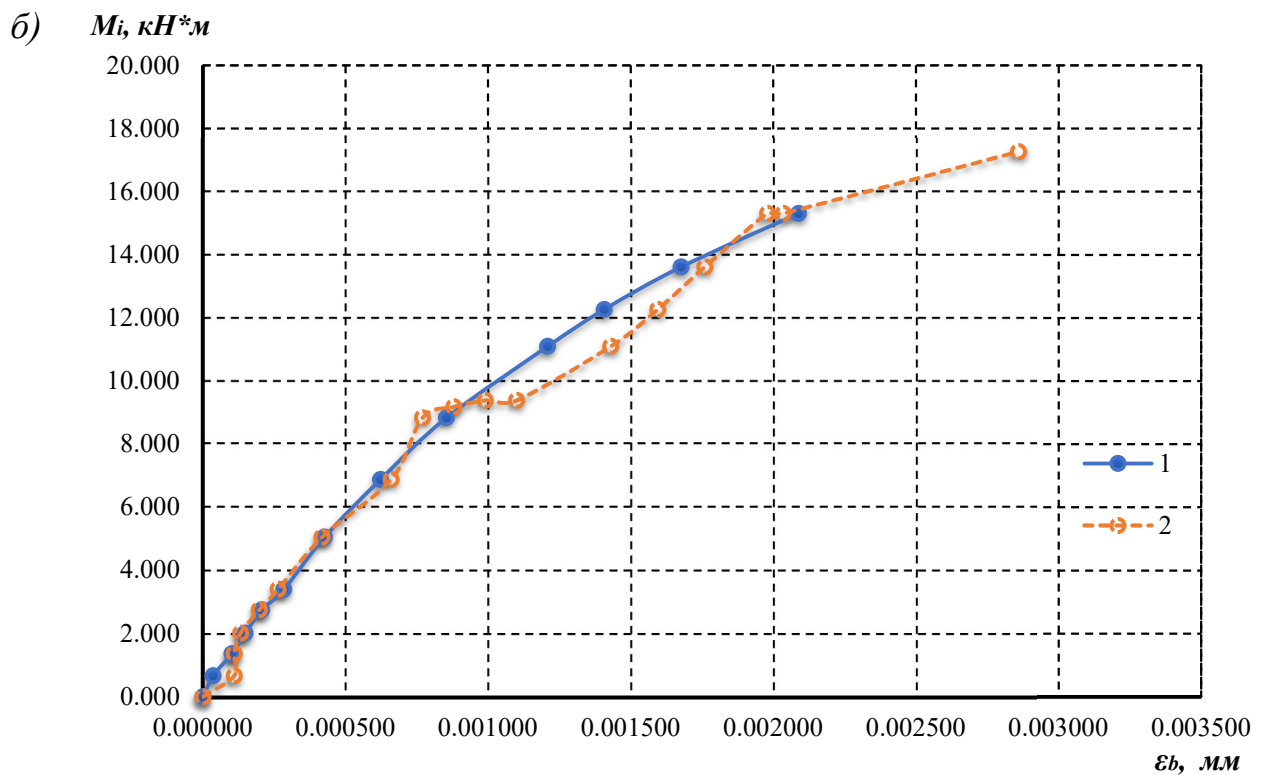
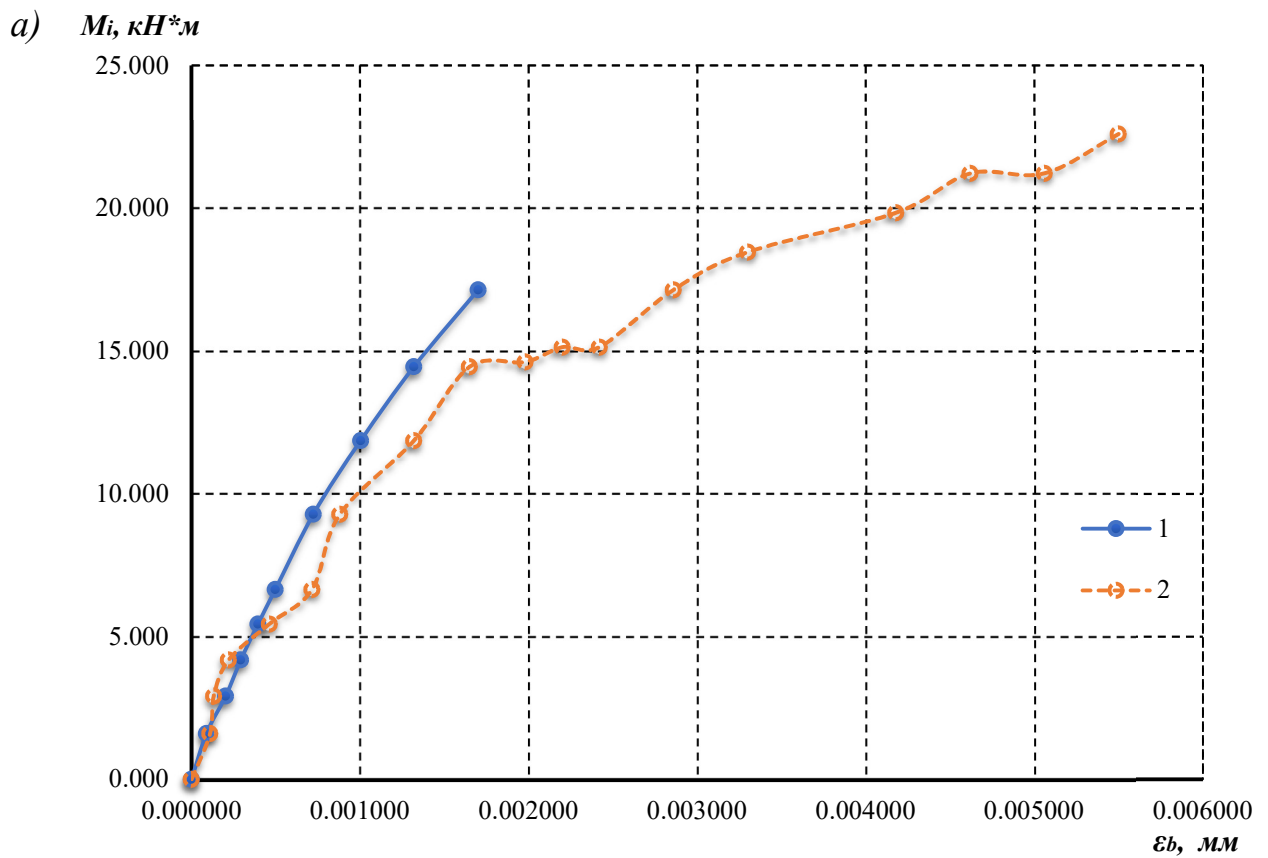


Рис. 3.43. Графіки залежності деформацій балки: а - Л-1бп; б - Л-2бп:
 1 – дані механічних приладів; 2 – дані отримані методом ОЦС

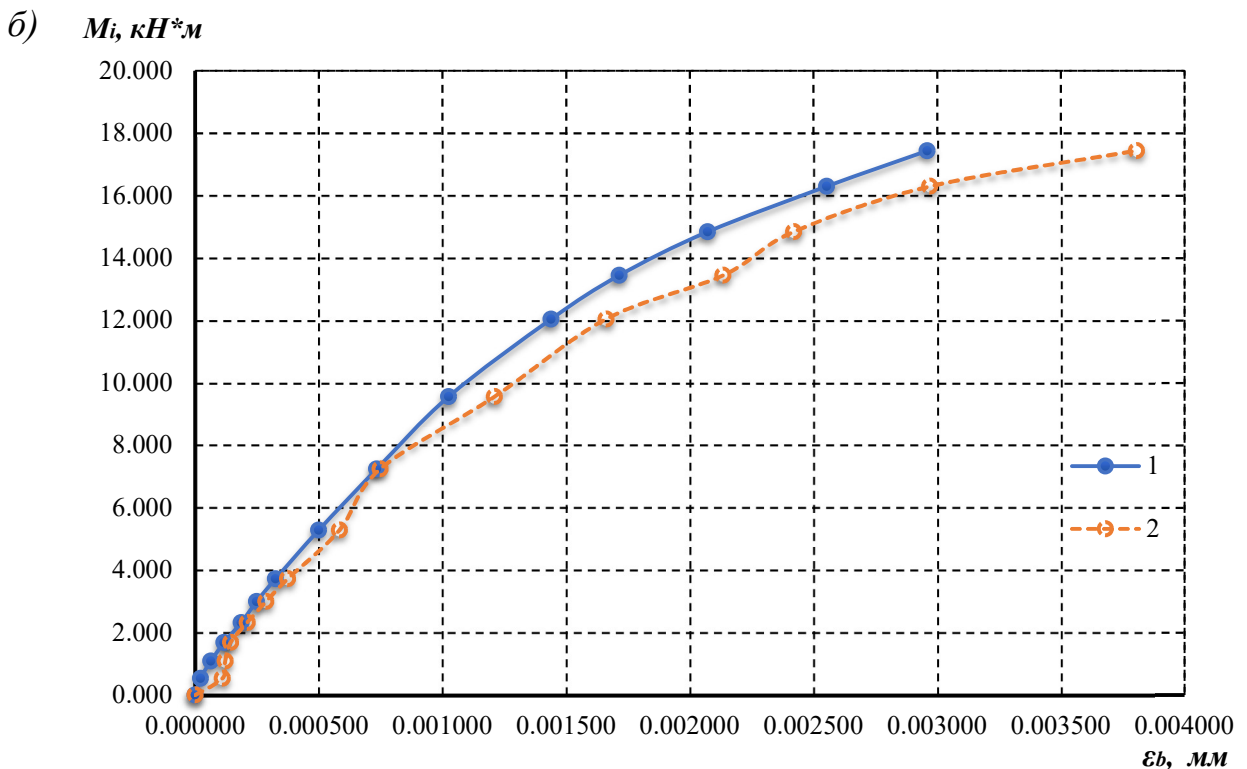
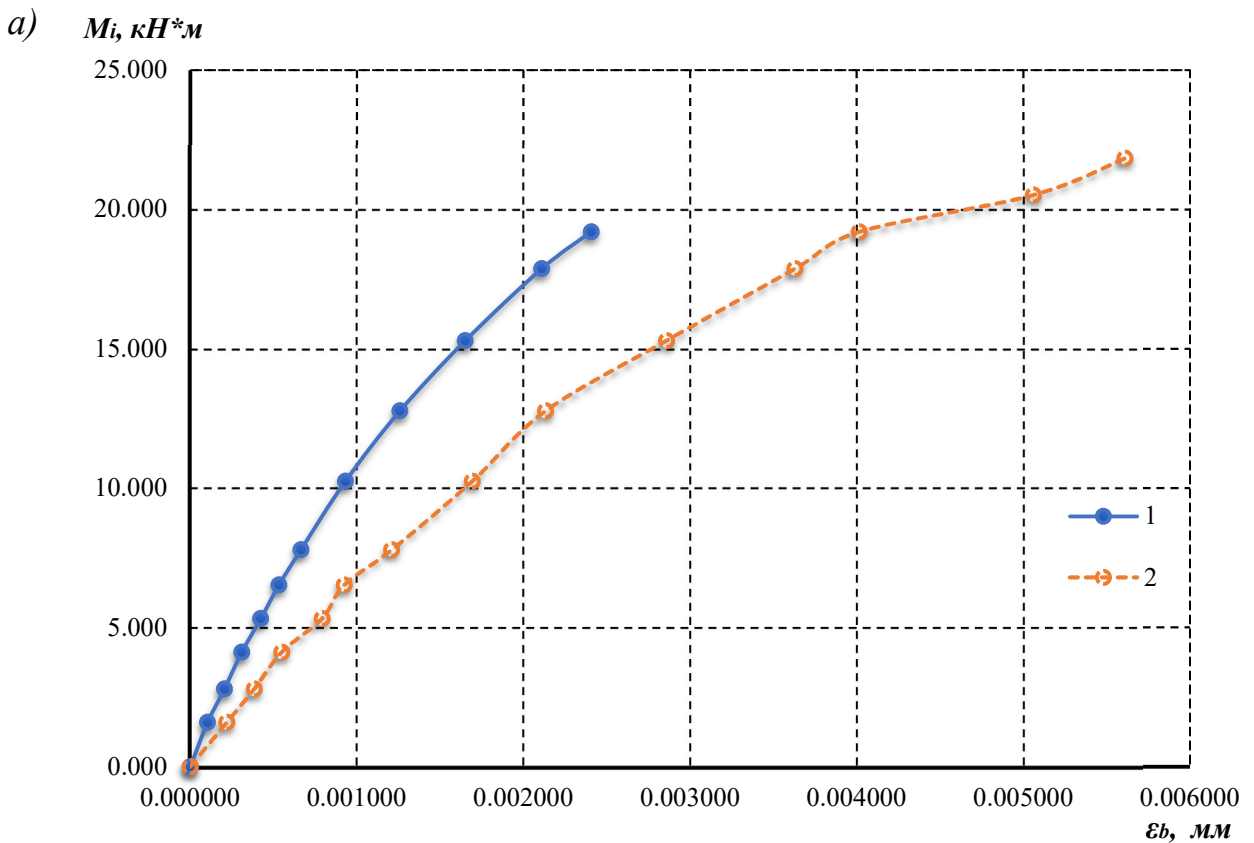


Рис. 3.44. Графіки залежності деформацій балки: а - Л-1вп; б - Л-2вп:

1 – дані механічних приладів; 2 – дані отримані методом ОЦС

Загалом збіжність заміру деформацій двома методами є задовільною (крім балок Л-1 і Л-1вп), із тенденцією більших деформацій, заміряних методом ОЦС порівняно з деформаціями, заміряними механічними приладами.

3.3. Результати застосування методу акустичної емісії при випробуванні дослідних зразків

Випробування призми П-4 із використанням методу АЕ було свого роду еталонним експериментом для перевірки та наочної ілюстрації положень термодинамічної оцінки руйнівних процесів за результатами акустико-емісійної діагностики. Призма встановлювалася у прес П-125, центрувалася (по співмірності поздовжніх деформацій знаходився фізичний центр призми) та випробовувалася осьовим стиском до руйнування; завантаження призми відбувалося ступенево, зі ступенями навантажень у 2 тс. Під час випробування призми здійснювалися записи показів індикаторів годинникового типу, встановлених у рамках на призмі, а також запис сигналів акустичної емісії з подальшою обробкою цих сигналів за кількістю накопичених сигналів, параметром K_p та накопиченням енергії. На нижню та на верхню грань призми встановлювалися войлочні підкладки для уникнення збудження у призмі акустичних сигналів від тертя торцевих граней призми об металеві плити гідравлічного преса.

Таблиця 3.6

Зведені результати застосування методу АЕ при випробуванні призми П-4

№	Силові параметри		Акустико-емісійні параметри		
	Рівень навантаження P_i , Тс	Відношення $\bar{P} = \frac{P_i}{P_{i\max}}$	К-сть подій N	Макс. значення параметру K_p	Макс. енергія E_{\max} , мВ ² с
1	2	0,07	2	1,398	0
2	4	0,14	2	1,398	0
3	6	0,21	21	4,638	172
4	8	0,29	72	5,465	5236
5	10	0,36	166	6,018	17530
6	12	0,43	256	5,104	99730
7	14	0,50	344	5,424	24550

№	Силові параметри		Акустико-емісійні параметри		
	Рівень навантаження $P_i, \text{Тс}$	Відношення $\bar{P} = \frac{P_i}{P_{i\max}}$	К-сть подій N	Макс. значення параметру K_p	Макс. енергія $E_{\max}, \text{мВ}^2\text{с}$
8	16	0,57	596	5,455	105800
9	18	0,64	732	5,366	86110
10	20	0,71	1861	5,758	362200
11	22	0,79	1269	5,291	208000
12	24	0,86	3615	5,918	667100

Графічні матеріали результатів застосування методу акустичної емісії при випробуванні призми П-4, отримані за допомогою ПТК "АкЕм", наведені у додатку В на рис. В.1 – В.5. Зведені результати застосування методу АЕ при випробуванні призми П-4 наведені у таблиці 3.6 руйнівним навантаженням для призми було зусилля $P_{\max} = 2,8$ кН.

Аналізуючи сигнали, оброблені за допомогою параметра K_p (див. дод. В), можна побачити характерні особливості акустичної емісії у стиснутому бетонному елементі. З ростом навантаження поступово зростає кількість сигналів, емітованих бетоном (рис. 3.45); в певні моменти (рис. В.1, е; В.2, б) можна зауважити характерні компактні вертикальні накопичення маркерів зареєстрованих сигналів, що свідчать про розвиток внутрішніх мікродефектів – роздроблення цементного каменю та/або наповнювача з утворенням мікротріщин. Кількість сигналів починає стрімко зростати при наближенні навантаження до руйнівного значення. Повну картину сигналів під час руйнування призми (рис. В.2, е) отримати не вдалося, оскільки при досягненні рівня навантаження $P_{\max} = 2,8$ кН через розвиток поперечних деформацій від бетону призми перед її руйнуванням відшарувалася приклеєна сталева шайба, яка забезпечувала кріплення датчика АЕ.

Термокінетична оцінка накопичення кількості сигналів N при випробуванні призми П-4 проводилася за двокоординатними графіками " $\bar{P} = P_i / P_{i\max} - N$ ",

апроксимованими степенними поліномами виду $y = ax^b$ (рис. 3.46, а). Результати апроксимації кількісних характеристик сигналів АЕ свідчать про тенденцію поступового розвитку дефектів: показник степеня функції становить $b = 3,3578$ (коефіцієнт детермінації $R^2 = 0,9475$).

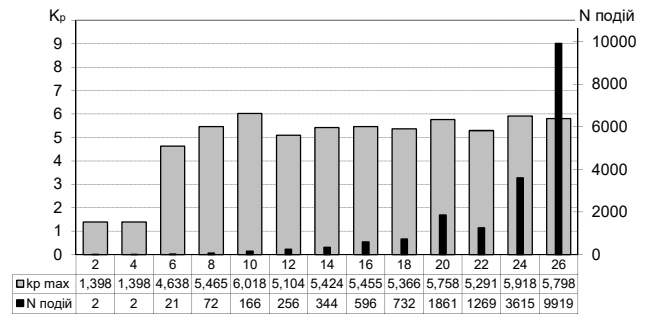
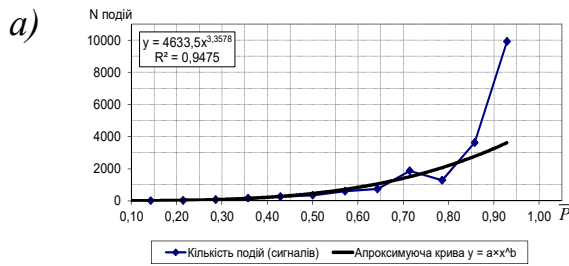


Рис. 3.45. Кількість подій (сигналів АЕ) та максимальні значення коефіцієнтів K_p при випробуванні призми П-4

Результати апроксимації енергетичних характеристик сигналів АЕ свідчать про тенденцію поступового розвитку дефектів: показник степеня функції становить $b = 9,6214$ (коефіцієнт детермінації $R^2 = 0,8588$).

Рис. 3.46. Термокінетична оцінка накопичення кількості N (а) та накопичення енергії E (б) сигналів АЕ при випробуванні призми П-4

Термокінетична оцінка накопичення енергії сигналів E при випробуванні призми П-4 проводилася за двокоординатними графіками " $\bar{P} = P_i / P_{i\max} - E$ ", апроксимованими степеневими поліномами виду $y = ax^b$ (рис. 3.46, б). Результати апроксимації енергетичних характеристик сигналів АЕ свідчать про тенденцію поступового розвитку дефектів: показник степеня функції становить $b = 9,6214$ (коефіцієнт детермінації $R^2 = 0,8588$).

При випробуваннях перехресних зразків датчик АЕ встановлювався на боковій грані в околі майбутньої стиснутої зони перехресних зон балок (див. рис. 2.18, б), щоб фіксувати сигнали АЕ, емітовані у перехресті зразків. Перехресні зразки випробовувалися восьмиточковим згином до руйнування; завантаження зразків відбувалося ступенево, величина ступені завантаження приймалася оцінково залежно від очікуваного руйнівного зусилля. Під час випробування

перехресних зразків здійснювалися записи показів індикаторів годинникового типу, встановлених у базах на зразках, а також запис сигналів акустичної емісії з подальшою обробкою цих сигналів за кількістю накопичених сигналів, параметром K_p та накопиченням енергії.

Графічні матеріали результатів застосування методу акустичної емісії при випробуванні перехресного зразка ЛП-1, отримані за допомогою ПТК "АкЕм", наведені у додатку В на рис. В.6 – В.11. Зведені результати застосування методу АЕ при випробуванні перехресного зразка ЛП-1 наведені у таблиці 3.7; руйнівним згинальним моментом для зразка був момент $M_{max} = 24,318$ кНм.

Таблиця 3.7

Зведені результати застосування методу АЕ
при випробуванні перехресного зразка ЛП-1

№	Силові параметри		Акустико-емісійні параметри		
	Рівень навання M_i , кНм	Відношення $\overline{M} = \frac{M_i}{M_{i\max}}$	К-сть подій N	Макс. значення параметру K_p	Макс. енергія E_{\max} , мВ ² с
1	1,552	0,06	100	3,9	66,73
2	2,872	0,12	194	5,039	28050
3	4,075	0,17	196	4,961	12420
4	5,453	0,22	128	4,888	8643
5	6,656	0,27	176	4,869	10790
6	7,918	0,33	211	4,998	16370
7	9,238	0,38	275	4,679	6417
8	11,703	0,48	22	4,114	273,8
9	14,691	0,60	31	3,651	89,15
10	15,545	0,64	17	4,283	197
11	16,807	0,69	22	4,525	2674
12	18,127	0,75	16	3,596	20,53
13	19,388	0,80	16	3,641	73,35

№	Силові параметри		Акустико-емісійні параметри		
	Рівень навання M_i , кНм	Відношення $\overline{M} = \frac{M_i}{M_{i\max}}$	К-сть подій N	Макс. значення параметру K_p	Макс. енергія E_{\max} , мВ ² с
14	20,592	0,85	26	5,788	164,1
15	21,853	0,90	19	4,156	46,65
16	23,115	0,95	31	4,561	259,3
17	23,686	0,97	115	6,012	3622

Аналізуючи сигнали, оброблені за допомогою параметра K_p (див. рис. В.6, В.7 та В.8), можна спостерегти, що на перших ступенях завантаження зразка характер зареєстрованих сигналів в цілому є схожим на картину, що спостерігається при випробуванні лінійних армобетонних балок за схемою чотириточкового згину [39, 18]: поступово зростає кількість сигналів, серед яких характерні компактні вертикальні накопичення маркерів зареєстрованих сигналів (див. рис. В.6, а, б, в), що свідчать про розвиток внутрішніх мікродефектів – роздроблення цементного каменю та/або наповнювача з утворенням мікротріщин.

Проте із ростом зусилля – згинального моменту – у дослідному зразку спостерігається падіння кількості зареєстрованих (емітованих конструкцією) сигналів (рис. 3.47); це супроводжується і падінням рівнів енергії зареєстрованих сигналів (див. рис. В.9, В.10 та В.11).

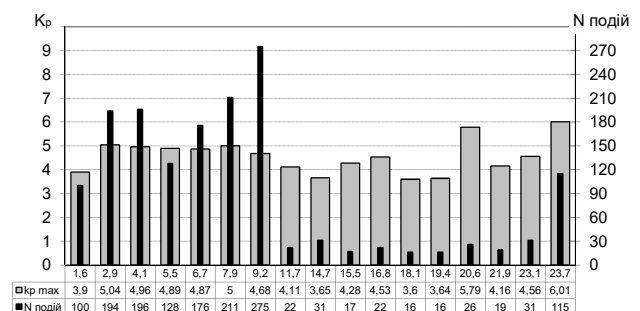


Рис. 3.47. Кількість подій (сигналів АЕ) та максимальні значення коефіцієнтів K_p при випробуванні перехресного зразка

ЛП-1

накопичення кількості сигналів N при випробуванні перехресного зразка ЛП-1

проводилася за двокоординатними графіками " $\bar{M} = M_i / M_{i_{\max}} - N$ ", апроксимованими степеневими поліномами виду $y = ax^b$ (рис. 3.48, а). Результати апроксимації кількісних характеристик сигналів АЕ свідчать про відсутність тенденції поступового розвитку дефектів: показник степеня функції становить $b = -0,902$ (коефіцієнт детермінації $R^2 = 0,4459$).

Термокінетична оцінка накопичення енергії сигналів E при випробуванні перехресного зразка ЛП-1 проводилася за двокоординатними графіками " $\bar{M} = M_i / M_{i_{\max}} - E$ ", апроксимованими степеневими поліномами виду $y = ax^b$ (рис. 3.48, б). Результати апроксимації енергетичних характеристик сигналів АЕ свідчать про тенденцію поступового розвитку дефектів: показник степеня функції становить $b = -1,29$ (коефіцієнт детермінації $R^2 = 0,1826$).

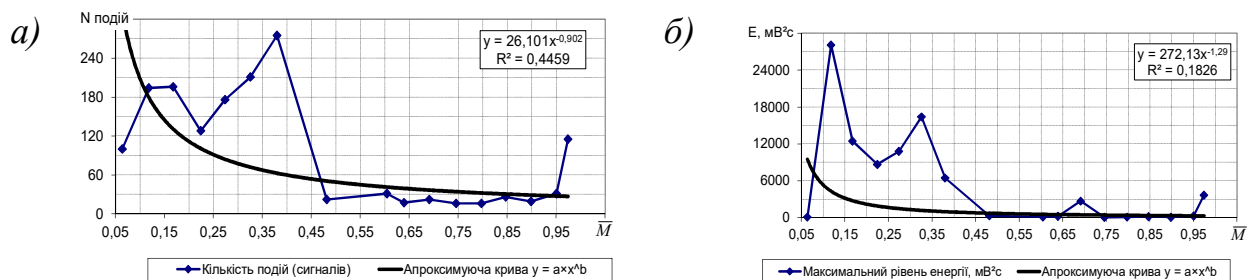


Рис. 3.48. Термокінетична оцінка накопичення кількості N (а)

та накопичення енергії E (б) сигналів АЕ при випробуванні зразка ЛП-1

Ці результати суттєво відрізняються від результатів акустико-емісійної діагностики звичних будівельних конструкцій, у яких із ростом навантаження та зусиль кількість сигналів та енергія сигналів збільшується.

Під час випробування зразка ЛП-2 сигнали акустичної емісії вдалося записати лише при восьми ступенях навантаження – подальшу роботу із ПТК "АкЕм", що потребує живлення від мережі 220 В, унеможливило аварійне вимкнення електроенергії. Графічні матеріали результатів застосування методу акустичної емісії при випробуванні перехресного зразка ЛП-2, отримані за допомогою ПТК "АкЕм", наведені у додатку В на рис. В.12 та В.13. Зведені результати застосування методу АЕ при випробуванні перехресного зразка ЛП-2 наведені у таблиці 3.8; руйнівним згинальним моментом для зразка був момент $M_{\max} = 24,838$ кНм.

Зведені результати застосування методу АЕ
при випробуванні перехресного зразка ЛП-2

№	Силові параметри		Акустико-емісійні параметри		
	Рівень навантаження M_i , кНм	Відношення $\overline{M} = \frac{M_i}{M_{i\max}}$	К-сть подій N	Макс. значення параметру K_p	Макс. енергія E_{\max} , мВ ² с
1	1,601	0,06	300	4,086	1188
2	2,921	0,12	448	4,234	2569
3	4,183	0,17	325	4,833	1292
4	5,444	0,22	64	6,324	1979
5	6,648	0,27	84	3,91	2881
6	9,287	0,37	25	4,896	1613
7	11,868	0,48	15	5,569	2546
8	14,45	0,58	17	4,264	2178

Аналізуючи сигнали, оброблені за допомогою параметра K_p (див. рис. В.12), можна спостерегти, що, як і у випадку зі зразком ЛП-1, на перших ступенях завантаження зразка характер зареєстрованих сигналів в цілому є схожим на картину, що спостерігається при випробуванні лінійних армобетонних балок за схемою чотириточкового згину: поступово зростає кількість сигналів, серед яких характерні компактні вертикальні накопичення маркерів зареєстрованих сигналів (див. рис. В.12, б, в, г), що свідчать про розвиток внутрішніх мікродфектів – роздроблення цементного каменю та/або наповнювача з утворенням мікротріщин. Проте із ростом зусилля – згинального моменту – у дослідному зразку спостерігається падіння кількості зареєстрованих (емітованих конструкцією) сигналів (рис. 3.49); рівні енергії зареєстрованих сигналів не демонструють тенденції до підвищення зі збільшенням рівня навантаження на зразок (див. рис. В.13).

Термокінетична оцінка накопичення кількості сигналів N при випробуванні перехресного зразка ЛП-2 проводилася за двокоординатними графіками " $\bar{M} = M_i / M_{i_{\max}} - N$ ",

апроксимованими степеневими поліномами виду $y = ax^b$ (рис. 3.50, а). Результати апроксимації кількісних характеристик сигналів

АЕ свідчать про відсутність тенденції поступового розвитку дефектів: показник степеня функції становить $b = -1,696$ (коефіцієнт детермінації $R^2 = 0,8275$).

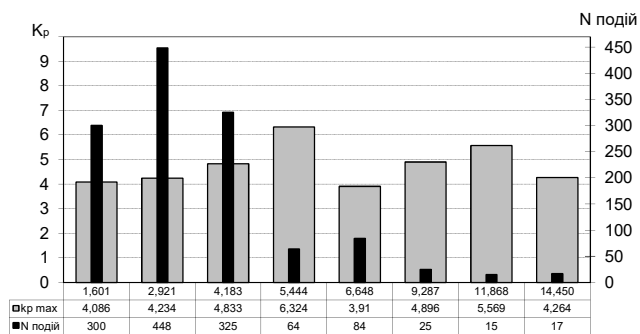
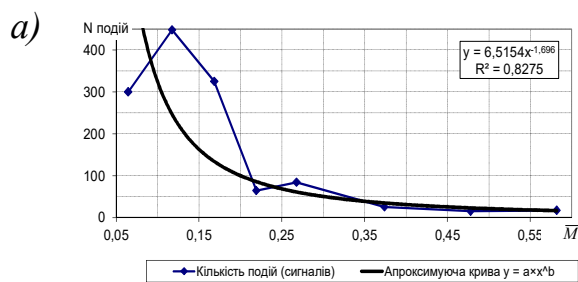


Рис. 3.49. Кількість подій (сигналів АЕ) та максимальні значення коефіцієнтів K_p при випробуванні перехресного зразка ЛП-2

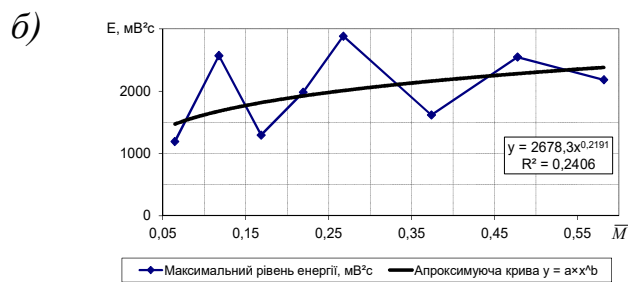


Рис. 3.50. Термокінетична оцінка накопичення кількості N (а) та накопичення енергії E (б) сигналів АЕ при випробуванні зразка ЛП-2

Термокінетична оцінка накопичення енергії сигналів E при випробуванні перехресного зразка ЛП-2 проводилася за двокоординатними графіками " $\bar{M} = M_i / M_{i_{\max}} - E$ ", апроксимованими степеневими поліномами виду $y = ax^b$ (рис. 3.50, б). Результати апроксимації енергетичних характеристик сигналів АЕ свідчать про тенденцію поступового розвитку дефектів: показник степеня функції становить $b = 0,2191$ (коефіцієнт детермінації $R^2 = 0,2406$).

Як і у випадку зі зразком ЛП-1, ці результати суттєво відрізняються від результатів акустико-емісійної діагностики звичних будівельних конструкцій, у яких із ростом навантаження та зусиль кількість сигналів та енергія сигналів збільшується. Також слід зазначити, що з технічних причин акустично-емісійна

діагностика зразка ЛП-2 була проведена лише до досягнення рівня навантаження в 58% від руйнівного.

Таблиця 3.9

Зведені результати застосування методу АЕ при випробуванні перехресного зразка ЛП-3

№	Силові параметри		Акустико-емісійні параметри		
	Рівень навантаження M_i , кНм	Відношення $\overline{M} = \frac{M_i}{M_{i\max}}$	К-сть подій N	Макс. значення параметру K_p	Макс. енергія E_{\max} , мВ ² с
1	1,593	0,07	38	3,905	2219
2	2,796	0,12	28	5,013	18800
3	4,116	0,18	71	5,875	60060
4	5,319	0,23	128	5,422	9555
5	6,523	0,28	28	4,372	2531
6	7,784	0,34	33	4,247	11880
7	10,249	0,44	47	4,84	4394
8	12,773	0,55	51	4,841	29360
9	15,296	0,66	338	6,216	200200
10	17,877	0,78	74	4,969	54400
11	19,197	0,83	36	5,121	33470
12	20,516	0,89	25	5,09	33170
13	21,836	0,95	41	5,925	14910

Графічні матеріали результатів застосування методу акустичної емісії при випробуванні перехресного зразка ЛП-3, отримані за допомогою ПТК "АкЕм", наведені у додатку В на рис. В.14 – В.18. Зведені результати застосування методу АЕ при випробуванні перехресного зразка ЛП-3 наведені у таблиці 3.9; руйнівним згинальним моментом для зразка був момент $M_{\max} = 23,039$ кНм.

Аналізуючи сигнали, оброблені за допомогою параметра K_p (див. рис. В.14 та В.15), можна спостерегти, що, як і у випадку зі зразками ЛП-1 та ЛП-2, на перших ступенях завантаження зразка характер зареєстрованих сигналів в цілому є схожим на картину, що спостерігається при випробуванні лінійних армобетонних балок за

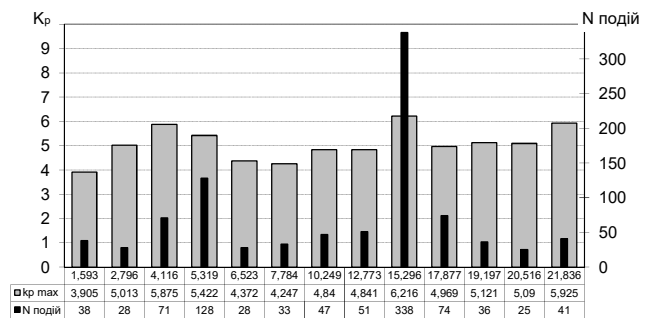


Рис. 3.51. Кількість подій (сигналів АЕ) та максимальні значення коефіцієнтів K_p при випробуванні перехресного зразка ЛП-3

схемою чотириточкового згину: поступово зростає кількість сигналів, серед яких характерні компактні вертикальні накопичення маркерів зареєстрованих сигналів, що свідчать про розвиток внутрішніх мікродфектів – роздроблення цементного каменю та/або наповнювача з утворенням мікротріщин; активний розвиток мікродфектів зафіксований при досягненні зусилля 15,296 кН*м (див. рис. В.15, а). Проте стабільної тенденції до прогресивного росту кількості зареєстрованих сигналів та рівнів енергії із ростом навантаження не спостерігається (рис. 3.51).

Термокінетична оцінка накопичення кількості сигналів N при випробуванні перехресного зразка ЛП-1 проводилася за двокоординатними графіками " $\bar{M} = M_i / M_{i \max} - N$ ", апроксимованими степеневими поліномами виду $y = ax^b$ (рис. 3.52, а). Результати апроксимації кількісних характеристик сигналів АЕ свідчать про відсутність тенденції поступового розвитку дефектів: показник степеня функції становить $b = 0,1129$ (коефіцієнт детермінації $R^2 = 0,0166$).

Термокінетична оцінка накопичення енергії сигналів E при випробуванні перехресного зразка ЛП-2 проводилася за двокоординатними графіками " $\bar{M} = M_i / M_{i \max} - E$ ", апроксимованими степеневими поліномами виду $y = ax^b$ (рис. 3.52, б). Результати апроксимації енергетичних характеристик сигналів АЕ

свідчать про тенденцію поступового розвитку дефектів: показник степеня функції становить $b = 0,7817$ (коефіцієнт детермінації $R^2 = 0,2494$).

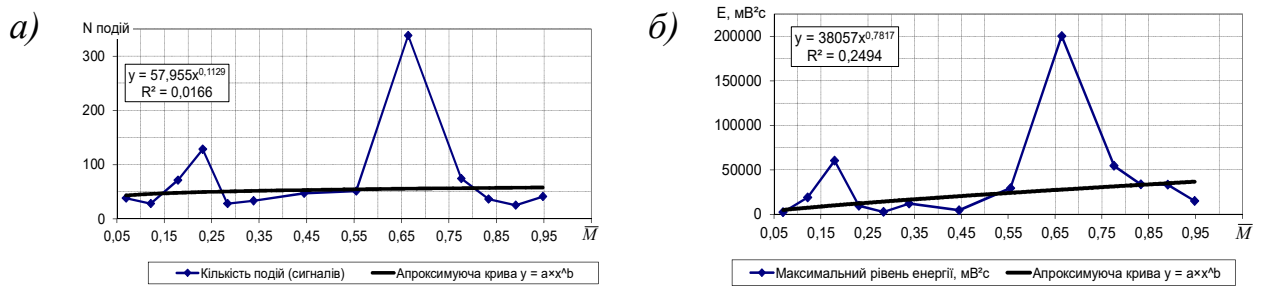


Рис. 3.52. Термокінетична оцінка накопичення кількості N (а) та накопичення енергії E (б) сигналів АЕ при випробуванні зразка ЛІІІ-3

В цілому за результатами застосування методу акустичної емісії під час випробування перехресних зразків можна зробити висновок, що параметри акустичної емісії при їхній роботі за схемою восьмиточкового згину під впливом поступово збільшуваного статичного навантаження не схожі на звичні параметри АЕ згинаних балкових конструкцій, і традиційна методика виявлення прихованих дефектів та оцінки експлуатаційного стану таких конструкцій за допомогою методу АЕ не працює. Причини даного явища, встановленого під час виконаних експериментів, потребують подальших ґрунтовних теоретичних та експериментальних досліджень. Проте очевидно, що це спричинено зміною НДС на ділянці перетину балок внаслідок двовісного обтискання бетону.

3.4. Висновки до розділу 3

1. Всі лінійні дослідні зразки зруйнувалися внаслідок дроблення бетону верхніх шарів балок в зоні чистого згину. Іншим був характер руйнування перехресних балок. Вони також зруйнувалися в зонах чистого згину. Проте руйнування починалося не в місцях перетину балок (ділянка розміром 10x10x10 см), а поруч біля цієї ділянки на одній з лінійних балок. Це в принципі підтверджує, що на ділянці перетину балок відбувається зміцнення бетону внаслідок двовісного обтиску.

2. Несуча здатність дослідних зразків лінійних балок порівняно з їх несучою здатністю в складі перехресних балок є меншою на 10,6-12,5 %.

3. Деформації бетону та арматури лінійних балок є більшими від їх деформацій в складі перехресних дослідних зразків – відповідно на 5,1-28,3 і 9,3-27,6 %.

4. Деформації бетону дослідних зразків заміряні безпосередньо на верхній грані на ділянці перетину балок є меншими, ніж на сусідніх ділянках в середньому на 19,8 %.

5. Використання спекл-кореляційного методу дозволило виявити характер зміни НДС стиснутого бетону верхньої грані перехресних балок в зоні їх перетину і фіксувати деформації безпосередньо на перед руйнівних етапах. Порівняно графіки деформацій бетону, заміряні ОЦС і механічними приладами. Загалом збіжність заміру деформацій двома методами є задовільною (крім балок Л-1 і Л-1вп), із тенденцією більших деформацій заміряних методом ОЦС порівняно з деформаціями, заміряними механічними приладами.

6. Застосування методу акустичної емісії дало можливість виявити особливості зміни НДС стиснутого бетону балок в зоні їх перетину внаслідок двовісного обтиску.

РОЗДІЛ 4. ТЕОРЕТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ

Програма теоретичних досліджень

Програма теоретичних досліджень включає:

- розрахунок міцності нормальних перерізів за деформаційною методикою згідно з чинними нормативними документами [30];
- моделювання роботи дослідних зразків у програмному комплексі «Ліра», яка використовується для розрахунку залізобетонних плитних конструкцій у реальному проектуванні будівель та споруд різного призначення;
- розробка рекомендацій щодо розрахунку залізобетонних плит з перехресним розтушуванням балок.

4.1. Розрахунок несучої здатності нормальних перерізів дослідних зразків за деформаційною методикою

Розрахунок за деформаційною методикою виконувати для 2-х типів конструкцій лінійних балок марок Л-1 і Л-2а, Л-2б, Л-2в. Конструкція балок в досліджуваній зоні є подібною з такими відмінностями: робоча висота перерізу балки Л-1 є 13,8 см; балок марки Л-2 – 12,4 см.

Для зони чистого згину балки Л-1 отримано теоретичне значення руйнівного моменту $M_u^{th} = 23,33$ кН*м (рис. 4.1). Воно є близьким до експериментального значення моменту $M_u^{exp} = 22,53$ кН*м, за якого зруйнувалася балка.

На стадії граничної рівноваги: $\varepsilon_s = 0,00162$, на рівні крайніх стиснутих волокон $\varepsilon_{(c(1))} = 0,00355$. Висота стиснутої зони бетону $x_1 = 8,18$ см.

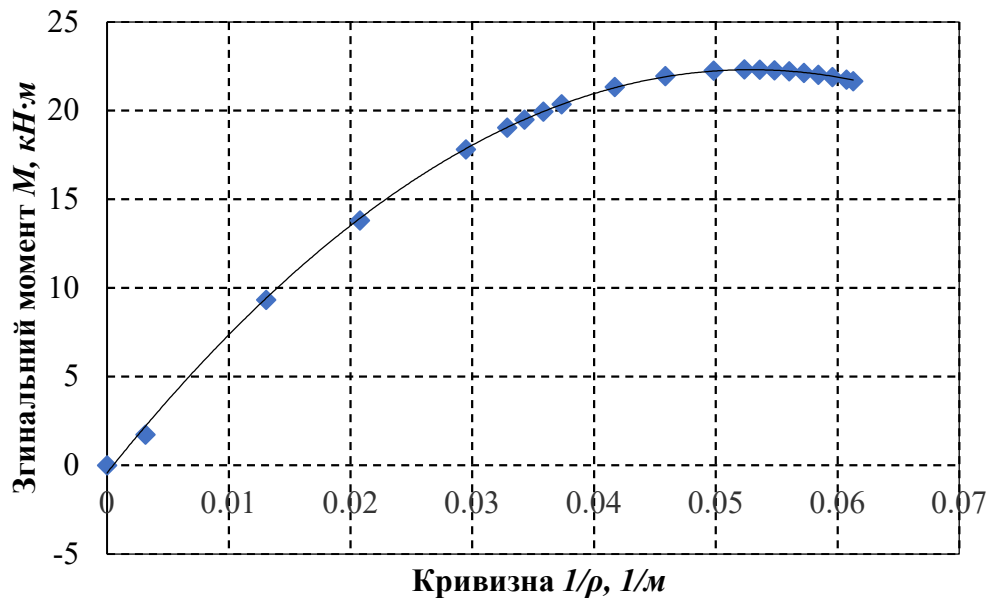


Рис. 4.1. Залежність $M - 1/\rho$ для лінійної балки Л-1

Для балок Л-2а, Л-2б, Л-2в отримано теоретичне значення руйнівного моменту $M_u^{th} = 20,66 \text{ кН}\cdot\text{м}$, яке є також близьким до експериментальних значень $M_u^{exp} = 20,1 \text{ кН}\cdot\text{м}$, $21,53 \text{ кН}\cdot\text{м}$, $20,28 \text{ кН}\cdot\text{м}$ відповідно для балок Л-2а, Л-2б, Л-2в.

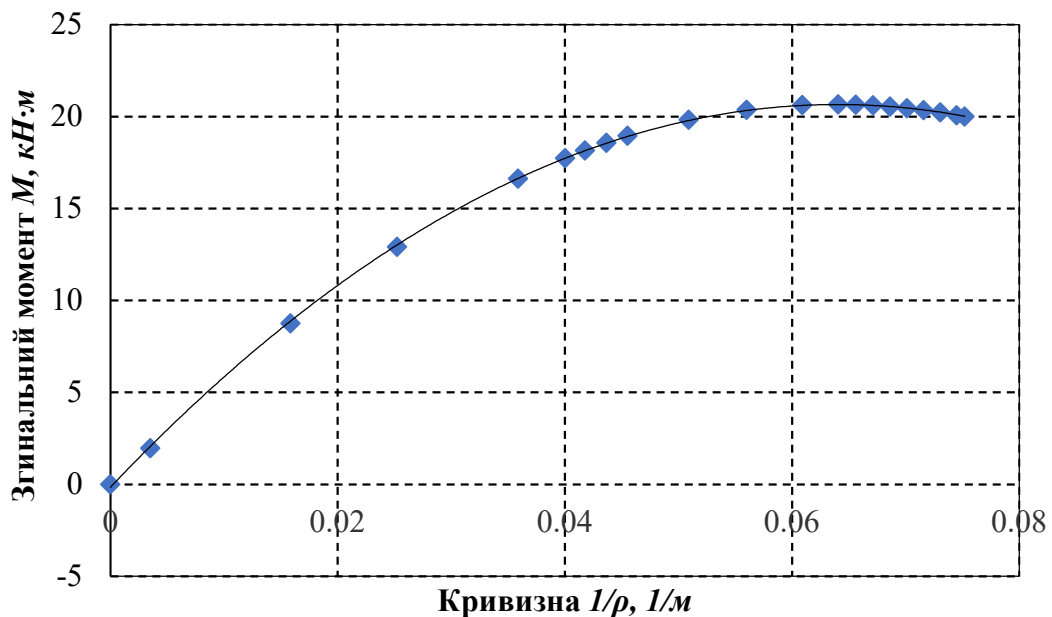


Рис. 4.2. Залежність $M - 1/\rho$ для лінійних балок Л-2а, Л-2б, Л-2в

На стадії граничної рівноваги: $\varepsilon_s = 0,00153$, на рівні крайніх стиснутих волокон $\varepsilon_{(c(1))} = 0,00353$. Висота стиснутої зони бетону $x_1 = 7,47 \text{ см}$.

Згідно з отриманими результатами, арматура не досягає текучості при руйнуванні бетону.

4.2. Моделювання напружено деформованого стану дослідних зразків в ПК «Ліра»

Моделювання НДС в ПК «Ліра» САПР виконували за допомогою об'ємних елементів розмірами 10x10x10 мм для формування геометричних розмірів дослідних зразків. Тип 236 кінцевого елемента для бетону та тип 210 стрижневого кінцевого елемента для арматури.

Розрахунки виконували за 21 законом нелінійного деформування для бетону та 11 законом нелінійного деформування для арматури.

Навантаження прикладали стадійно із поступовим збільшуваним значенням.

4.2.1. Моделювання НДС лінійних балок

Загальна конструкція лінійних дослідних зразків, прийнята за основу при «моделюванні в ПК «Ліра», подана на рис. 4.3.

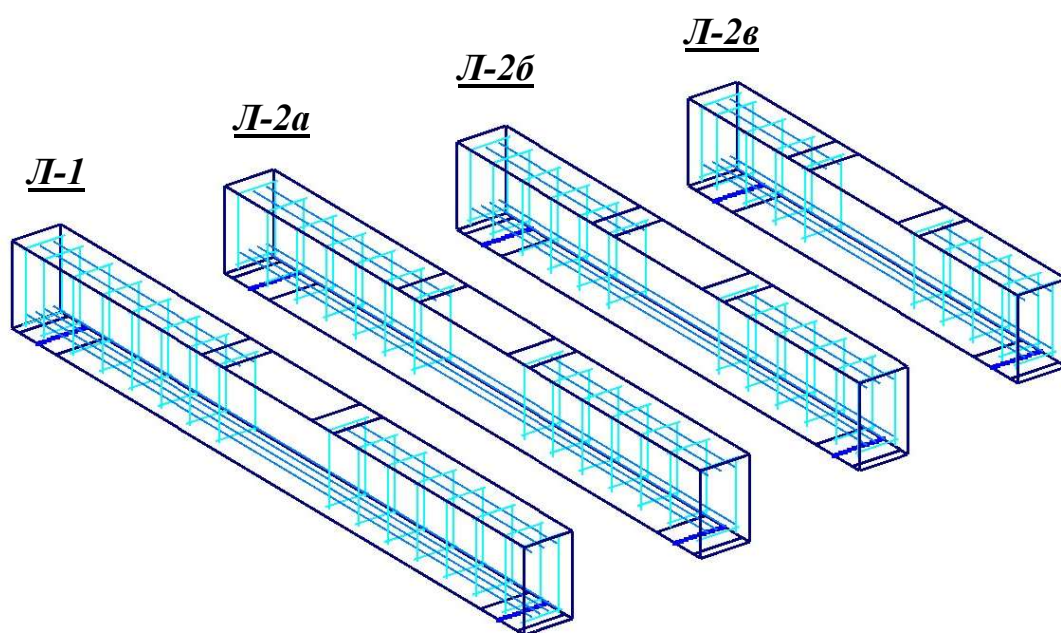
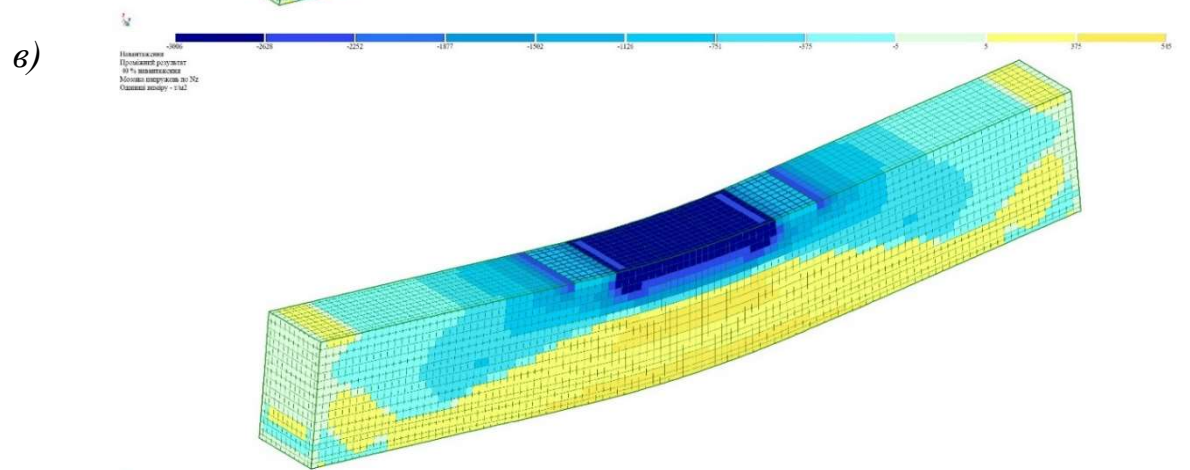
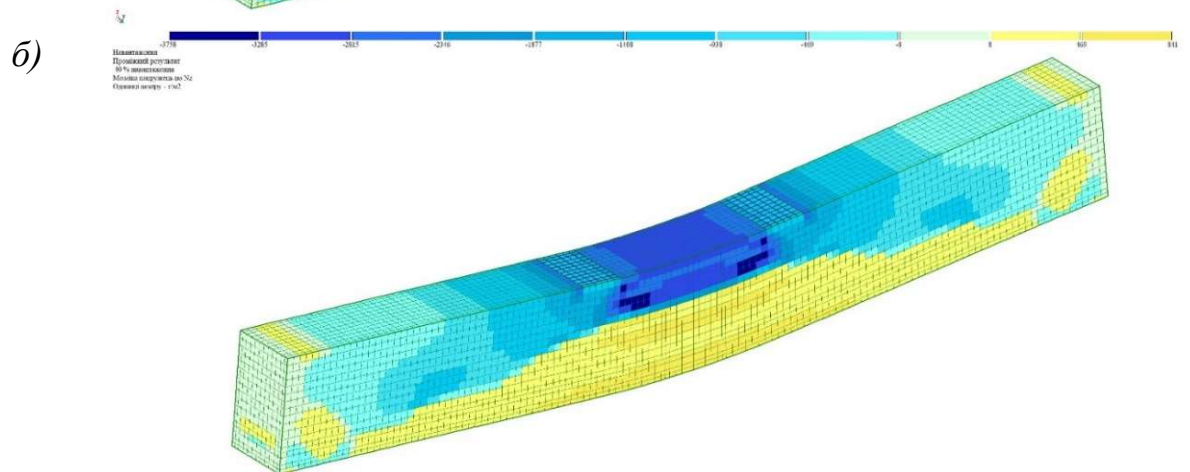
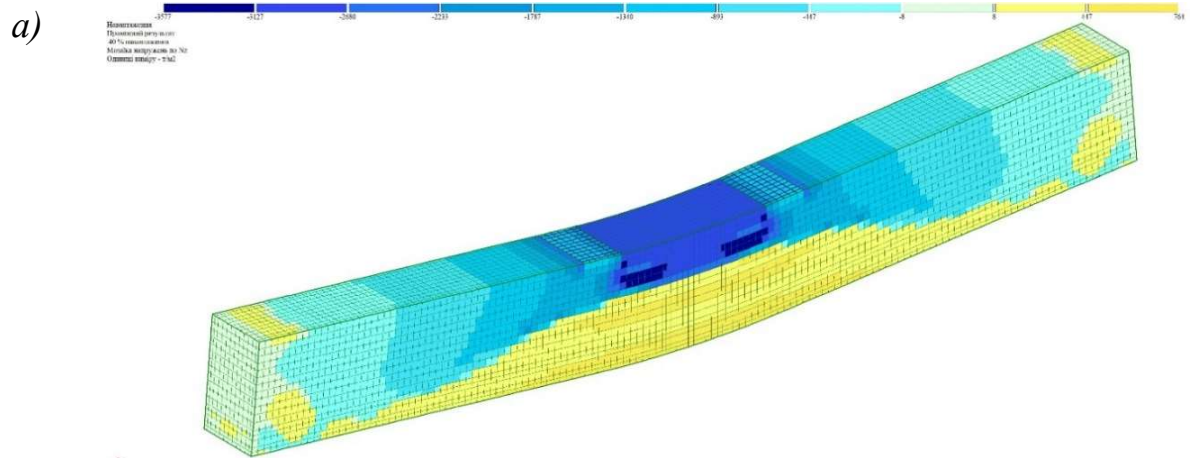


Рис. 4.3. Загальна конструкція лінійних дослідних зразків

НДС всіх 4-х дослідних зразків подано на рис. 4.4.

Він є характерним для балкових елементів, завантажених 2-ма симетричними силами. На ділянці чистого згину між силами утворюється зона майже однакових стискаючих напружень по всій довжині між силами.

В міру віддалення від сил до опор стискаючі напруження зменшуються зі збільшенням їх висоти. Відповідним є розподіл розтягувальних напружень у нижній частині балок.



г)

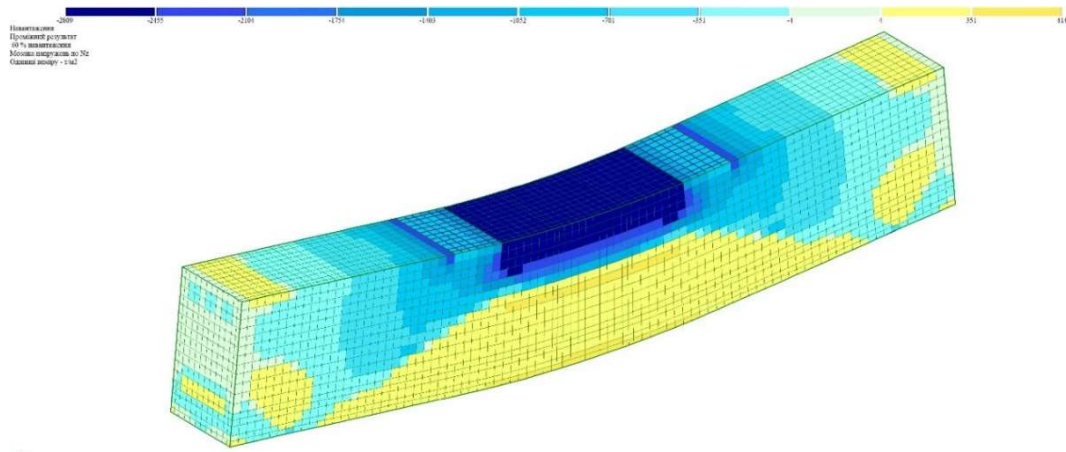


Рис. 4.4. Мозаїка напружень лінійних дослідних зразків:

а – марки Л-1; б – марки Л-2а; в – марки Л-2б; г – марки Л-2в

Більш повно матеріали моделювання НДС лінійних дослідних зразків в ПК «Ліра» подано в додатку Д.

4.2.2. Моделювання НДС перехресних балок

Загальна конструкція перехресних дослідних зразків показана на рис. 4.5.

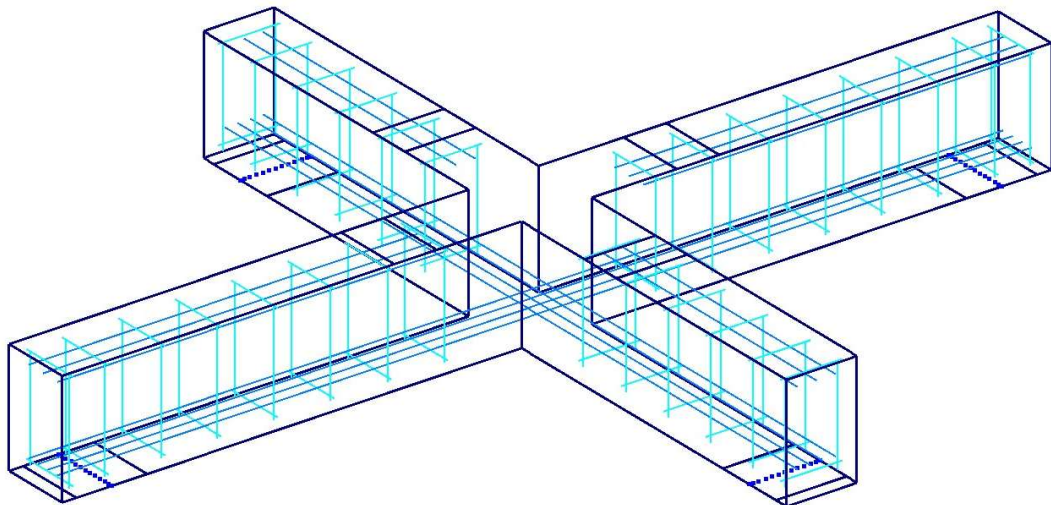


Рис. 4.5. Загальна конструкція перехресних дослідних зразків

На рисунках 4.6-4.8 показано розподіл напружень в дослідних зразках ЛП-1, ЛП-2, ЛП-3.

Якщо розглядати розподіл напружень кожної зі складових балок (рис. 4.6-4.8), то він загалом є аналогічним до розподілу напружень лінійних балок (див. вище), окрім середньої зони в місцях перетину балок.

Характер розподілу напружень в цій зоні є суттєво іншим. Якщо для лінійних балок напруження в зоні чистого згину є практично однаковими, то для перехресних балок є суттєва різниця між напруженнями в цій зоні.

Вони є меншими на ділянці перетину балок розміром 10x10 см (далі ДП) і більшими на сусідніх з ділянкою ДП зонах (див. рис. 4.6-4.8).

Очевидно, що це пов'язано з ефектом зміцнення бетону на ділянці ДП внаслідок двовісного його обтискання.

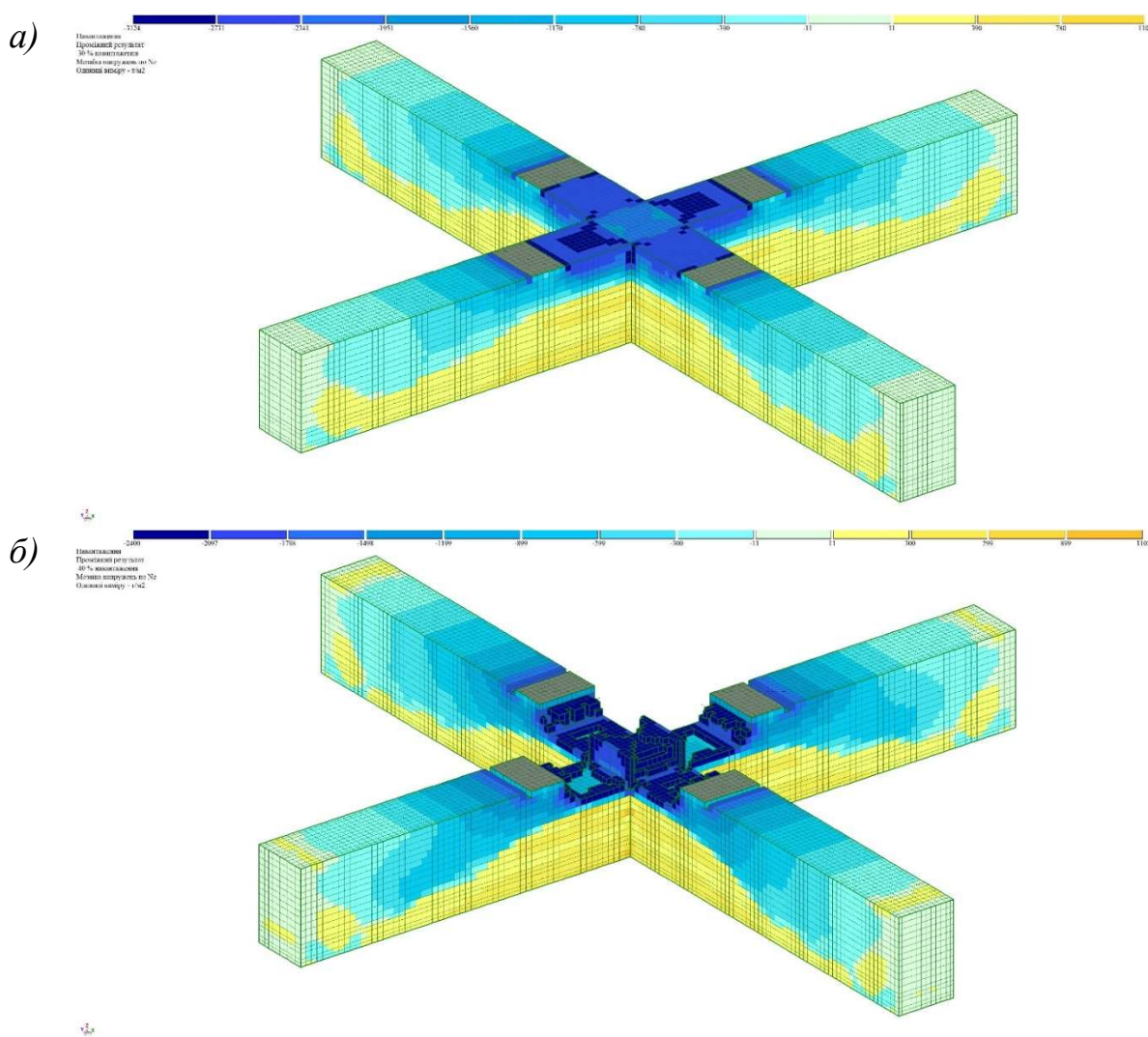


Рис. 4.6. Мозаїка напружень (а) і візуалізація руйнування (б) перехресних балок марки ЛП-1

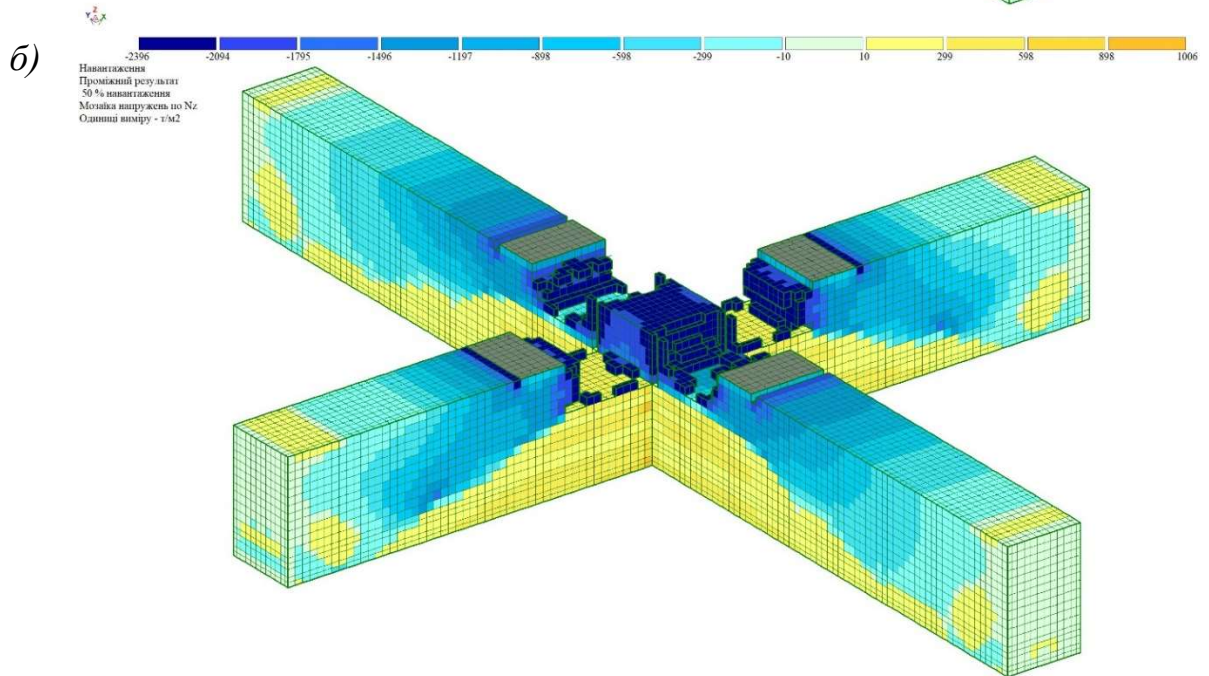
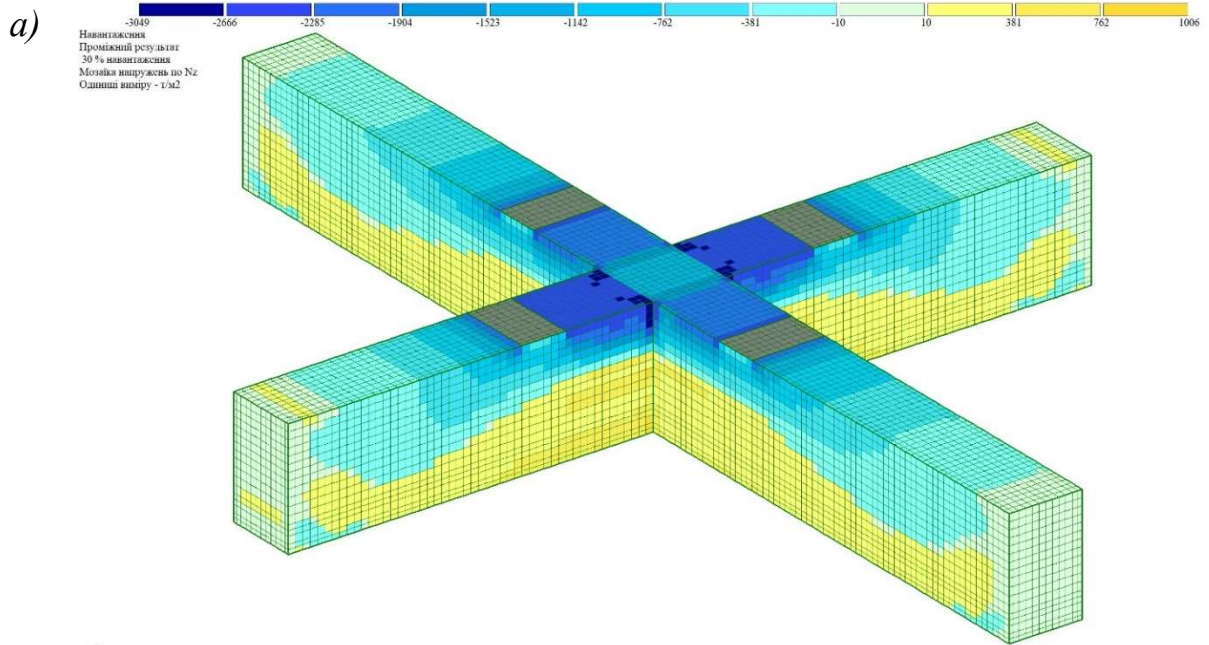


Рис. 4.7. Мозаїка напружень (а) і візуалізація руйнування (б) перехресних балок марки ЛП-2

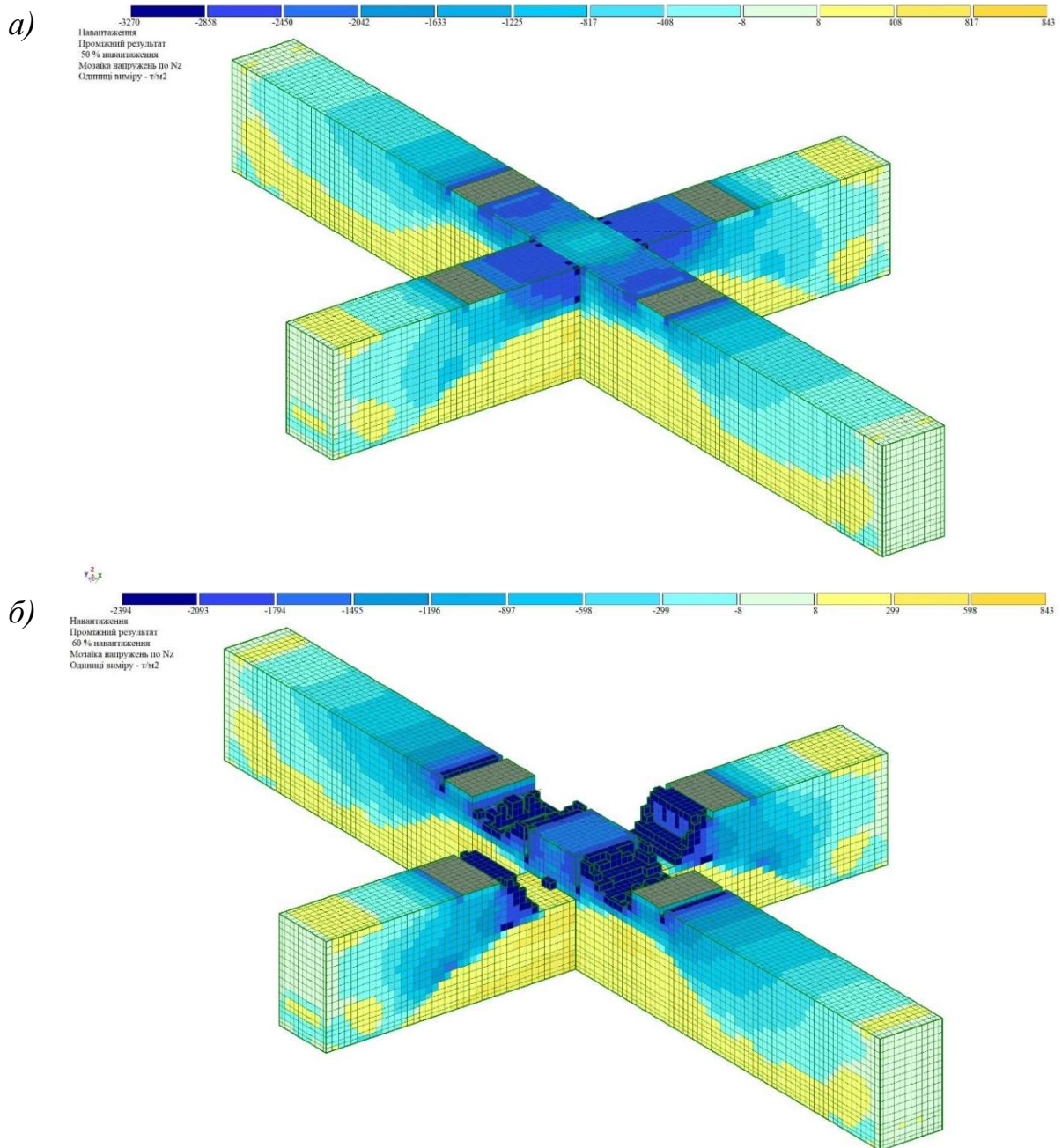


Рис. 4.8. Мозаїка напружень (а) і візуалізація руйнування (б) перехресних балок марки ЛП-3

В таблиці 4.1 приведені значення напружень бетону на ділянці ДП довжиною для кожної зі складових балок і значення напружень на суміжних з ДП ділянках довжиною 5 см.

Порівняння напружень в ПК «Ліра» балок перехресних дослідних зразків

Марка зразка	Довжина, м	Напруження бетону верхньої грані σ_b , МПа		Різниця, %
		σ_{10}	σ_5	
ЛП-1	1,4	24,2...26,1	29,6...32,5	22,4...24,6
	1,3	20,0...24,2	24,3...30,3	21,5...25,3
ЛП-2	1,4	22,3...24,9	27,9...32,0	25,2...28,4
	1,1	18,6...22,3	23,8...28,8	27,7...29,3
ЛП-3	1,4	15,6...20,0	19,2...25,6	23,3...28,0
	0,9	14,5...16,9	17,7...22,0	21,9...30,1

Зменшення напружень на ділянці ДП порівняно з сусідніми ділянками є різним і залежить від конструкції дослідних зразків (в середньому від 23,7 до 27,6 %).

По суті це є ефект зміцнення бетону внаслідок двовісного обтиску.

На рисунках 4.6б, 4.7б, 4.8б подано також візуалізацію руйнування перехресних дослідних зразків. Вона в принципі підтверджує характер руйнування цих дослідних зразків, зафіксований в експериментальних дослідженнях (див. п. 3.2).

4.3. Розрахункові залежності для двовісно-стиснутого бетону

Комплексні дослідження стиснутого в обидвох напрямках бетону, проведені в НДІБК [10, 19], показали, що за двовісного стиску спостерігається позитивний вплив на граничні міцнісні властивості бетону – від 16 до 30% залежно від рівня другої складової напружень в бетоні σ_{b2} (рис. 4.9).

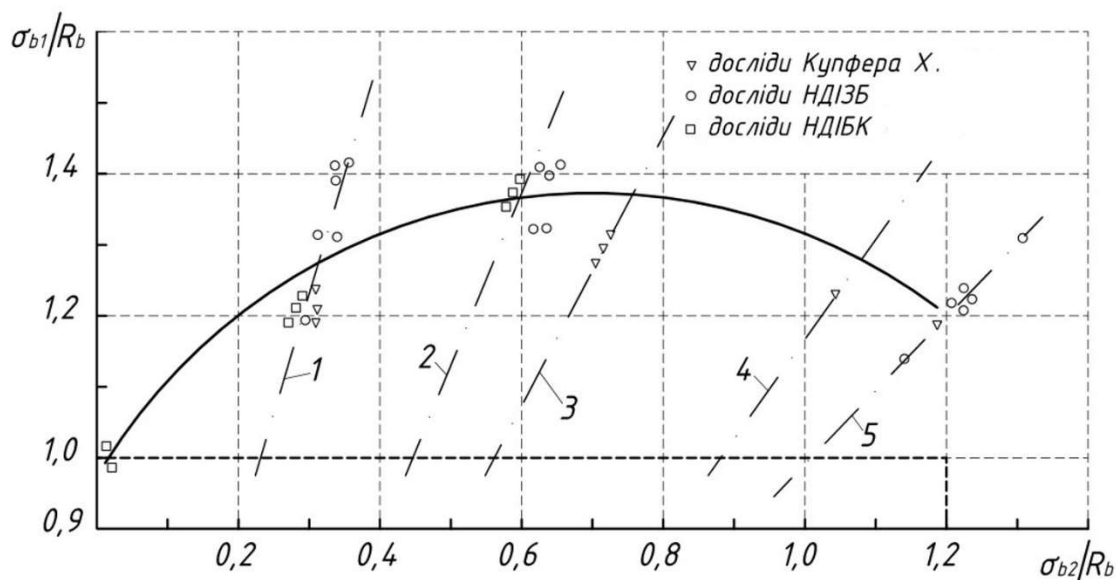


Рис. 4.9. Гранична крива міцності бетону при двовісному стиску:

1 – $\sigma_2=0,2\sigma_1$; 2 – $\sigma_2=0,4\sigma_1$; 3 – $\sigma_2=0,52\sigma_1$; 4 – $\sigma_2=0,83\sigma_1$; 5 – $\sigma_1=\sigma_2$

За результатами експериментальних досліджень, у т.ч. з врахуваннями досліджень інших авторів отримано наступні залежності:

$$\frac{\hat{\sigma}_{b1}}{f_{cd}} = 1 + 1,38 \frac{\sigma_{b2}}{f_{cd}} - 1,15 \left(\frac{\sigma_{b2}}{f_{cd}} \right)^2 \quad (4.1)$$

у котрих:

- $\hat{\sigma}_{b1} = f_{cd}$ при $\sigma_{b2}/f_{cd} = 0$;
- $\hat{\sigma}_{b1} = 1,3f_{cd}$ при $\sigma_{b2}/f_{cd} = 0,4$;
- $\sigma_{b1} = 1,15f_{cd}$ при $\sigma_{b2}/f_{cd} = 1,0$.

У цих залежностях:

$\hat{\sigma}_{b1}$ – граничні значення головного (більшого) стискувального напруження σ_{b1} ;

f_{cd} – розрахункове значення міцності бетону на стиск;

σ_{b2} – поперечне (перпендикулярне) до σ_{b1} стискувального напруження (друга складова напружень).

В HDIБК розроблені також практичні рекомендації щодо аналітичної апроксимації діаграми деформування бетону за двовісного стану. З врахуванням отриманих результатів для описання дослідних діаграм найбільш зручним (доцільним) є використання полінома у вигляді:

$$\sigma_{b1} = \hat{\sigma}_{b1} \sum_{i=1}^5 a_i \cdot \bar{\varepsilon}_{b1}^i \quad (4.2)$$

де $\bar{\varepsilon}_{b1} = \varepsilon_{b1} / \hat{\varepsilon}_{b1}$.

Поліном п'ятого ступеня з достатньою точністю описує будь-яку криву як за одно-, так і за двовісного стану. Він легко інтегрується, що важливо для розв'язання рівнянь рівноваги з конструктивних систем зі значним числом статичної невизначеності.

Важливо, що за такого підходу числові значення коефіцієнтів полінома можна визначити з таких самих умов, що використовують для діаграм одновісного стиску, а саме:

$$\left. \begin{aligned} \frac{d\sigma}{d\varepsilon_b} \Big|_{\varepsilon_b=0,3R_b/E_b} &= E_{cm}; \\ \sigma_b \Big|_{\varepsilon_b=E_{bR}} &= R_{cd}; \\ \frac{d\sigma}{d\varepsilon_b} \Big|_{\varepsilon_b=\varepsilon_{bR}} &= 0; \\ \frac{d^2\sigma}{d\varepsilon_b^2} \Big|_{\varepsilon_b=\varepsilon_{bu}} &= K; \\ \sigma_b \Big|_{\varepsilon_b=\varepsilon_{bu}} &= \beta \cdot f_{cd}. \end{aligned} \right\} (4.3)$$

Складаючи систему рівнянь:

$$\left. \begin{aligned} a_1 &= E_{cm} \cdot \hat{\varepsilon}_{b1} / \hat{\sigma}_{b1}; \\ a_2 + a_3 + a_4 + a_5 &= 1 - a_1; \\ a_2 + \frac{3}{2} \cdot a_3 + 2 \cdot a_4 + \frac{5}{2} \cdot a_5 &= -\frac{a_1}{2}; \\ a_2 + 3 \cdot a_3 \cdot \gamma + 6 \cdot a_4 \cdot \gamma^2 + 10 \cdot a_5 \cdot \gamma^3 &= \frac{K}{2}; \\ a_2 + a_3 \cdot \gamma + a_4 \cdot \gamma^2 + a_5 \cdot \gamma^3 &= \frac{\beta - a_1 \cdot \gamma}{\gamma^2}. \end{aligned} \right\} (4.4)$$

де $\gamma = \frac{\varepsilon_{bu}}{\hat{\varepsilon}_{b1}}$; $\beta = \frac{1,1}{\gamma}$; $K = 4,68 \cdot \gamma - 0,75$,

отримаємо такі залежності для визначення коефіцієнтів a_i :

$$\left. \begin{aligned}
 a_1 &= E_{cm} \cdot \frac{\hat{\varepsilon}_{b1}}{\hat{\sigma}_{b1}}; \\
 a_2 &= 1 - a_1 - a_3 - a_4 - a_5; \\
 a_3 &= a_1 - 2 \cdot a_4 - 3 \cdot a_5 - 2; \\
 a_4 &= \frac{[K - 2 \cdot a_1 \cdot (3\gamma - 2) + 12 \cdot \gamma - 6] - 2 \cdot a_5 \cdot (10 \cdot \gamma^3 - 9 \cdot \gamma + 2)}{2 \cdot (6 \cdot \gamma^2 - 6 \cdot \gamma + 1)}; \\
 a_5 &= \frac{[K + 2 \cdot a_1 \cdot (2 \cdot 3 \cdot \gamma) + 12 \cdot \gamma - 6] \cdot (\gamma - 1)^2 - [\beta + a_1 \gamma (2\gamma - \gamma^2 - 1) + \gamma^2 \cdot (2\gamma - 3)] \cdot (6\gamma^2 - 6\gamma + 1) \cdot 2}{2 \cdot \gamma^2 \cdot [10 \cdot \gamma^3 - 9 \cdot \gamma + 2] \cdot (\gamma - 1)^2 - (\gamma^3 - 3\gamma + 2) \cdot (6 \cdot \gamma^2 - 6\gamma + 1)}
 \end{aligned} \right\} (4.5)$$

Вихідними даними для визначення цих коефіцієнтів є: початковий модуль пружності бетону E_{cm} ; максимальні значення напружень $\hat{\sigma}_b$; деформації $\hat{\varepsilon}_{bu}$, що відповідають напруженням $\hat{\sigma}_b$ і деформаціям граничного стиску ε_{bu} .

Крім цього способу, в роботі запропоновано інший підхід для аналітичного подання діаграми $\sigma_{bi} - \varepsilon_{bi}$ при двовісному стиску. Для цього значення параметрів вершини діаграми $\sigma_{bi} - \varepsilon_{bi}$, рівняння подані у вигляді функцій $\hat{\sigma}_{bi} = f(\eta)$ і $\hat{\varepsilon}_{bi} = f(\eta)$ виходячи з отриманих умов міцності та деформативності бетону.

Підставляючи ці функції в рівняння (4.1), отримали:

$$\sigma_b = f_{cd} \cdot \left[1 + 1,38 \frac{\sigma_{b2}}{f_{cd}} - 1,15 \cdot \left(\frac{\sigma_{b2}}{f_{cd}} \right)^2 \right] \cdot \sum_{i=1}^5 \cdot a_i \left\{ \frac{\varepsilon_{b1}}{\varepsilon_{bR} \left[1 + 2,15 \frac{\sigma_{b2}}{f_{cd}} - 1,95 \left(\frac{\sigma_{b2}}{f_{cd}} \right)^2 \right]} \right\}^i \quad (4.6)$$

За такого підходу використовують дослідні, нормативні або розрахункові значення коефіцієнта полінома діаграми осьового стиску.

В чинних будівельних нормативних документах [23] також враховано, що при двовісному стиску досягається вища міцність бетону та його більші критичні деформації. Проте, на відміну від пропозицій, залежність деформації-напруження бетону прийнята більш простою – дволінійною з прямолінійними ділянками (рис. 4.10).

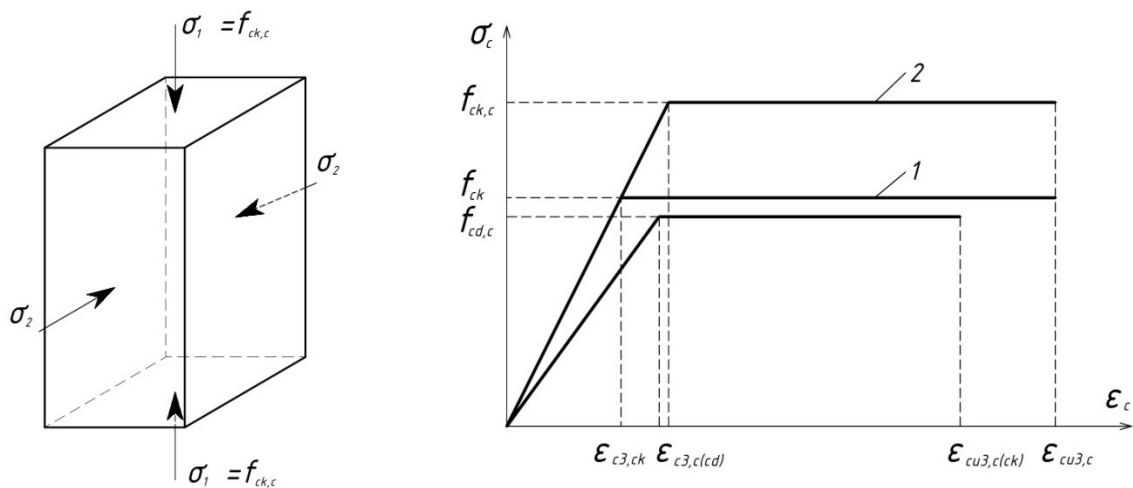


Рис. 4.10. Залежність напруження – деформації бетону при двовісному стиску: 1 – не обтиснений бетон; 2 – обтиснений бетон

Згідно з ДБН [23] залежності між напруженнями та деформаціями бетону при його двовісному стиску є такими:

$$f_{ck,c} = f_{ck} \left[1,0 + 1,38 \frac{\sigma_2}{f_{ck}} - 1,15 \left(\frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right)^2 \right] \text{ для } 0 < \sigma_2 / f_{ck} \leq 1,0 f_{ck} \quad (4.7)$$

$$\epsilon_{c3,c} = f_{ck,c} / E_{ck} \quad (4.8)$$

$$\epsilon_{cu3,c} = \epsilon_{cu3} \quad (4.9)$$

де σ_2 – фактичні поперечні напруження стиску у загальних координатах, спричинені обтисненням;

ϵ_{c3} , ϵ_{cu3} , та E_{ck} значення відносних деформацій і модуля пружності бетону, що приймаються за таблицею 3.1.

Отже, за основу формули прийняті залежності, рекомендовані в роботі, проте при цьому використовується не характеристична (нормативна), а розрахункова міцність бетону на стиск.

4.4. Загальні рекомендації щодо розрахунку з двонапрямленим розташуванням вставок

Етап 1. Маючи попередньо прийняті геометричні розміри плитних конструкцій і клас бетону, виконують загальний статичний розрахунок з отриманням зусиль M_x , M_y .

Етап 2. Згідно з рекомендаціями чинних нормативних документів визначають напруження в бетоні в обидвох напрямках перерізу σ_y і σ_x з врахуванням розрахункових розмірів перерізів, з яких визначають більше (σ_1) і менше (σ_2) напруження.

Етап 3. Обчислюють значення розрахункового опору, деформацій і модуль пружності за двовісного стиску за формулами (4.7), (4.8), (4.9) і табл. 3.1 [23] залежно від величини напружень σ_2 .

Етап 4. Повторно виконують загальний статичний розрахунок за збільшеного модуля пружності бетону.

Етап 5. Виконують перевірку несучої здатності, жорсткості і тріщиностійкості перерізів плити у 2-х напрямках згідно з вимогами нормативних документів.

Для визначення необхідної кількості поздовжньої робочої арматури A_s , коли нейтральна вісь проходить в полиці та переріз розглядаємо як умовно прямокутний, використовуємо рекомендації [9]. У випадку, коли нейтральна вісь проходить в ребрі, для попереднього визначення A_s використовуємо рекомендації [11].

Для використання розрахункових залежностей НДІБК (4.1)-(4.9) необхідно накопичення експериментальних даних при випробуванні перехресних залізобетонних балок в широкому діапазоні співвідношення моментів M_2 до M_1 – приблизно від 0,2 до 1,0 (рис. 4.9).

4.5. Висновки до розділу 4

1. Виконано розрахунок за деформаційною методикою несучої здатності нормальних перерізів лінійних балок Л-1 і Л-2, які є складовими елементами перехресних дослідних зразків. Отримане значення руйнівних моментів в зоні чистого згину $M_u^{th} = 23,33$ кН*м і $M_u^{th} = 20,66$ кН*м відповідно для балок Л-1 і Л-2, є близькими до екстримальних значень $M_u^{exp} = 22,53$ кН*м і $M_u^{exp} = 20,1-21,53$ кН*м.

2. Згідно з деформаційною методикою на стадії граничної рівноваги для балки Л-1, на рівні крайніх стиснутих волокон деформації бетону $\varepsilon_{(c(1))} =$

0,00355, деформації арматури $\varepsilon_s = 0,00162$; для балок Л-2 відповідно $\varepsilon_{(c(1))} = 0,00355$, $\varepsilon_s = 0,00153$.

3. Моделювання роботи лінійних і перехресних дослідних зразків в ПК «Ліра» показало принципову різницю НДС балок в зоні їх перетину. Розподіл напружень кожної зі складових балок, загалом є аналогічним до розподілу напружень лінійних балок, окрім середньої зони в місцях перетину балок. Характер розподілу напружень в цій зоні є суттєво іншим. Якщо для лінійних балок напруження в зоні чистого згину є практично однаковими, то для перехресних балок є суттєва різниця між напруженнями в цій зоні. Вони є меншими на ділянці перетину балок розміром 10x10 см (далі ДП) і більшими на сусідніх з ділянкою ДП зонах. Різниця становить в середньому від 23,7 % до 27,6 %.

4. Розроблено загальні рекомендації щодо розрахунку плитних залізобетонних конструкцій з двонапрямленим розташуванням вставок з врахуванням двовісного стиску.

РОЗДІЛ 5. ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНА ТА ЕКОЛОГІЧНА ЕФЕКТИВНІСТЬ ПЛИТНИХ КОНСТРУКЦІЙ З ДВОНАПРЯМЛЕНИМ РОЗТАШУВАННЯМ ВСТАВОК І ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ РОБОТИ

5.1. Техніко-економічні показники та впровадження результатів досліджень

Плити перекриття

За завданням замовника ТЗОВ «Добробуд» на одному з будинків житлового комплексу на вул. Білогірській у м. Тернополі виконано техніко-економічне порівняння двох перекриттів: традиційного суцільного і з пінополістирольними вставками. Згідно з отриманими результатами, за основним показником витрати матеріалів вигіднішим є перекриття з вставками. Окрім очевидної економії бетону, важливим чинником є суттєве зменшення витрати арматури за рахунок зменшення власної ваги перекриття (рис. 5.1.).

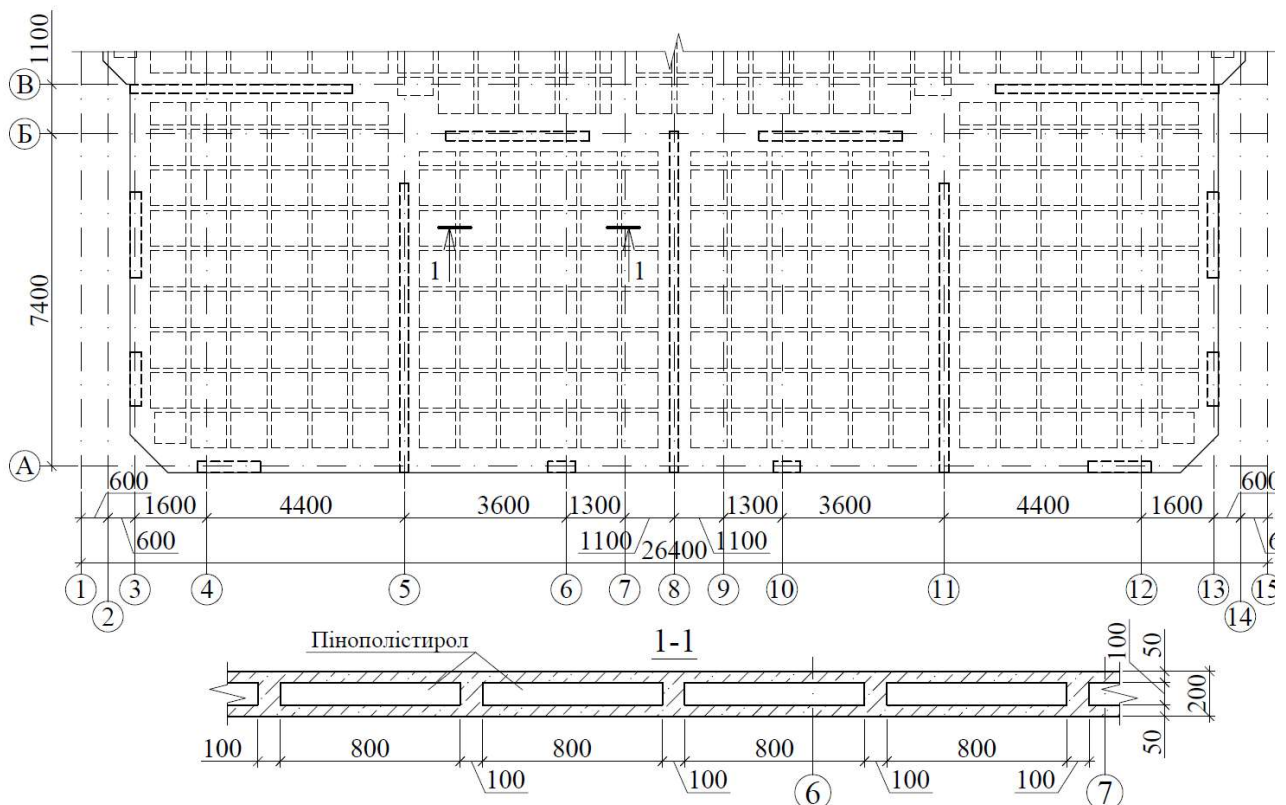


Рис. 5.1. Загальна конструкція плити перекриття багатоквартирного житлового будинку №5 на вул. Білогірській у м. Тернополі

Порівняння варіантів улаштування перекриттів багатоквартирного житлового будинку №5 на вул. Білогірській у м. Тернополі

	Назва показників	Суцільна плита	Плита з вставками	Різниця, %
1	Загальна площа перекриття, м ²	671	671	–
2	Загальний об'єм перекриття, м ³	138,1	138,1	–
3	Загальна витрата бетону (С25/30), м ³	138,1	43,8	31,7
4	Витрата пінополістиролу (вставка), м ³ (ПСБ-С-25)	–	45,2	–
5	Зменшення власної ваги перекриття, кг/м ²	–	175	–
6	Загальна витрата арматури, кг	14750	13024	11,7
7	Загальна економія арматури на одне перекриття, кг	–	1726	–
8	Загальна економія на 10-поверховий будинок: - бетону, м ³ - арматури, кг		10x43,8=438 10x1726=17260	

Додаткові фінансові затрати, пов'язані зі збільшенням трудомісткості робіт, визнав сам замовник. Вони є значно меншими порівняно з економією бетону та арматури, тому для будівництва прийнятий варіант з ефективними вставками.

Крім безпосередньої економії бетону, використання вставок дало можливість суттєво збільшити коефіцієнт теплового опору фундаментної плити цокольного поверху.

Аналогічні техніко-економічні показники були отримані при зведенні комплексу інших будівель по вул. Білогірській у м. Тернопіль (ОК «БІЛОГІР'Я»).

Використовуючи пінополістирольні вставки, на 31,9 % зменшили витрату бетону і, відповідно, власну вагу перекриттів з двонапрямленим розташуванням вставок загальною площею 6732 м².

Зменшення власної ваги суттєво зменшило навантаження на каркас будівлі і на його пальові фундаменти. В результаті це відчутно покращило загальні техніко-економічні показники споруди.

Фундаментні плити

Використання на практиці фундаментних плит із вставками у новому будівництві на прибудові до будівлі №7 на вул. Білогірській у м. Тернопіль подано на рис. 5.2.

Добудова до будинку №7 має складну конфігурацію в плані. Відповідно це відобразилося на конструкції фундаментної плити, яка улаштована на насипних ґрунтах і має значну загальну висоту – 45 см (рис. 5.2).

Для зменшення витрати бетону і покращення теплотехнічних характеристик залізобетонної плити загальною товщиною 45 см використані пінополістирольні вставки у 2-х напрямках: основними розмірами в плані 1,0х1,0 м і добірні менших розмірів, що дало можливість створити систему ортогональних балок товщиною 20 см.

Аналогічна конструкція фундаментної плити була використана в проектній документації 10-поверхового житлового будинку по вул. Тролейбусній у м. Тернополі (ОК «МБС-ЖИТЛО»).

Впровадження досліджень дозволило суттєво (на 26,2 %) зменшити витрати бетону при улаштуванні фундаментної плити загальною висотою 70 см. Використання пінополістирольних вставок в плиті площею 569 м² заодно покращило теплотехнічні показники підвального поверху.

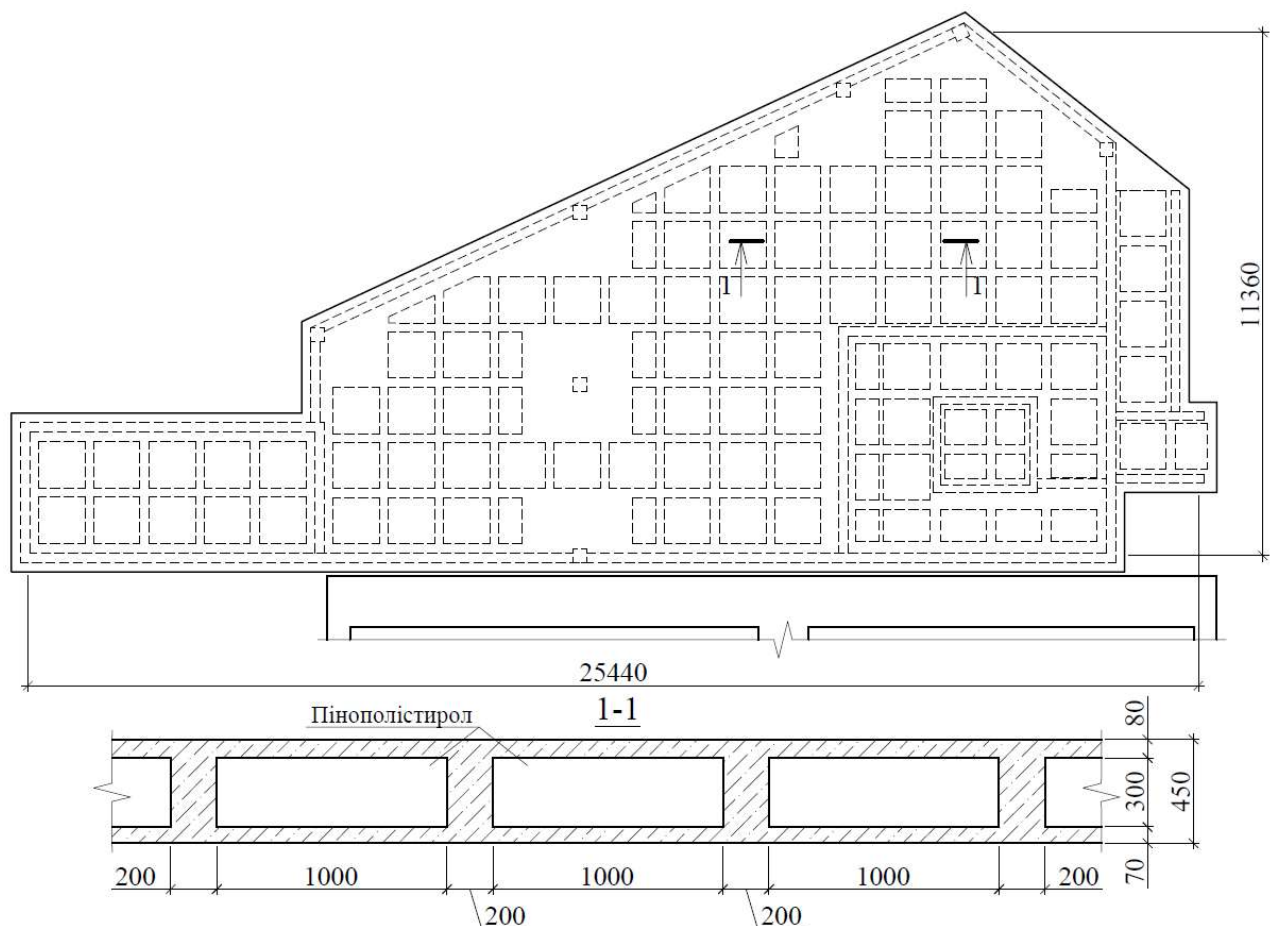


Рис. 5.2. Загальна конструкція фундаментної плити добудови на вул. Білогірській у м. Тернополі

Довідки про впровадження результатів досліджень подані в додатку Б.

5.2. Екологічна ефективність плитних конструкцій з вставками

Все актуальнішою стає проблема збереження навколишнього середовища, на яке, крім інших факторів, суттєво впливає виробництво бетону і залізобетону. Їх виготовлення супроводжується значним вичерпанням природних матеріальних ресурсів та забрудненням довкілля. Найбільш енергомісткою складовою бетону є портландцемент, виробництво якого супроводжується значними викидами CO₂. Тому зменшення використання цементу є значною економією природних ресурсів та суттєвим зниженням шкідливих викидів. Відповідно до стратегії низьковуглецевого розвитку, представлені у Європейському союзі, до 2030 р. заплановано скоротити викиди CO₂ на етапі виробництва бетону та будівництва на 40%.

Особливо це стосується залізобетонних конструкцій широкого використання, до яких належать передовсім монолітні залізобетонні перекриття в будівлях різного призначення, монолітні фундаментні плити, монолітні залізобетонні прогонові будови мостів малих і середніх прольотів.

5.3. Висновки до розділу 5

1. Застосування порожниноутворювальних вставок в залізобетонних монолітних перекриттях та фундаментних плитах підтвердило їхню ефективність щодо зменшення власної ваги, економії арматури та бетону.

2. У запроваджених для використання результатів роботи плитних конструкціях економія бетону і відповідно власна вага зменшилася на 26,2-31,9 %, економія арматури на 11,7 %.

3. Внаслідок суттєвого зменшення витрати бетону при улаштуванні монолітних плит перекриття та ін. з двонапрямленим розташуванням вставок, яке мають все ширше застосування, суттєвою є екологічна складова проблеми, пов'язана насамперед із зменшенням викиду CO₂ що відповідає європейській і світовій стратегії низьковуглецевого розвитку.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Розроблено конструкцію і методику експериментальних досліджень перехресних залізобетонних балок для отримання ділянки двовісного стиску бетону.

2. Проведені експериментальні дослідження дозволили виявити особливості зміни НДС стиснутого бетону перехресних балок в зоні їх перетину.

3. Всі лінійні дослідні зразки зруйнувалися внаслідок дроблення бетону верхніх шарів балок в зоні чистого згину. Іншим був характер руйнування перехресних балок. Вони також зруйнувалися в зонах чистого згину. Проте руйнування починалося не в місцях перетину балок (ділянка розміром в плані 10x10 см), а збоку біля цієї ділянки на одній з лінійних балок. Це в принципі показує (доказує), що на ділянці перетину балок відбувається зміцнення бетону внаслідок двовісного обтиску. Несуча здатність дослідних зразків лінійних балок порівняно з їх несучою здатністю в складі перехресних балок є меншою на 10,6-12,5 %.

4. Деформації бетону та арматури лінійних балок є більшими від їх деформацій в складі перехресних дослідних зразків. Різниця для балок різних типів становить: для бетону від 5,1 до 28,3 %, для арматури - від 9,3 до 27,6 %. Деформації бетону перехресних дослідних зразків, заміряні безпосередньо на верхній грані на ділянці перетину балок є меншими, ніж на сусідніх ділянках в середньому на 19,8 %.

5. Використання спекл-кореляційного методу дозволило виявити особливості зміни НДС стиснутого бетону верхньої грані перехресних балок в зоні їх перетину і заміряти деформації до повного руйнування верхнього шару бетону. Деформативність бетону цих балок за умов двовісного стиску є меншою від деформативності бетону складових лінійних балок, випробуваних окремо за одновісного стиску.

6. Моделювання роботи лінійних і перехресних дослідних зразків в ПК «Ліра» показало принципову різницю НДС балок в зоні їх перетину. Характер розподілу напружень в цій зоні є суттєво іншим. Якщо для лінійних балок

напруження в зоні чистого згину є практично однаковими, то для перехресних балок суттєвою є різниця між напруженнями в цій зоні. Вони є меншими на ділянці перетину балок розміром 10x10 см (далі ДП) і більшими на сусідніх з ділянкою ДП зонах. Зменшення напружень на ділянці ДП порівняно з сусідніми ділянками є різним і залежить від конструкції дослідних зразків і становить в середньому від 23,7 до 27,6 %.

7. Застосування методу акустичної емісії дало можливість виявити особливості зміни НДС стиснутого бетону балок в зоні їх перетину внаслідок двовісного обтиску.

8. Розроблено рекомендації щодо розрахунку залізобетонних балок в плитах з двонапрямленим розташуванням вставок з врахуванням двовісно стиснутого бетону.

9. Застосування порожниноутворювальних вставок в залізобетонних монолітних перекриттях та фундаментних плитах підтвердило їхню ефективність щодо зменшення власної ваги, економії арматури і бетону. У запроваджених для використання результатів роботи плитних конструкціях витрата бетону і, відповідно, власна вага зменшилася на 26,2-31,9 %, витрата арматури - на 11,7 %.

10. Внаслідок суттєвого зменшення витрати бетону при улаштуванні монолітних плит перекриття та інших плитних конструкцій з двонапрямленим розташуванням вставок, які мають все ширше застосування, суттєвою є екологічна складова проблеми, пов'язана насамперед зі зменшенням викиду CO₂, що відповідає європейській і світовій стратегії низьковуглецевого розвитку.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ЛІТЕРАТУРНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Азизов Т. Н. Пространственная работа железобетонных перекрытий. Теория и методы расчета: дис. д-ра техн. наук: спец. 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения». Полтава, 2005. 394 с.
2. Азізов Т. Н., Мельник О. В. Експериментальні дослідження жорсткості та міцності залізобетонних елементів коробчастого перерізу з нормальними тріщинами при крученні. Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. 2011. Вип. 21. С. 82–86.
3. Артюх В. Г., Санников І. В. Досвід проектування та будівництва монолітних залізобетонних плит з циліндричними порожнинами в перекриттях цивільних будинків. Будівництво України. 2007. Вип. 4. С. 13–15.
4. Артюх В. Г., Тонкачєєв Г. М. Практика проектування і зведення велико-прольотних монолітних багатопустотних плит перекриття. Сучасне промислове та цивільне будівництво. 2005. Т. 1, № 1. С. 5–12.
5. Бабаєв В. М., Бугаєвський С. О., Євель С. М., Євзеров І. Д., Лантух-Лященко А. І., Шеветовський В. В., Шимановський О. В., Шмуклер В. С. Чисельні та експериментальні методи раціонального проектування та зведення конструктивних систем. Київ, 2017. 404 с.
6. Бабаєв В. М., Бамбура А.М., Пустовойтова О.М та ін. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84 і EN 1992-1-1 (Eurocode 2). Харків: Золоті сторінки. 208 с.
7. Бамбура А. М. Експериментальні основи прикладної деформаційної теорії залізобетону: автореф. дис. ... д-ра техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди». Харків, 2006. 49 с.
8. Бамбура А. М., Гурківський О. Б., Безбожна М. С., Дорогова О. В. Деформаційна модель та алгоритм визначення напружено-деформованого стану розрахункового перерізу залізобетонних елементів. Строительство, материалo-ведение, машиностроение: сб. науч. трудов. 2009. № 50. С. 19–25.

9. Бамбура А.М., Дорогова О.В., Сазонова І.Р. Попереднє призначення площі розтягнутої арматури для прямокутного перерізу при згині. Наука та будівництво. 2017. № 3. С. 32-39.

10. Бамбура А.Н., Давиденко А.И. Экспериментальные исследования закономерности деформирования бетона при двухосном сжатии. Строительные конструкции. 1989. Вып. 42. С. 95-98.

11. Барашиков А. Я., Журавський О. Д. Дослідження прогинів залізобетонних плит з урахуванням одноосного та двоосного попереднього обтиску. Бетон и железобетон в Украине. 2000. № 3. С. 2–8.

12. Бліхарський З.Я., Кархут І.І. Розрахунок і конструювання згинаних залізобетонних елементів. Навчальний посібник. Львів, 2017.

13. Вознюк Л. І., Демчина Б. Г., Собчак-Пястка Ю. Випробування керамзитобетонних плит перекриття із ефективними вставками. Вісник Львівського національного аграрного університету. Архітектура і сільсько-господарське будівництво. 2016. № 17. С. 109–117.

14. Вознюк Л.І., Демчина Б.Г., Сурмай М.І., Артеменко В.В. Виготовлення ефективних збірних плит перекриття в заводських умовах. Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва. 2019. №912. С. 12–18.

DOI: [\(http://nbuv.gov.ua/UJRN/VNULPTPB_2019_912_4\)](http://nbuv.gov.ua/UJRN/VNULPTPB_2019_912_4). (132).

15. Гнідець Б. Г. Досвід застосування збірно-монолітних кесонних перекриттів громадських будинків. Будівельні конструкції. 2007. Вип. 67. С. 549–560.

16. Гомон Св.Св., Верешко О.В. Напружено-деформований стан згинальних дерев'яних елементів в умовах впливу агресивного кислотного середовища з врахуванням повних діаграм деформування матеріалу // Наукові нотатки. Луцьк: ЛНТУ, 2023. № 75. С. 200-205.

DOI: [\(https://doi.org/10.36910/775.24153966.2023.75.33\)](https://doi.org/10.36910/775.24153966.2023.75.33).

17. Городецкий А. С., Евзеров И. Д. Компьютерные модели конструкций. Киев, 2005. 344 с.

18. Гомон Св.Св., Гомон С.С., Рошук М.М. Експериментально-теоретичні дослідження критичних деформацій деревини хвойних порід з підвищеним вмістом вологи. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Рівне: НУВГП, 2023. Вип. 44. С. 157-164.

DOI: <https://doi.org/10.31713/budres.v0i44.18>.

19. Давыденко А.И. Влияние сложного напряженного состояния на параметры диаграммы сжатия бетона и его учет при расчете железобетонных балок на деформируемом основании: дис. кандидата техн. наук: спец. 05.23.01 «Строительные конструкции». Киев, 1988. 154 с.

20. ДБН А.1.1-94:2010. Проектування будівельних конструкцій за Єврокодом. Основні положення. Київ: Мінрегіонбуд України, 2012. 22 с.

21. ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво у сейсмічних районах України. Київ, 2014. 110 с.

22. ДБН В.2.6-6-95. Проектування, будівництво та експлуатація будинків системи «Пластбау». Київ, 1997. 88 с.

23. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. [Чинні від 2011-06-01]. Київ, 2011. 71 с.

24. Делявський М.В., Здолбіцька Н.В., Онишко Л.Й., Здолбіцький А.П. Визначення напружено-деформованого стану в тонких ортотропних плитах на пружній основі Вінклера. Фізико-хімічна механіка матеріалів. 2014. Т. 50, № 6. С. 15–22.

25. Демчина Б. Г., Литвиняк О. Я., Кунанець Ю. М. Експериментальні дослідження коротких збірно-монолітних залізобетонних плит перекриття з використанням пінобетону. Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва. 2012. № 737. С. 78–84.

26. Демчина Б. Г., Рутковська І. З., Вознюк Л. І. Особливості розрахунку багатошарових плит перекриття на ПК «ЛІРА». Сучасне промислове та цивільне будівництво. 2009. Т. 5, № 4. С. 179–185.

27. Демчина Б.Г., Гладишев Р.Д. Дослідження відхилення випусків арматури у стиках збірних залізобетонних колон багатоповерхових промислових будівель. Наука і будівництво. 2020. Вип. 25(3). С. 39–46.

DOI: <https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v25i3.4>.

28. Дорофеев В. С., Бондаренко Д. О. Результаты численных исследований фрагментов монолитных безбалочных бескапительных перекрытий. Будівельні конструкції. 2011. Вип. 74(1). С. 563–570.

29. Дорофеев В. С., Шеховцов И. В., Петраш С. В. О некоторых аспектах работы каркасных систем с безбалочными перекрытиями. Будівельні конструкції. 2013. Вип. 78(1). С. 35–40.

30. ДСТУ Б В.2.6-156: 2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. [Чинний від 2011-06-01]. Київ, 2011. 118 с.

31. Егупов К. В., Немчинов Ю. И. Комплексная оценка уязвимости железобетонных зданий при сейсмических воздействиях. Будівельні конструкції. 2011. Вип. 74(1). С. 89–99.

32. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1: 2004, IDT): ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1: 2010 [Чинний від 2013-07-01]. Київ, 2012. 156 с.

33. Євстаф'єв В. І. Полегшені багат шарові покриття для архі-тектурно-будівельних систем з широким кроком несучих конструкцій: автореф. дис. ... канд. техн. наук. Київ, 2004. 18 с.

34. Журавський О. Д., Мельник І. В. Робота монолітних залізобетонних плит з постнапруженою арматурою. Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва. 2013. № 755. С. 135–138.

35. Журавський О., Тимошук В. Дослідження плоскої залізобетонної плити підсиленої зовнішньою напруженою арматурою. Будівельні конструкції. Теорія і практика. 2020. Вип. 7. С. 4–11.

DOI: <https://doi.org/10.32347/2522-4182.7.2020.4-11>.

36. Журавський О.Д. Міцність, тріщиностійкість та деформації залізобетонних плит при складних навантаженнях: дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.01. Київ, 2021.

37. Іваницький Я.Л., Максименко О.П., Мольков Ю.В., Кунь П.С., Чепіль О.Я. Методика визначення залишкового ресурсу залізобетонних мостових балок та розроблення технічних засобів моніторингу деформацій. Техническая диагностика и неразрушающий контроль. №3. 2016. С.44-49.

38. Інформаційні матеріали системи Cobiax. Martina Schnellenbach-Held, Biaxial hollow slabs, theory and tests. Markus Aldejohann. Betonwerk Fertigteil-Technik. 10/2005. P. 50–59.

39. Ковальчик Я. І. Міцність, тріщиностійкість та деформативність попередньо напружених балкових залізобетонних прогонових будов мостів: дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук : спец. 05.23.01 "Будівельні конструкції, будівлі та споруди". Київ, 2015. – 224 с.

40. Козак Р., Демчина Б. Дослідження скляних балок на чотирьохточковий згин з використанням методу кореляції цифрових зображень. Будівельні конструкції. Теорія і практика. 2023. Вип. 12. С. 16–26.
DOI: <https://doi.org/10.32347/2522-4182.12.2023.16-26>.

41. Козачевский А. І., Снісаренко Є. А. Особливості проектування безригельних перекриттів. ЗНДІЕП, ПНПЖТТБ. Київ, 2008.

42. Котляр Н. И., Помазан М. Д. Устройство лёгких железобетонных перекрытий с пенополистирольными вкладышами Науковий вісник будівництва. 2009. Вип. 55. С. 68–76.

43. Кріпак В. Д., Адаменко В. М. Несуча здатність та деформативність залізобетонних плит при чистому згині моментами різних знаків. Современные проблемы строительства: Ежегодный научно-технический сборник. 2005. С. 269–275.

44. Кріпак В.Д., Антонов Р.Є. Монолітні плоскі перекриття з порожнистими вкладышами. Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. 2017. Вип. 8. С. 135-145.

45. Куцик О., Журавський О. Експериментально-теоретичні дослідження залізобетонних згинальних елементів з високоміцного бетону. Будівельні конструкції. Теорія і практика. 2021. Вип. 9. С. 87–93.

DOI: <https://doi.org/10.32347/2522-4182.9.2021.87-93>.

46. Литвиняк О., Демчина Б., Медвецька О.-М. Енергоефективність шаруватих залізобетонно-пінобетонних плит перекриття. Вісник Львівського національного університету природокористування. Архітектура і сільськогосподарствке будівництво. 2021. №22. С. 38–43.

DOI: <https://doi.org/10.31734/architecture2021.22.038>.

47. Лугченко О. І. Раціональні порожнисті бетонні та залізобетонні конструкції: автореф. дис. ... канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди». Харків, 2009. 22 с.

48. Лучко Й. Й., П. М. Коваль. Основи досліджень та випробувань будівельних матеріалів і конструкцій: навчальний посібник. Львів: Каменяр, 2011. 230 с.

49. Маштаков С. О. Напружено-деформований стан монолітного залізобетонного перекриття з трубчатими порожнинами: магістерська дипломна робота. Національний університет «Львівська політехніка». Львів, 2002. 87 с.

50. Мельник І. В. Визначення жорсткостей монолітних плоских залізобетонних перекриттів з трубчастими вставками квадратної форми. Механіка руйнування матеріалів і міцність конструкцій: зб. наук. пр. 5-ї Міжнар. конф. 2014. С. 491–498.

51. Мельник І. В. Конструктивні вирішення і особливості напружено-деформованого стану бетонних і залізобетонних елементів з порожнинами. Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва. 2007. №600. С.220-229.

52. Мельник І. В. Конструктивно-технологічні особливості бетонних і залізобетонних конструкцій з ефективними вставками. Науково-практичні проблеми сучасного залізобетону. 1997. С. 164–171.

53. Мельник І. В. Огляд методів розрахунку монолітних плоских залізобетонних перекриттів з порожниноутворюючими вставками. Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва. 2014. № 781. С. 139–144.

54. Мельник І. В. Спосіб виготовлення пустотілих бетонних і залізобетонних виробів Деклараційний патент на винахід. Державний департамент інтелектуальної власності. Бюл. № 7-II від 15.12.2000 р.

55. Мельник І. В., Сорохтей В. М. Зменшення власної ваги плоских монолітних залізобетонних перекриттів улаштуванням ефективних вставок. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. 2009. Вип. 19. С. 206–211.

56. Мельник І. В., Сорохтей В. М. Конструктивні рішення плоских монолітних залізобетонних перекриттів з ефективними вставками і експериментальне дослідження їх фрагментів. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. 2006. Вип. 14. С. 253–260.

57. Мельник І. В., Сорохтей В. М. Конструювання і дослідження плоских монолітних залізобетонних перекриттів з ефективними вставками. Budownictwo i inzynieria srodowiska. Zeszyty naukowe Politechniki Rzeszowskiej 2009. z. 55. S. 27–36.

58. Мельник І. В., Сорохтей В. М., Мурин А. Я. Експериментальні дослідження плоского монолітного залізобетонного перекриття розмірами в плані 7,6×12,1 м з пінополістирольними вставками. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. 2010. Вип. 20. С. 258–264.

59. Мельник І. В., Сорохтей В. М., Пелех А. Б., Приставський Т. В. Використання ефективних вставок в плоских монолітних залізобетонних перекриттях південно-східної частини стадіону по вул. Стрийська–Кільцева у м. Львові. Будівельні конструкції. Міжвідомчий наук.-техн. зб. 2011. Вип. 74, книга 2. С. 97–105.

60. Мельник І. В., Сорохтей В. М., Приставський Т. В., Бачкай О. С., Грушка Р. І., Барщик П. С. Порівняльні експериментальні дослідження

фрагментів монолітного перекриття з трубчастими вставками і суцільного перекриття. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. 2014. Вип. 29. С. 259–265.

61. Мельник І. В., Сорохтей В. М., Приставський Т. В., Крет В. О. Підсилення фундаментів будівлі залізобетонною монолітною плитою з пінополістирольними вставками. Вісник Львівського національного аграрного університету. Архітектура і сільськогосподарське будівництво. 2012. № 13. С. 59–64.

62. Мельник І. В., Царинник О. Ю., Сорохтей В. М. Конструювання і дослідження плоских монолітних перекриттів з ефективними вставками. Будівельні конструкції: 2007. Вип. 67. С. 794–801.

63. Мельник І. В., Бачкай О. С. Принципові конструктивні вирішення монолітних плоских залізобетонних прогонових будов мостів з полегшуючими вставками. Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва. 2015. № 823 [56]. С. 229–235.

64. Мельник І.В., Приставський Т.В., Партута В.П., Якимів Д.Ю. Особливості конструкції і напружено-деформованого стану перехресних залізобетонних балок. Просторовий розвиток. 2024. Вип. 8. – С. 315–327.

65. Мельник І.В., Сорохтей В.М., Приставський Т.В. Плоскі залізобетонні плитні конструкції з ефективними вставками: монографія. Львів: Видавництво Львівської політехніки. 2018. 272 с.

66. Мельник І.В., Сорохтей В.М., Приставський Т.В., Партута В.П. Реконструкція дерев'яних перекриттів із використанням монолітних залізобетонних плит з ефективними вставками. Вісник Львівського національного аграрного університету. Архітектура і сільськогосподарське будівництво. 2021. №22. С. 23–25.

DOI: <https://doi.org/10.31734/architecture2021.22.023>.

67. Мельник, І.В., Сорохтей, В.М., Приставський, Т.В., Партута, В. П. Техніко-економічна ефективність монолітних залізобетонних перекриттів з

вставками. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. 2018. Вип. 36. С. 142–150.

DOI: <http://ep3.nuwm.edu.ua/id/eprint/12546>.

68. Менейлюк О. І., Шавва К. І., Таран В. В. Зведення полегшених монолітних перекриттів на будівельному майданчику. Сучасне промислове та цивільне будівництво. 2013. Том 9. № 4. С. 221–229.

69. Нижник О. В. Безбалкові та часторебристі сталезалізобетонні перекриття: дис. ... д-ра техн. наук. Полтава, 2012. 452 с.

70. Новиков Н. В., Филоненко С. Й. Влияние параметров акустического тракта на числовое значение критериальной оценки выделения сигналов АЭ от трещин. Техническая диагностика и неразрушающий контроль. 1995. №1. с. 47 – 52.

71. Онищенко О. Г., Пічугін С. Ф., Онищенко В. О., Стороженко Л. І., Семко О. В., Слюсаренко Ю. С., Ємельянова І. А., Ландар О. М. Високо-ефективні технології та комплексні конструкції в промисловому й цивільному будівництві: монографія. Полтава, 2010. 452 с.

72. Павліков А. М., Бабич Є. М., Петтер Б. М. Безкапітельно-безбалкова каркасна конструктивна система будівлі: особливості та досвід використання під доступне житло. Будівельні конструкції. 2013. Вип. 78(1). С. 28–34.

73. Павліков А. М., Жарий С. С., Череднікова О. В., Панасенко Д. В. Результати експериментальних досліджень міцності та напружено-деформованого стану надколонної плити збірно-монолітного перекриття. Комунальне господарство міст. 2012. № 105. С. 22–27.

74. Помазан М. Д. Удосконалення технології улаштування полегшених залізобетонних перекриттів: автореф. дис. ... канд. техн. наук: спец. 05.23.08 «Технологія та організація промислового та цивільного будівництва». Харків, 2013. 23 с.

75. Санников И. В., Величко В. А., Сломонов С. В., Бимбад Г. Е., Томильцев М. Г. Монолитные перекрытия зданий и сооружений. Киев, 1991. 152 с.

76. Сборно-монолитные перекрытия Porotherm. URL: <https://wienerberger.ru/>.
77. Сборно-монолитные перекрытия RECTOLIGHT. URL: <https://rector-group.ru/produksiya/sbornno-monolitnye-perekrytiya/sbornno-monolitnye-perekrytiya-rectolight/>.
78. Сборно-монолитные перекрытия Ytong. URL: <https://www.ytong.ru/sbornno-monolitnye-perekrytija.php>.
79. Сборно-монолитные перекрытия МАРКО. URL: <http://kolumb.ru/p-marko/>.
80. Скальський В. Р., Андрейків О. Є. Оцінка об'ємної пошкодженості матеріалів методом акустичної емісії: Монографія. – Львів: Видавничий центр ЛНУ імені Івана Франка, 2006. – 330 с.
81. Скальський В. Р., Коваль П. М. Акустична емісія під час руйнування матеріалів, виробів і конструкцій. Методологічні аспекти відбору та обробки інформації. – Львів: СПОЛОМ, 2005. – 396 с.
82. Сташук П. М. Удосконалення визначення тріщиностійкості залізобетонних конструкцій методом акустичної емісії: дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук : спец. 05.23.01 "Будівельні конструкції, будівлі та споруди". Львів, 2003. – 223 с.
83. Стебловський І. А. Конструктивно-монотропне залізобетонне покриття з раціональними параметрами: автореф. дис. техн. ... наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди». Харків, 2015. 23 с.
84. Стороженко Л. І., Нижник О. В. Дослідження та проектування сталезалізобетонних безбалкових і часторебристих покриттів. Полтава, 2011. 300с.
85. Таран В. В., Тахтай Д. А., Недорезов А. В. Особенности конструктивных решений возведения многоэтажных зданий по системе «АРКОС». Вісник Донбаської національної академії будівництва та архітектури. 2009. № 6(80). С. 89-94.

86. Филоненко С. Ф. Акустическая эмиссия. Измерение, контроль, диагностика. – К.: КМУГА, 1999. – 312 с.
87. Шагин А. Л., Шмуклер И. В. Исследование и регулирование напряженно- деформированного состояния в составных дисках перекрытий. Совершенствование строительных материалов, технологий и методов расчета конструкций в новых экономических условиях: междунар. науч.-практ. конф. Сумы, 1994. С. 107–108.
88. Шмиг Р.А., Білозір В.В. Теоретичне оцінювання міцності ПЕТ-фібробетону на розтяг. Сучасні технології та методи розрахунку у будівництві. 2023. Вип. 18. С. 199–212.
DOI: [https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2022-8\(18\)-21](https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2022-8(18)-21).
89. Шмуклер В. С. Каркасно-панельное здание «РАМПА». Патент Украины № 4638, патент России № 2000398.
90. Шмуклер В. С. Пространственные железобетонные системы многокритериального соответствия: дис. ... д-ра техн. наук: спец. 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения». Харьков, 1997. 536 с.
91. Шмуклер В. С., Климов Ю. А., Бурак Н. П. Каркасные системы облегченного типа. Харьков: Золотые страницы, 2008. 336 с.
92. Шмуклер В. С., Шмуклер И. В. Каркасное здание «ИКАР». Патент Украины № 10955, патент России №2052592.
93. Шмуклер И. В. Сборные железобетонные диски перекрытий с рациональными поперечными связями: дисс. ... канд. техн. наук. Полтава, 1995.
94. Югов А. М., Таран В. В. Ефективність застосування полегшених монолітних плит перекриттів при реконструкції будівель. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. 2009. Вип. 18. С. 540–548.
95. Яловенко В. И., Санников И. В. Цилиндрические пустообразователи для применения в монолитных железобетонных плитах перекрытий. Будівельні конструкції. 2005.
96. ACI 530-92. ACI Standart Building Code Requirements for Masonry Structures. Part 1. American Concrete Institute, Detroit, Michigan. 1992. 64 p.

97. Atan V., Slate F.O. Structural Lightweight Concrete under Biaxial Compression. *ACI Journal*. 1973. Vol. 70. №3. P.182-186.
98. Bambura A., Mel'nyk I., Bilozir V., Sorokhtey V., Prystavskyi T., Partuta V. The stressed-deformed state of slab reinforced concrete hollow structures considering the biaxial compression of concrete. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*. 2020. №1/7(103). P. 34–42. <https://doi.org/10.15587/1729-4061.2020.194145>. (112)
99. Bambura A., Mel'nyk I., Bilozir V., Sorokhtey V., Prystavskyi T., Partuta V. The stressed-deformed state of slab reinforced concrete hollow structures considering the biaxial compression of concrete. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*. № 1/7(103) (2020). P. 34-42. DOI: 10.15587/1729-4061.2020.194145
100. Bares R. Tables pour le calcul des dalles et des parois. Paris, Dunod. 1969.
101. Bau-Innovation Gesellschaft mobil & Co. KG. ISOPLUS-EXTRA. 1991. 2 p.
102. BeePlate. Honeycomb Floor International URL: <http://www.beeplate.com/index.php?id=171&L=1>.
103. Beton-Kalendar 1972, II. T. Berlin, W. Ernst & Sohn, 1972.
104. Bittner E. Piatten und Behälter. Wien. Springer, 1965.
105. Building Concrete Floors & Roofs With Quad-Deck. Technical Bulletin. Vol. 1.80. Oct. 2006.
106. Charpin L., Pape Y., Coustabeau É., Toppani É., Heinfling G., Bellego C., Masson B., Montalvo J., Courtois A., Sanahuja J., Reviron N. (2018) A 12 year EDF study of concrete creep under uniaxial and biaxial loading. *Cement and Concrete Research*. Vol. 103. P. 140-159. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2017.10.009>
107. Cobiax System. URL: <http://cobiax.cl>
108. DALIFORM group. URL: <http://ru.daliform.com/prodotti/categorie.php>
109. Deng Z., Sheng J., Wang Y. (2019) Strength and Constitutive Model of Recycled Concrete under Biaxial Compression. *KSCE Journal of Civil Engineering*. Vol. 23, Issue 2. P. 699-710. <https://doi.org/10.1007/s12205-018-0575-8>. (103)

110. Ding F., Wu X., Xiang P., Yu Z. New damage ratio strength criterion for concrete and lightweight aggregate concrete. *Structural Journal*. 2021. Vol. 118. Issue 6. P. 165-178. DOI: [10.14359/51732989](https://doi.org/10.14359/51732989).

111. Gafoor A.H.M.A., Dinkler D. Modeling damage behavior of concrete subjected to cyclic and multiaxial loading conditions. *Structural Concrete*. 2022. Vol. 23. Issue 4. P. 2322-2336. DOI: <https://doi.org/10.1002/suco.202100109>.

112. Gang H., Kwak H.-G. A strain rate dependent orthotropic concrete material model. *International Journal of Impact Engineering*. 2017. Vol. 103. P. 211-224. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2017.01.027>.

113. Gerstle K., Aschl H. Behavior of Concrete under Multiaxial Stress Statis. *Journal Eng. Mech. Div. Proc. Amer. Soc. Civ. Eng.* 1980. Vol. 106. P. 1383-1403.

114. Hampel T., Speck K., Scheerer S., Ritter R., Curbach M. High-Performance Concrete under Biaxial and Triaxial Loads. *Journal of Engineering Mechanics*. 2009. Vol. 135, Issue 11. P. 1274-1280. DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2009\)135:11\(1274\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2009)135:11(1274)).

115. Harkava O.V., Pavlikov A.M. Determination of the bearing capacity of biaxially bended beams based on the design strength of reinforced concrete. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*. Vol. 1254. 2023. DOI: [10.1088/1755-1315/1254/1/012073](https://doi.org/10.1088/1755-1315/1254/1/012073).

116. Information. Bau-Innovation Gesellschaftmobil & Co. KG. ISOPLUS-SUPER. 1991. 1 p.

117. Ivanyts'kyi Ya. L., Maksymenko O. P., Zapotochny R. M., Mol'kov Yu. V. Optical-digital method for the determination of strain fields in local areas of reinforced-concrete bridges. *Materials Science*. 2015. Vol. 51. №. 2. P.261-266. DOI: [10.1007/s11003-015-9838-4](https://doi.org/10.1007/s11003-015-9838-4).

118. Ivanytskyi Ya.L., Blikharskyi Z. Ya., Maksymenko O. P., Panchenko O. V. and Blikharskyi Ya. Z. Development of the Methodology for Monitoring the Technical State of Bridge Structures and Establishment of Safe Operating Period. *Materials Science*. 2024. Vol. 79. DOI: [10.1007/s11003-024-00832-4](https://doi.org/10.1007/s11003-024-00832-4).

119. Ivashenko Y., Ferder A. Experimental studies on the impacts of strain and loading modes on the formation of concrete “stress-strain” relations. *Construction and Building Materials*. 2019. Vol. 209. P. 234-239.

DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.03.008>.

120. Korniychuck O., Masiuk G., Homon S., Aleksiiievets I., Chapiuk O., Kaynts D., Rizak V. Deformability of reinforced concrete beams under the action of repeated alternating loads // *Procedia Structural Integrity*. 2024. Vol. 59. p. 575-582.

DOI: <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2024.04.081>.

121. Kinasz R., Bilozir V., Shmyh R., Bidentk I. Gripping of Anchor Fiber of Ukrainian Production with Fine-Grain Concrete. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2021. №1203(2). 022050. 9 p.

DOI: [10.1088/1757-899X/1203/2/022050](https://doi.org/10.1088/1757-899X/1203/2/022050).

122. Kinasz R., Bilozir V., Shmyh R., Bilozir V., Bidentk I. Examination of Concrete Elements Bending Strength Reinforced by Polyethylene Terephthalate (PET) Waste. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2019. №603(4). 042041. 10 p. DOI: [10.1088/1757-899X/603/4/042041](https://doi.org/10.1088/1757-899X/603/4/042041).

123. Kinasz R., Bilozir V., Shmyh R., Vysochenko A. Suspensibility of Steel Fibre Reinforced Concrete Values with External Ribbed Armature. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2019. №471(5). 052047. 7 p.

DOI: [10.1088/1757-899X/471/5/052047](https://doi.org/10.1088/1757-899X/471/5/052047).

124. Klym A., Blikharsky Y., Panchenko O., Sobko Y. The Analysis of the Influence of Damaged Concrete Compression Zone on the RC Beam Using FEM. *Lecture Notes in Civil Engineering* . 2023. Vol. 438. P. 164–167.

DOI: [10.1007/978-3-031-44955-0_18](https://doi.org/10.1007/978-3-031-44955-0_18).

125. Klym A., Blikharsky Y., Panchenko O., Sobko Y., Blikharsky Z. Load-Bearing Capacity of the Repaired RC Beam Using Sika MonoTop 4012. *Lecture Notes in Civil Engineering* . 2024. Vol. 604. P. 212–224.

DOI: https://doi.org/10.1007/978-3-031-67576-8_19.

126. Kotsovos M.D. A Fundamental Explanation of the Behavior of the Reinforced Concrete Beams in Flexure Based on the Properties of Concrete under Multiaxial Stress. *Materiaux et Construction*. 1982. №90. P. 529-538.

127. Kupfer H., Gerstle K. Behavior of concrete under biaxial stresses. *Journal of the Engineering Mechanics Division. Proceeding amark. Soc. Civ. Eng.* 1973. Vol. 99. №4. 853-866 p.

128. Kupfer H.B., Hilsdorf H.K. Rűch H. Behavior of concrete under biaxial stresses. *ASI Journal, Proceedings*. 1969. Vol. 66. P. 656-666.

129. Mel'nyk I.V. Analysis of the Stiffnesses of Reinforced-Concrete Plane Monolithic Floors with Tubular Inserts. *Materials Science*. 2014. Vol. 50, p. 564-570. DOI: <https://doi.org/10.1007/s11003-015-9754-7>.

130. Mel'nyk I.V. Stress-Strain State of the Fragments of Armored Monolithic Floors with Tubular Inserts. *Materials Science*. 2016. Vol. 52. p. 269-279.

131. Mel'nyk I.V. Stiffness of Monolithic Reinforced-Concrete Slab Structures. *Materials Science*. 2019. Vol. 55. p. 367-373.

132. Mel'nyk I.V., Stashchuk M.H., Gogol M.V., Prystavskyi T.V., Ivasyk H.V., Partuta V.P. Methodology of calculation and experimental verification of rigidity of reinforced concrete structures with unidirectional cavities. *Materials Science*. 2023. Vol. 58. Iss. 6. P. 717–724. DOI: <https://doi.org/10.1007/s11003-023-00721-2>.

133. Melnyk I., Bilozir V., Bidenko I., Shulyar R., Partuta V. Load bearing capacity and cracking resistance to off-center compression of hollow concrete blocks. *Theory and Building Practice*. 2020. Vol. 2. №2. P. 119–126. DOI: <https://doi.org/10.23939/jtbp2020.02.119>.

134. Melnyk I., Hohol M., Partuta V. Research of concrete blocks optimized by cavity formation. *Lecture Notes in Civil Engineering*. 2022. Vol. 290. P. 277–288. DOI: https://doi.org/10.1007/978-3-031-14141-6_28.

135. Mohamed R.N., Zamri N.F., Elliott K.S., Rahman A.B.A., Bakhary N. Steel fibre self-compacting concrete under biaxial loading. *Construction and Building Materials*. 2019. Vol. 224. P. 255-265. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.07.076>.

136. Murray D. Concrete Plasticity Theory for Biaxial Stress Analysis. Journal Eng. Mech. Div. Proc. Amer. Soc. Civ. Eng. 1979. Vol. 105. P. 989-1006.

137. Pavlikov A., Kosior-Kazberuk M., Harkava O. Experimental testing results of reinforced concrete beams under biaxial bending. International Journal of Engineering & Technology. Vol. 7. Issue 3. P. 299-305.

DOI: <https://doi.org/10.14419/ijet.v7i3.2.14423>.

138. Quast M., Curbach M. Behaviour of concrete under biaxial dynamic loading. Proceeding of Fifth International Workshop on Performance, Protection and Strengthening of Structures under Extreme Loading. PROTECT 2015. p.3-10.

URL: [https://books.google.com.ua/books?id=9c4OCgAAQBAJ&pg=PA10&lpg=PA10&dq=M.+Curbach,+M.+Quast,+Concrete+under+biaxial+impact+loading,+in:+S.+Hiermaier+\(ed.\)&source=bl&ots=eR5fj6aOH&sig=ACfU3U170x4D0YgUj13CF3tRP3yadvuI4A&hl=ru&sa=X&ved=2ahUKEwi8itTu8NLIhVrwosKHZ__B7cQ6AEwAnoECAkQAQ#v=onepage&q=M.%20Curbach%20M.%20Quast%20Concrete%20under%20biaxial%20impact%20loading%20in%3A%20S.%20Hiermaier%20\(ed.\)&f=true](https://books.google.com.ua/books?id=9c4OCgAAQBAJ&pg=PA10&lpg=PA10&dq=M.+Curbach,+M.+Quast,+Concrete+under+biaxial+impact+loading,+in:+S.+Hiermaier+(ed.)&source=bl&ots=eR5fj6aOH&sig=ACfU3U170x4D0YgUj13CF3tRP3yadvuI4A&hl=ru&sa=X&ved=2ahUKEwi8itTu8NLIhVrwosKHZ__B7cQ6AEwAnoECAkQAQ#v=onepage&q=M.%20Curbach%20M.%20Quast%20Concrete%20under%20biaxial%20impact%20loading%20in%3A%20S.%20Hiermaier%20(ed.)&f=true).

139. Quast M., Curbach M. Concrete under biaxial dynamic compressive loading. Procedia Engineering. 2017. Vol. 210. P. 24-31.

DOI: <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.11.044>.

140. Rong C., Shi Q., Zhang T., Zhao H. New failure criterion models for concrete under multiaxial stress in compression. Construction and Building Materials. 2018. Vol. 161. P. 432-441. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.11.106>.

141. SKYRAIL – надежная и экономичная альтернатива традиционным перекрытиям. URL: http://tskdom.ru/apps/tsknew/add_files/files/tskdom_skyrail.pdf.

142. Sobko Y. The Methodology of Experimental Bending Moments Determination in Bridge Span Structures // Lecture Notes in Civil Engineering . 2020. Vol. 100. P. 443–450. DOI: [10.1007/978-3-030-57340-9_54](https://doi.org/10.1007/978-3-030-57340-9_54).

143. Tasuji N.E., Slate F.O., Filson A.H. Stress-strain Response and Fracture of Concrete in Biaxial Loading. ASI Journal. 1978. Vol. 75. №7. P.306-312.

144. Wang H., Sun H., Shen J., Fan W. Experimental study on dynamic biaxial tension-compression properties of hydraulic concrete. Australian Journal of Civil Engineering. 2021. Vol. 19. Issue 1. P. 98-106.

DOI: <https://doi.org/10.1080/14488353.2020.1813924>.

145. Zhou J., Pan J., Zhang L., Zhao J., Li Z. Experimental study on mechanical behavior of high-strength high-performance concrete under biaxial loading. Construction and Building Materials. 2020. Vol. 258 (2). P. 165-178.

DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2020.119681](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119681).

146. Zhuravskiy O. Bearing capacity of steel-fiber-concrete slabs with biaxially prestressed reinforcement. Опір матеріалів і теорія споруд. 2020. №105. P. 292–301. DOI: <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2020.105.292-301>.

147. Zhuravskiy O. Effective prestressed slabs for airfield pavements and roads. European Science. 2023. №2(sge16-02). P. 117–151.

DOI: <https://doi.org/10.30890/2709-2313.2023-16-02-029>.

Додаток А
Список опублікованих праць за темою дисертації

Список публікацій здобувача:

- у наукових періодичних виданнях, що включені до міжнародних науково-метричних баз:

1. Bambura A., Mel'nyk I., Bilozir V., Sorokhtey V., Prystavskyi T., Partuta V. The stressed-deformed state of slab reinforced concrete hollow structures considering the biaxial compression of concrete. Eastern-European Journal of Enterprise Technologies. 2020. №1/7(103). – P. 34–42. DOI: <https://doi.org/10.15587/1729-4061.2020.194145>. (Scopus). (Бамбура А.: розробка розрахункових схем двовісного стиску бетону; Мельник І.: обґрунтування розрахункових схем; Білозір В.: розрахунок за деформаційним методом; Сорохтей В.: розрахунок в ПК «Ліра»; Приставський Т.: формування висновків; Партута В.: аналіз літературних даних і постановка проблеми).

2. Mel'nyk I.V., Stashchuk M.H., Gogol M.V., Prystavskyi T.V., Ivasyk H.V., Partuta V.P. Methodology of calculation and experimental verification of rigidity of reinforced concrete structures with unidirectional cavities. Materials Science. 2023. – Vol. 58, iss. 6. P. 717–724. DOI: <https://doi.org/10.1007/s11003-023-00721-2>. (Scopus). (Мельник І.: формулювання проблеми та написання статті; Стащук М.: розрахункові залежності; Гоголь М.: редагування статті; Приставський Т.: графічне оформлення; Івасик Г.: формування висновків; Партута В.П.: аналіз теоретичних залежностей).

- у науковому фаховому виданні України:

3. Мельник, І.В., Сорохтей, В.М., Приставський, Т.В., Партута, В. П. Техніко-економічна ефективність монолітних залізобетонних перекриттів з вставками. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. 2018. Вип. 36. С. 142–150. URI: <http://ep3.nuwm.edu.ua/id/eprint/12546>. (Мельник І.: формулювання проблеми та написання статті; Сорохтей В.: обчислення техніко-економічних показників; Приставський Т.: графічне оформлення; Партута В.: порівняльний аналіз суцільних монолітних перекриттів і перекриттів з вставками).

4. Melnyk I., Bilozir V., Bidenko I., Shulyar R., Partuta V. Load bearing capacity and cracking resistance to off-center compression of hollow concrete blocks. Theory and Building Practice. 2020. Vol. 2, №2. P. 119–126. DOI: <https://doi.org/10.23939/jtbp2020.02.119>. (Мельник І.: експериментальні дослідження; Білозір В.: розрахунок за деформаційним методом; Біденко І.: графічне оформлення; Шуляр Р.: експериментальні дослідження; Партута В.: аналіз результатів досліджень).

5. Мельник І.В., Сорохтей В.М., Приставський Т.В., Партута В.П. Реконструкція дерев'яних перекриттів із використанням монолітних залізобетонних плит з ефективними вставками. Вісник Львівського національного аграрного університету. Архітектура і сільськогосподарське будівництво. 2021. №22. С. 23–25. DOI: <https://doi.org/10.31734/architecture2021.22.023>. (Мельник І.: формулювання мети, розрахунок перекриття та написання статті; Сорохтей В.: постановка проблеми; Приставський Т.: графічне оформлення; Партута В.: варіантне проектування реконструкції перекриттів з використанням вставок).

6. Мельник І.В., Приставський Т.В., Партута В.П., Якимів Д.Ю. Особливості конструкції і напружено-деформованого стану перехресних залізобетонних балок. Просторовий розвиток. 2024. Вип. 8. – С. 315–327. DOI: [10.32347/2786-7269.2024.8.315-327](https://doi.org/10.32347/2786-7269.2024.8.315-327). (Мельник І.: формулювання проблеми; Приставський Т.: графічне оформлення; Партута В.: підготовка і проведення експериментальних досліджень; Якимів Д.: розрахунок в ПК «Ліра»).

- які засвідчують апробацію матеріалів дисертації:

7. Партута В.П., Кущенко В.М. Вплив низькомодульних вставок на міцність і деформативність монолітних залізобетонних плит. Збірник тез доповідей 77-мої Студентської науково-технічної конференції (31 жовтня 2019 р., м. Львів). Львів: Видавництво Національний університет «Львівська політехніка». 2019. С. 33-34. URI: <https://ena.lpnu.ua/handle/ntb/53590>. (Партута В.: формування висновків та аналіз впливу вставок на міцність і деформативність; Кущенко В.: постановка проблеми та мети дослідження).

8. Мельник І.В., Сорохтей В.М., Приставський Т.В., Партута В.П. Реконструкція дерев'яних перекриттів з використанням монолітних залізобетонних плит з ефективними вставками. Ефективні технології і конструкції в будівництві та архітектура села: тези доповідей IV Міжнародної науково-технічної конференції (24-25 червня 2021 р., м. Дубляни). Дубляни. 2021. С. 44–45. (*Мельник І.: формулювання мети та розрахунок перекриття; Сорохтей В.: постановка проблеми; Приставський Т.: графічне оформлення; Партута В.: варіантне проектування реконструкції перекриттів з використанням вставок*).

Додаток Б

Акти впровадження результатів дисертаційного дослідження



Товариство з обмеженою відповідальністю

ДОБРОБУД

46027 Україна, м.Тернопіль, вул. Тролейбусна, 11Д. Тел./факс. (0352) 433869

E-mail : dobrobudltd@ukr.net, www.dobrobudltd.com.ua

«ЗАТВЕРДЖУЮ»

Директор ТзОВ «Добробуд»

 Кікінежді В.О.

ДОВІДКА

про впровадження результатів науково-дослідної роботи

При виконанні роботи з розробки робочих креслень монолітного залізобетонного каркасу будинку по вул. Білогірській у м. Тернополі використані результати дисертаційної роботи Партути Володимира Петровича на тему «Несуча здатність і деформативність монолітних залізобетонних плит з вставками в двох напрямках», спрямовані на оптимізацію залізобетонних конструкцій.

Так, при улаштуванні перекриттів застосовано полегшуючі вставки, що дало можливість зменшити витрату бетону на 31,7% при улаштуванні кожного з 10 перекриттів загальною площею 6713 м².

За рахунок суттєвого зменшення власної ваги перекриттів (в прольотній частині до 42%) на 11,7% зменшено витрату робочої арматури в залізобетонних конструкціях перекриттів.

Зменшення власної ваги перекриттів відобразилося також на зменшенні сейсмічного навантаження і відповідно на кількості армування у вертикальних та несучих конструкціях та фундаментах будинку.

Крім перекриттів 10-поверхового будинку і 3-хповерхової добудови до нього, при улаштуванні добудови використана монолітна залізобетонна плита товщиною 40 см з пінополістирольними вставками. Це дало можливість на 29,1% зменшити витрату бетону на плиту і суттєво покращити теплотехнічні характеристики підвального поверху добудови.

Головний інженер



Сабат І.О.

ОБСЛУГОВУЮЧИЙ КООПЕРАТИВ
«МБС-ЖИТЛО»

46027 Україна, м.Тернопіль, вул. Тролейбусна,11Д Тел./факс. (0352)433869

Довідка

про впровадження результатів дисертаційної роботи

Цією довідкою підтверджую, що при розробці конструкції монолітної залізобетонної фундаментної плити під 10-поверховий житлового будинку по вул. Тролейбусній, 11д у м. Тернополі були використанні результати дисертаційної роботи Партути Володимира Петровича, аспіранта Національного університету «Львівська політехніка» на тему «Несуча здатність і деформативність монолітних залізобетонних плит з вставками в двох напрямках».

Впровадження цих досліджень дозволило суттєво (на 26,2%) зменшити витрати бетону при улаштуванні фундаментної плити загальною висотою 70 см. Використання пінополістирольних вставок в плиті площею 569 м² заодно покращило теплотехнічні показники підвального поверху.

Голова Обслуговуючого кооперативу
«МБС-ЖИТЛО»



Реус Я.В.

ОБСЛУГОВУЮЧИЙ КООПЕРАТИВ
«БІЛОГІР'Я»

46027 Україна, м. Тернопіль, вул. Тролейбусна, 11Д Тел/факс. (0352) 433869

Довідка

про впровадження результатів дисертаційної роботи
Партути Володимира Петровича
на тему «Несуча здатність і деформативність монолітних залізобетонних плит
з вставками в двох напрямках»

При розробці проектної документації з розробки конструктивних рішень залізобетонних каркасів чотирьох багатоповерхових житлових будинків №№ 7, 8 по вул. Білогірській у м. Тернополі були використані і реалізовані на практиці результати експериментально-теоретичних досліджень Партути Володимира Петровича. Використовуючи пінополістирольні вставки, на 31,9% зменшили витрату бетону і відповідно власну вагу перекриттів з дво напрямленим розташуванням вставок загальною площею 6732 м².

Зменшення власної ваги суттєво зменшило навантаження на каркас будівлі і на його пальові фундаменти. В результаті це відчутно покращило загальні техніко-економічні показники споруди.

Крім цього, при добудові до будинку №7 пінополістирольні вставки використані у фундаментній монолітній залізобетонній плиті товщиною 45 см, що зокрема покращило теплотехнічні характеристики цокольного поверху.

Голова ОК «Білогір'я»



Черхавський М.І.



ПРИТВЕРДЖУЮ
Проректор
з науково-педагогічної роботи
Національного університету
«Львівська політехніка»
Олег ДАВИДЧАК
« » 2024 р.

АКТ

про використання результатів дисертаційної роботи на тему: «**Несуча здатність і деформативність монолітних залізобетонних плит з вставками в двох напрямках**», аспіранта кафедри автомобільних доріг та мостів Партути Володимира Петровича.

Нами, головою науково-методичної ради Інституту будівництва та інженерних систем, к.т.н., доцентом Позняк О.Р., завідувачем кафедри автомобільних доріг та мостів, д.т.н., професором Соболю Х.С., завідувачем кафедри будівельних конструкцій та мостів, д.т.н., доцентом Хміль Р.С. складено даний акт про те, що результати дисертаційної роботи Партути В.П. впроваджені в навчальний процес на кафедрі:

«Автомобільні дороги та мости»,

- в дисципліні «Проектування та дослідження залізобетонних мостів та споруд», що викладається для студентів другого рівня вищої освіти спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія», спеціалізації «Мости і транспортні тунелі».

«Будівельні конструкції та мости»,

- в дисципліні «Проектування залізобетонних та мурованих конструкцій», що викладається для студентів другого рівня вищої освіти спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія», спеціалізація «Промислове і цивільне будівництво»;

- в дисципліні «Проектування основ і фундаментів», що викладається для студентів другого рівня вищої освіти спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія», спеціалізація «Промислове і цивільне будівництво».

Голова НМР ІБІС
к.т.н., доцент


Оксана ПОЗНЯК

Завідувач кафедри автомобільні
дороги та мости,
д.т.н., професор

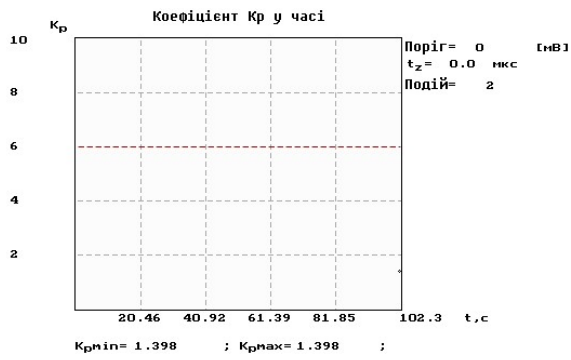

Христина СОБОЛЬ

Завідувач кафедри будівельні
конструкції та мости,
д.т.н., доцент

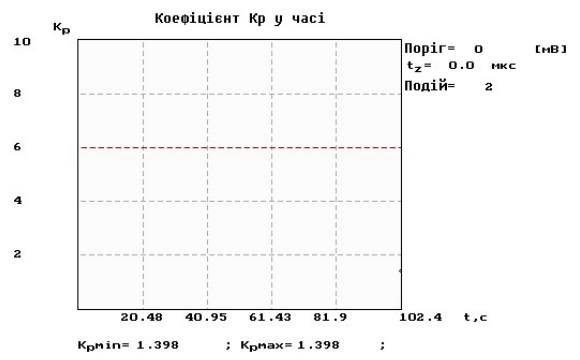

Роман ХМІЛЬ

Додаток В

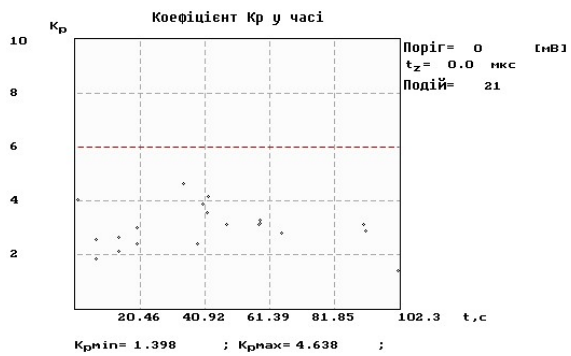
Графічні матеріали результатів застосування методу акустичної емісії при випробуванні дослідних зразків



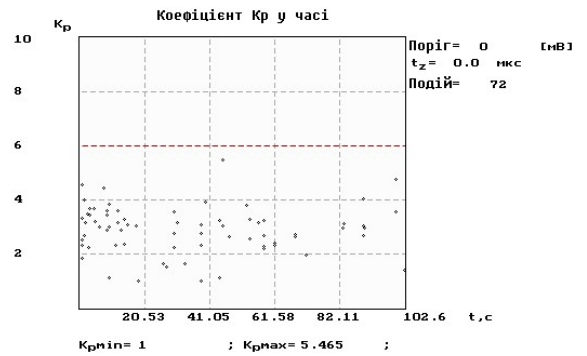
а)



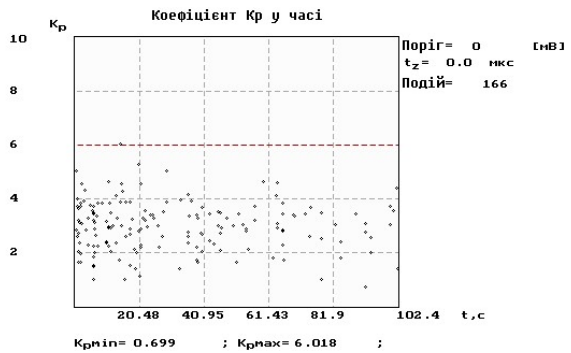
б)



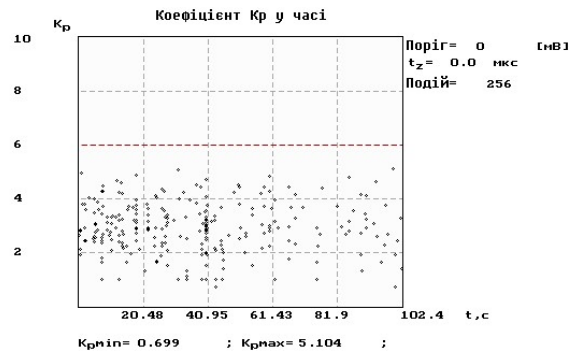
в)



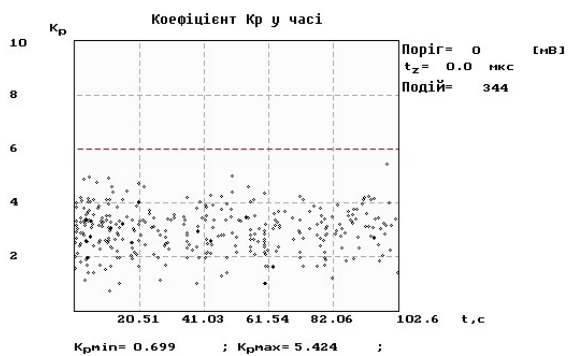
г)



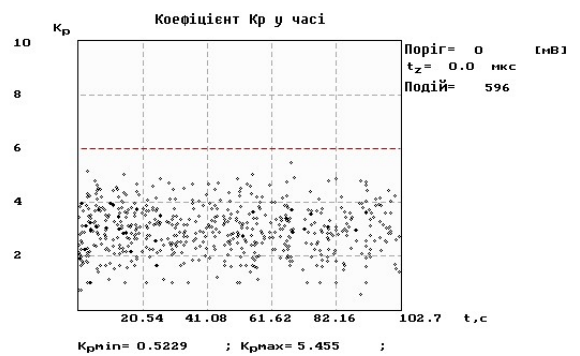
д)



е)



є)

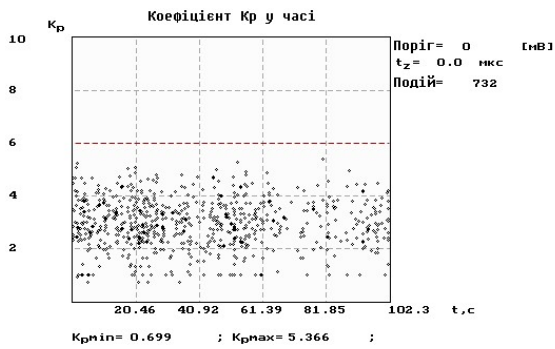


ж)

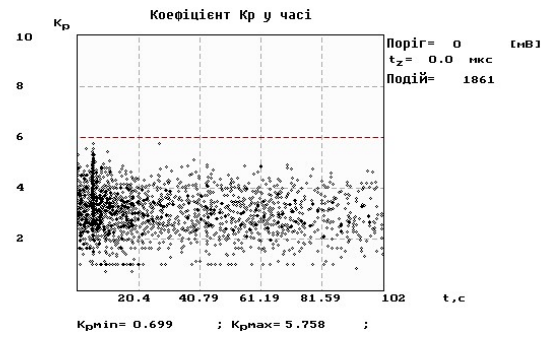
Рис. В.1 – Зміна в часі коефіцієнта K_p

під час випробування призми П-4 при навантаженні

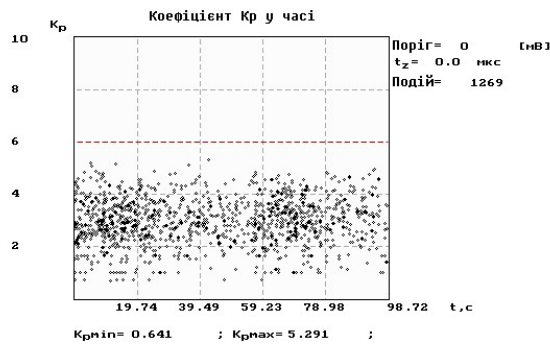
2 Тс (а), 4 Тс (б), 6 Тс (в), 8 Тс (г), 10 Тс (д), 12 Тс (е), 14 Тс (є) та 16 Тс (ж)



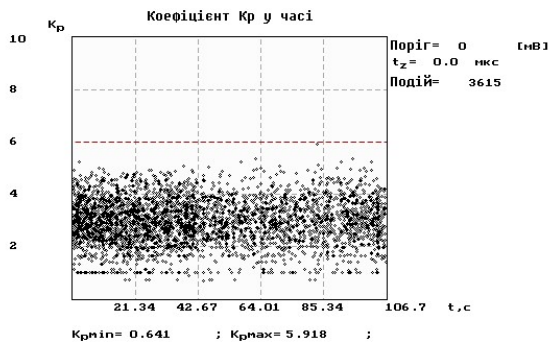
a)



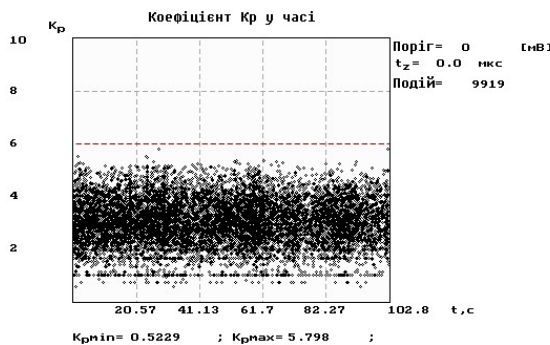
б)



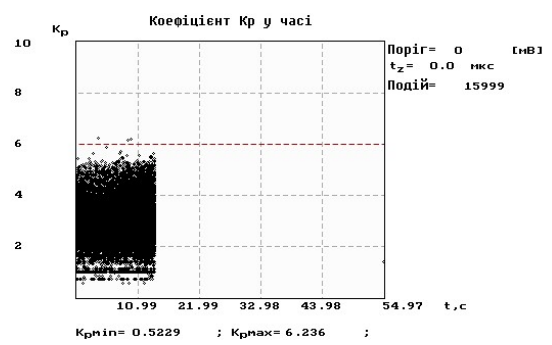
в)



г)

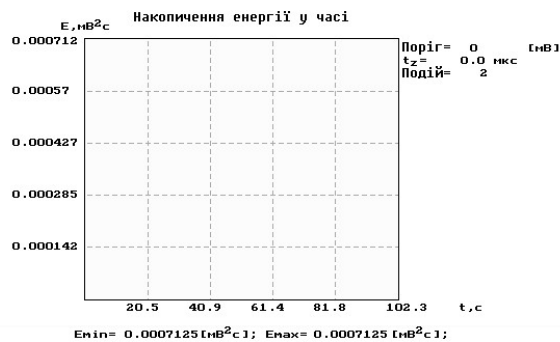


д)

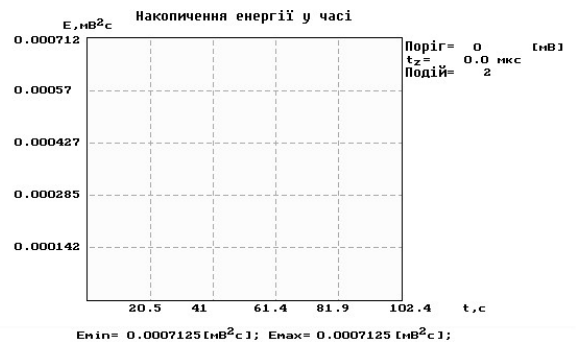


е)

Рис. В.2 – Зміна в часі коефіцієнта K_p під час випробування призми П-4 при навантаженні 18 Тс (а), 20 Тс (б), 22 Тс (в), 24 Тс (г), 26 Тс (д) та 28 Тс (е)

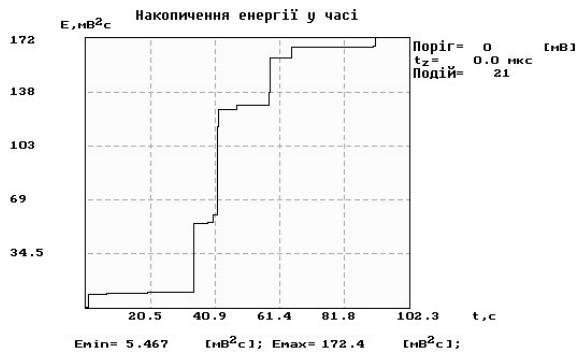


a)

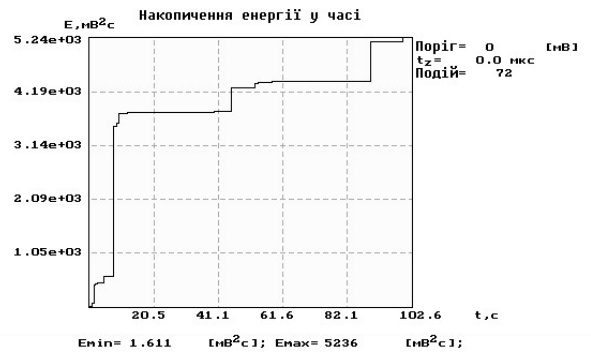


б)

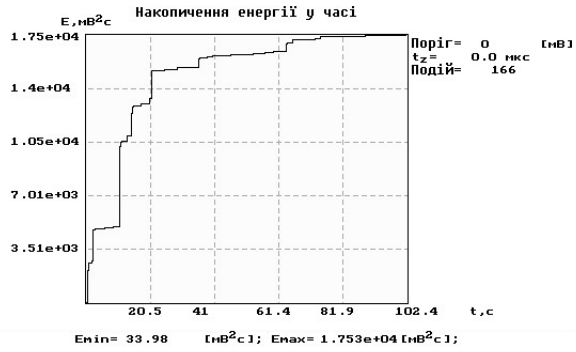
Рис. В.3 – Накопичення в часі енергії сигналів АЕ під час випробування призми П-4 при навантаженні 2 Тс (а) та 4 Тс (б)



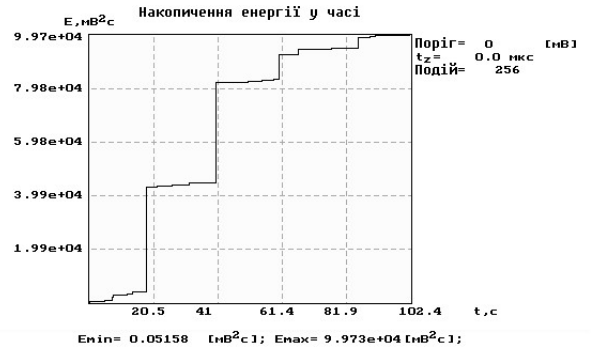
а)



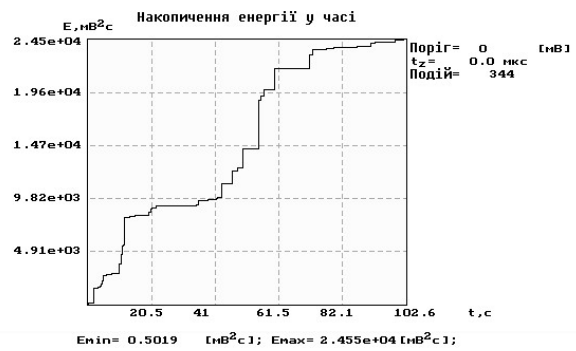
б)



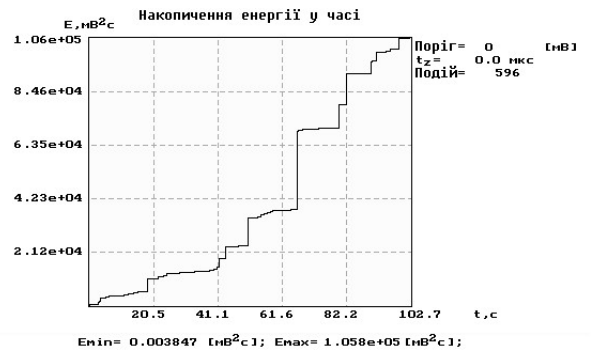
в)



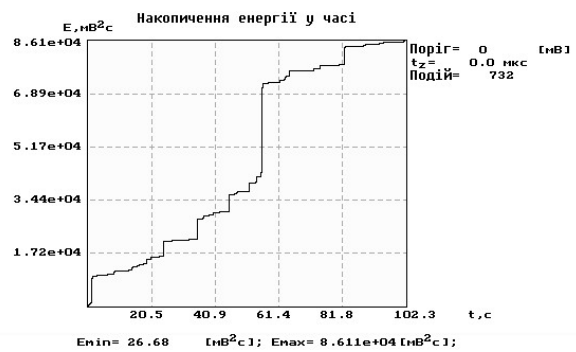
г)



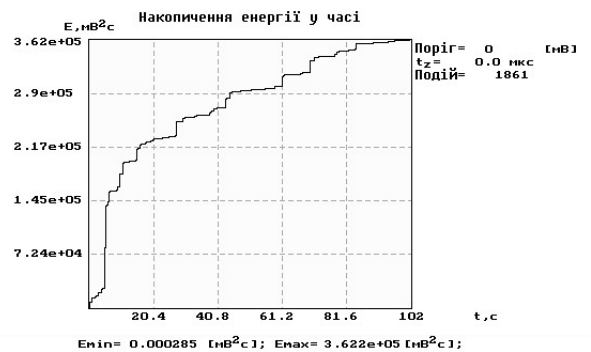
д)



е)



є)

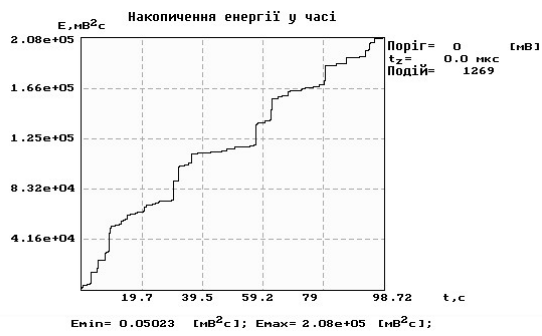


ж)

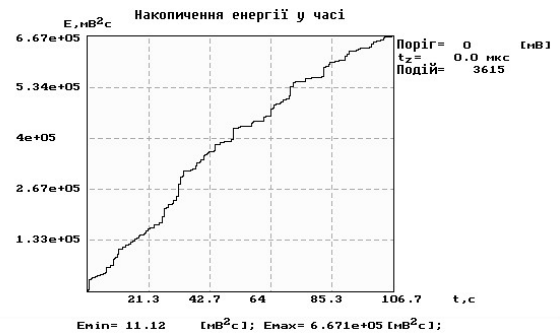
Рис. В.4 – Накопичення в часі енергії сигналів АЕ

під час випробування призми П-4 при навантаженні

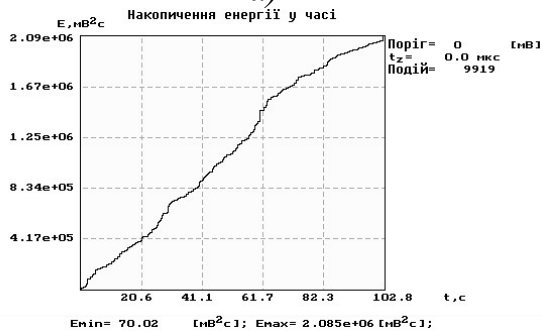
6 Тс (а), 8 Тс (б), 10 Тс (в), 12 Тс (г), 14 Тс (д), 16 Тс (е), 18 Тс (є) та 20 Тс (ж)



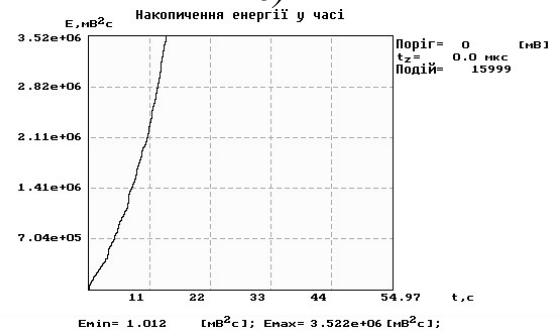
а)



б)



в)

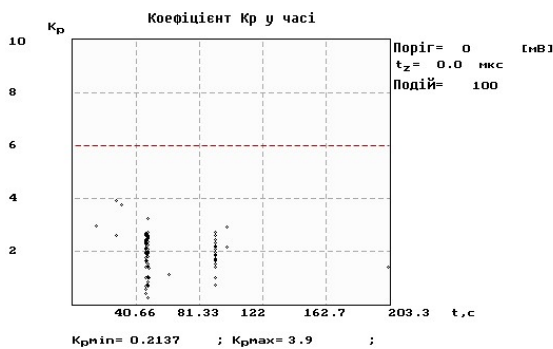


з)

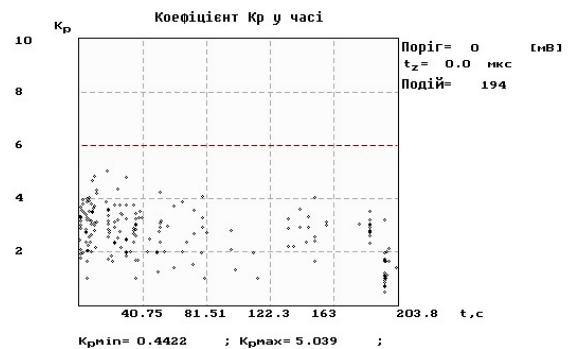
Рис. В.5 – Накопичення в часі енергії сигналів АЕ

під час випробування призми П-4 при навантаженні

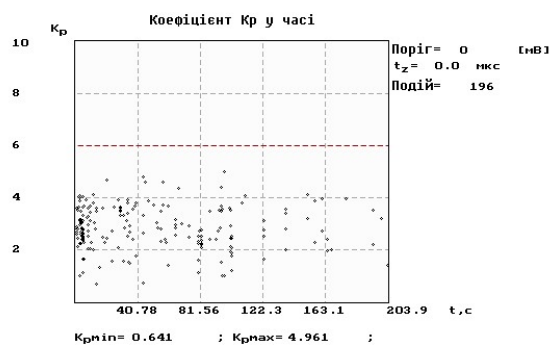
22 Тс (а), 24 Тс (б), 26 Тс (в) та 28 Тс (з)



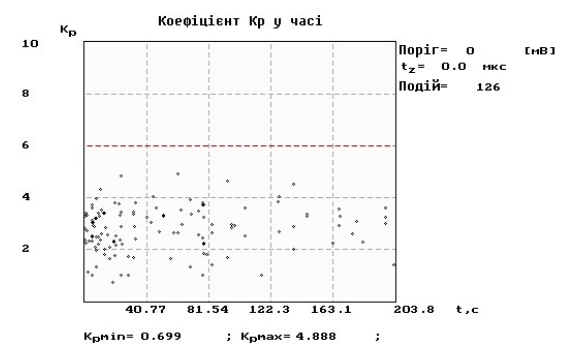
а)



б)



в)



з)

Рис. В.6 – Зміна в часі коефіцієнта K_p

під час випробування перехресного зразка ЛП-1 при зусиллі

1,552 кНм (а), 2,872 кНм (б), 4,075 кНм (в) та 5,453 кНм (з)

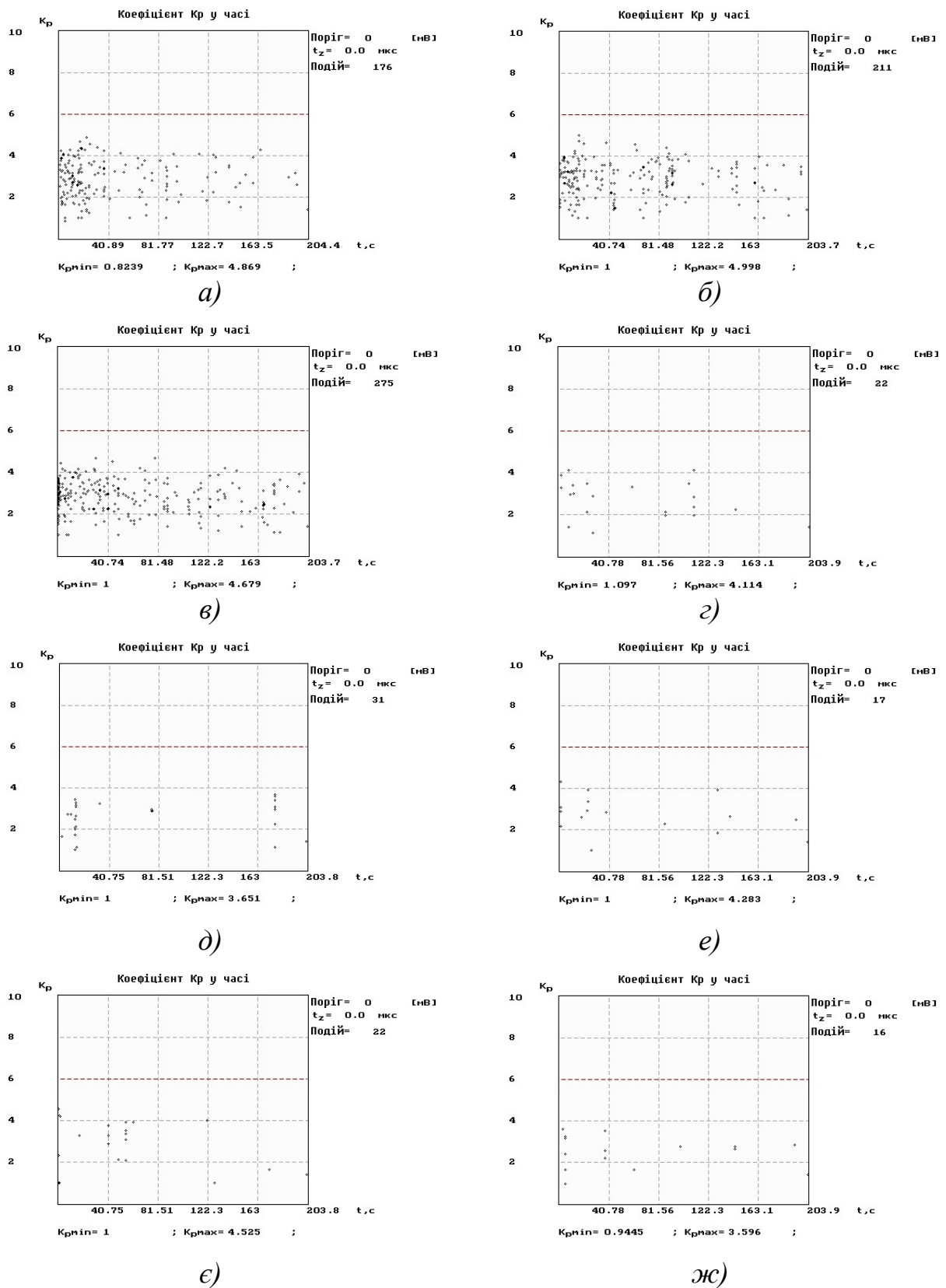


Рис. В.7 – Зміна в часі коефіцієнта K_p під час випробування перехресного зразка ЛП-1 при зусиллі 6,656 кНм (а), 7,918 кНм (б), 9,238 кНм (в), 11,703 кНм (г), 14,691 кНм (д), 15,545 кНм (е), 16,807 кНм (є) та 18,127 кНм (ж)

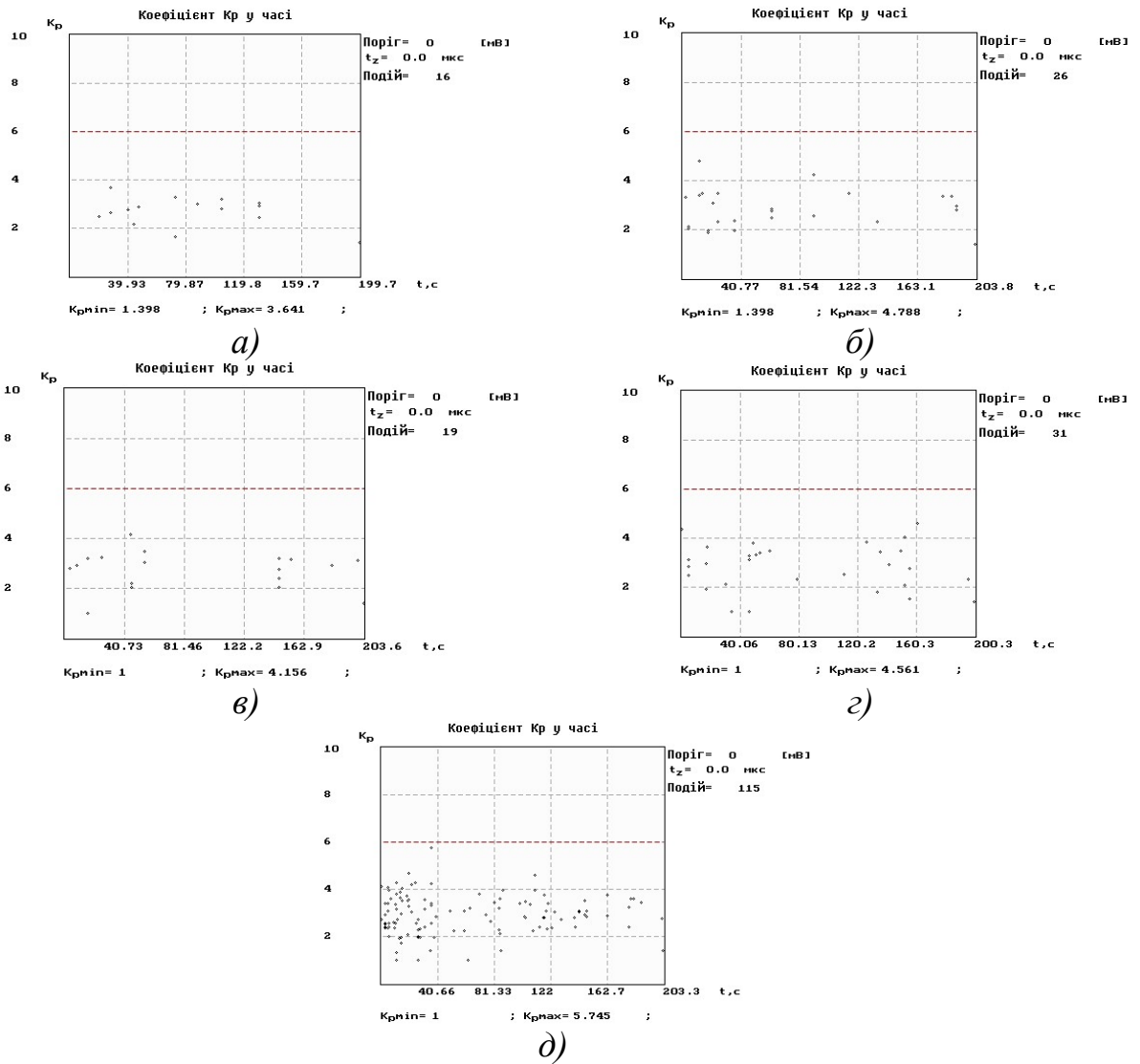


Рис. В.8 – Зміна в часі коефіцієнта K_p під час випробування перехресного зразка ЛП-1 при зусиллі 19,388 кНм (а), 20,592 кНм (б), 21,853 кНм (в), 23,115 кНм (г) та 23,686 кНм (д)

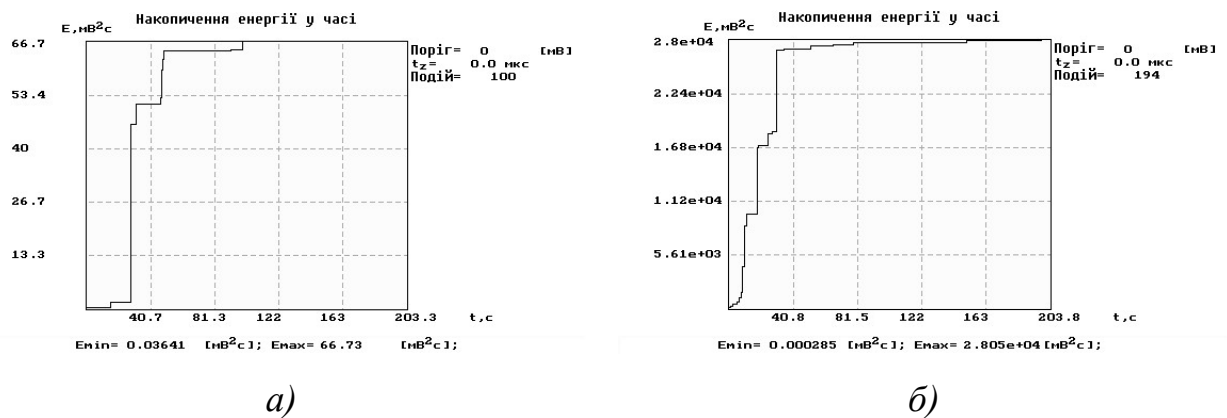
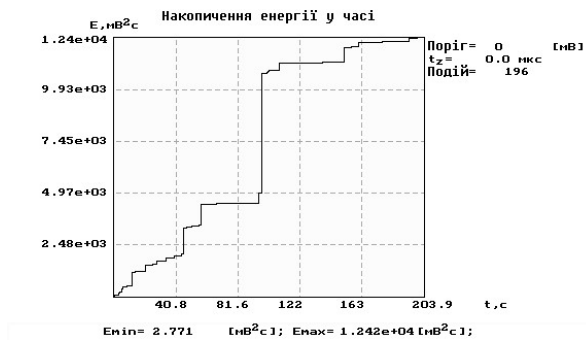
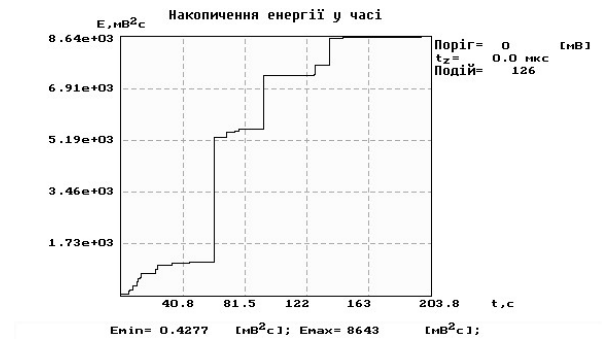


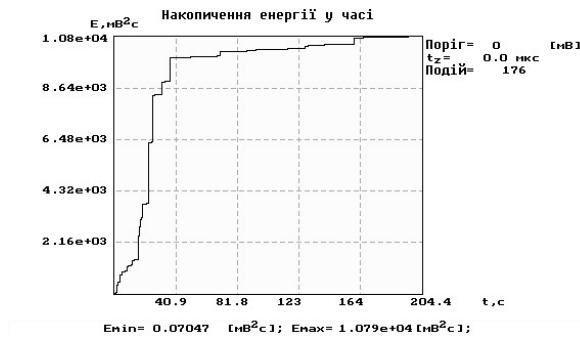
Рис. В.9 – Накопичення в часі енергії сигналів АЕ під час випробування перехресного зразка ЛП-1 при зусиллі 1,552 кНм (а) та 2,872 кНм (б)



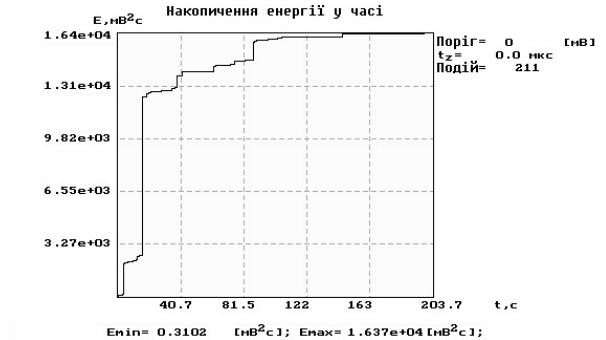
а)



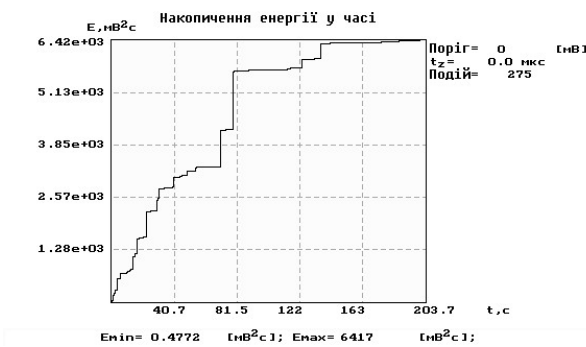
б)



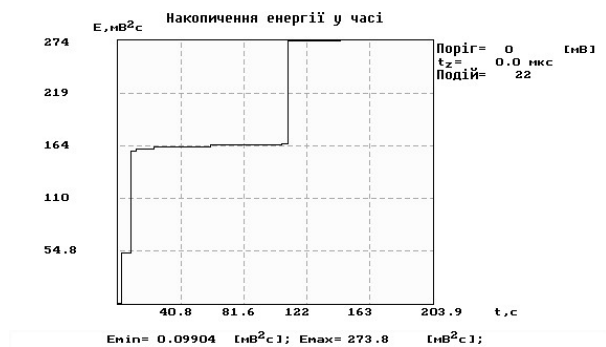
в)



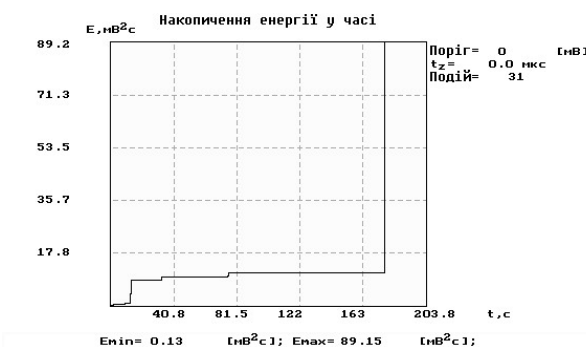
г)



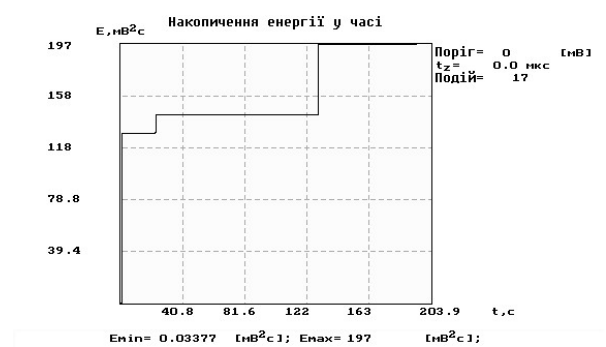
д)



е)



є)



ж)

Рис. В.10 – Накопичення в часі енергії сигналів АЕ під час випробування перехресного зразка ЛП-1 при зусиллі 4,075 кНм (а), 5,453 кНм (б), 6,656 кНм (в), 7,918 кНм (г), 9,238 кНм (д), 11,703 кНм (е), 14,691 кНм (є) та 15,545 кНм (ж)

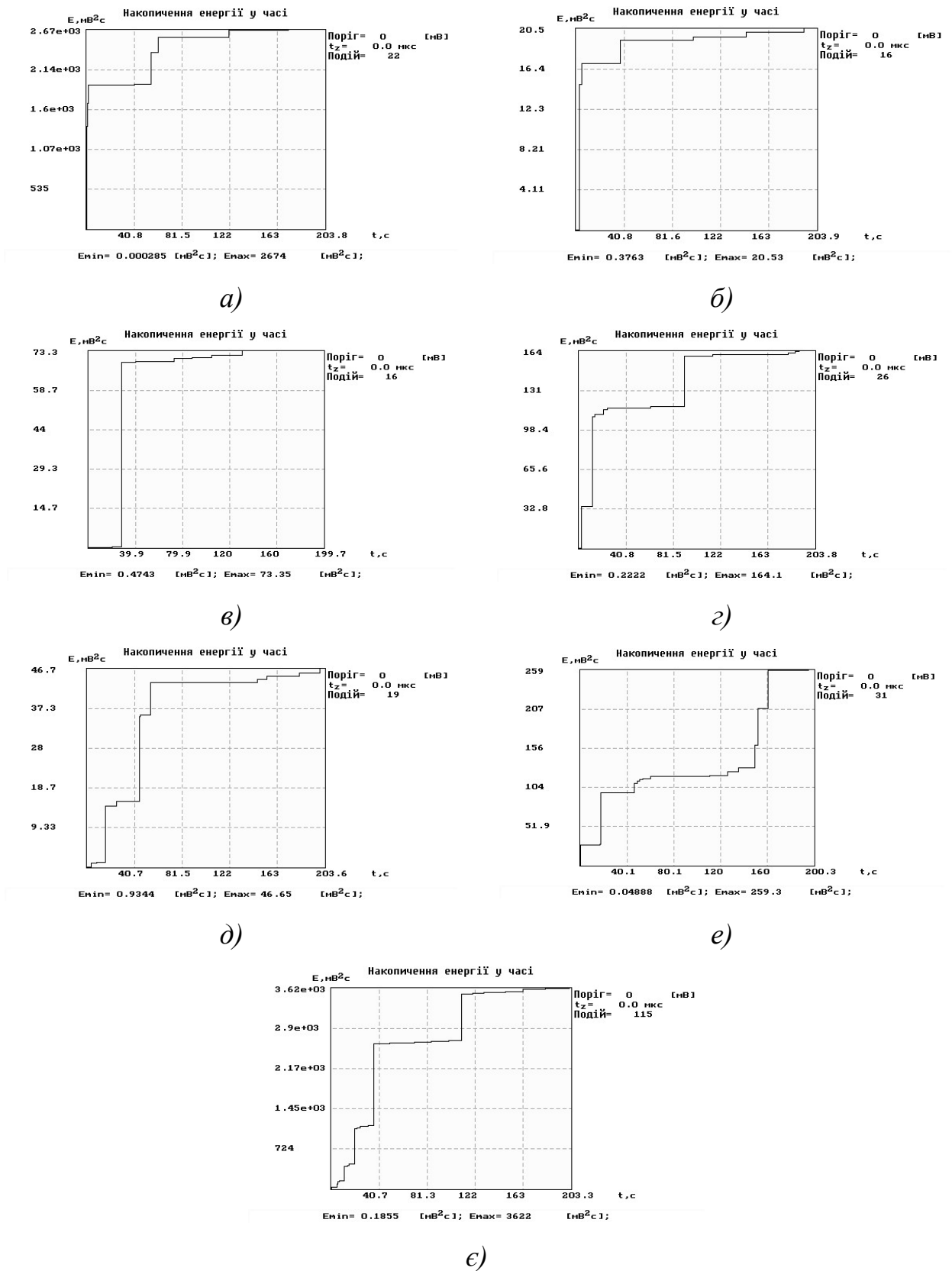
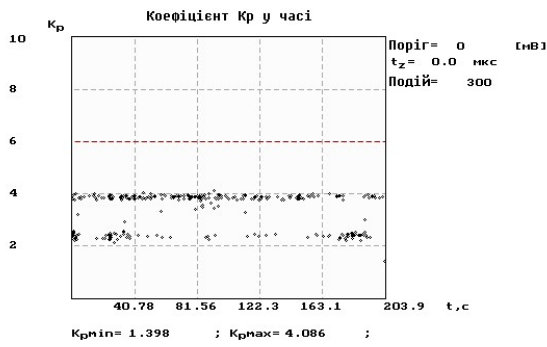
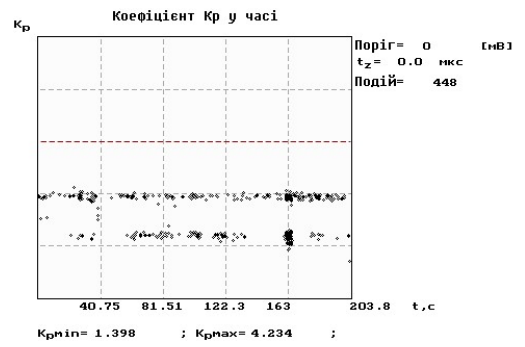


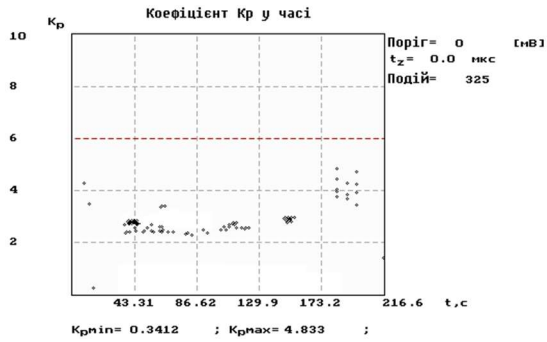
Рис. В.11 – Накопичення в часі енергії сигналів АЕ під час випробування перехресного зразка ЛП-І при зусиллі 16,807 кНм (а), 18,127 кНм (б), 19,388 кНм (в), 20,592 кНм (г), 21,853 кНм (д), 23,115 кНм (е) та 23,686 кНм (є)



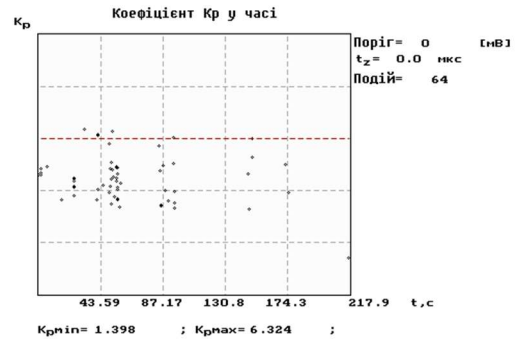
а)



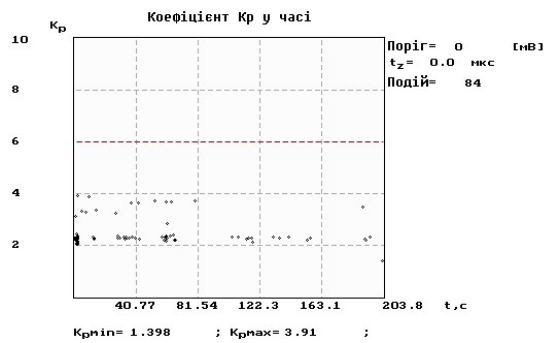
б)



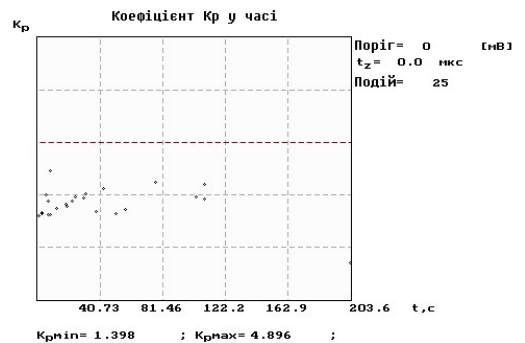
в)



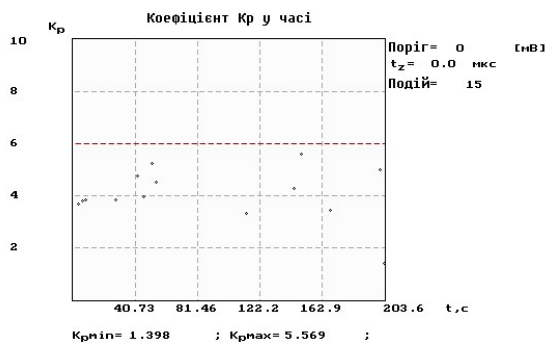
г)



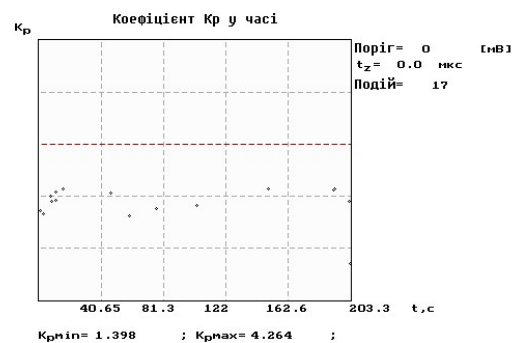
д)



е)



е)



ж)

Рис. В.12 – Зміна в часі коефіцієнта K_p під час випробування перехресного зразка ЛП-2 при зусиллі 1,601 кНм (а), 2,921 кНм (б), 4,183 кНм (в), 5,444 кНм (г), 6,648 кНм (д), 9,287 кНм (е), 11,868 кНм (е) та 11,450 кНм (ж)

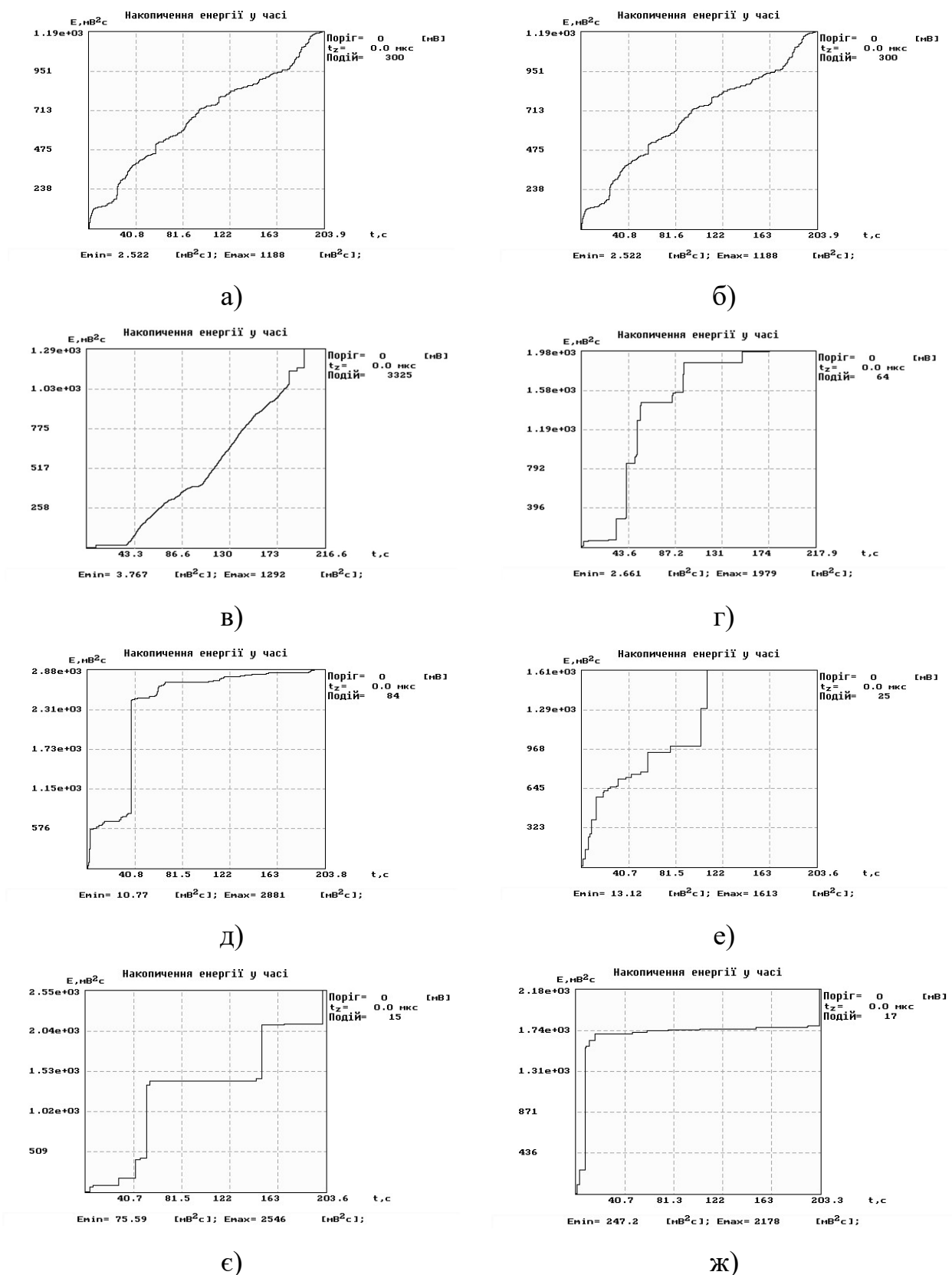
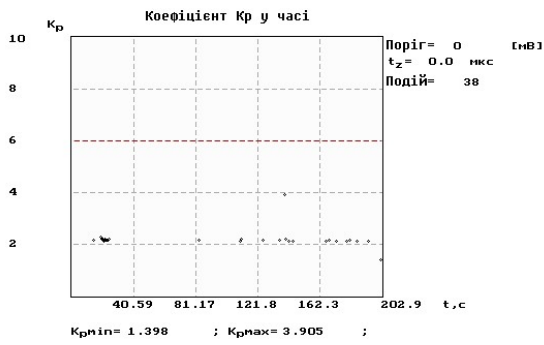
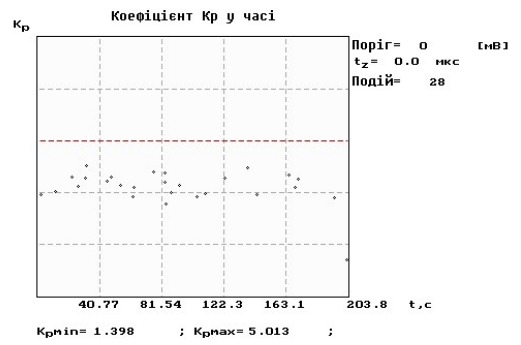


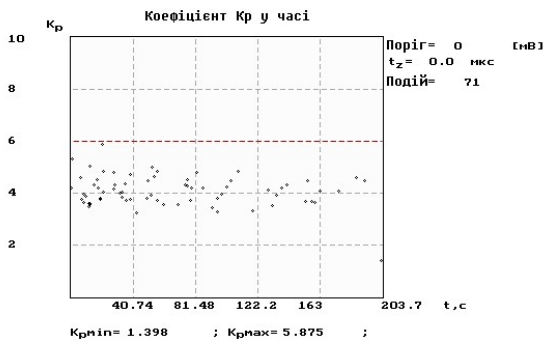
Рис. В.13 – Накопичення в часі енергії сигналів АЕ під час випробування перехресного зразка ЛП-2 при зусиллі 1,601 кНм (а), 2,921 кНм (б), 4,183 кНм (в), 5,444 кНм (г), 6,648 кНм (д), 9,287 кНм (е), 11,868 кНм (є) та 11,450 кНм (ж)



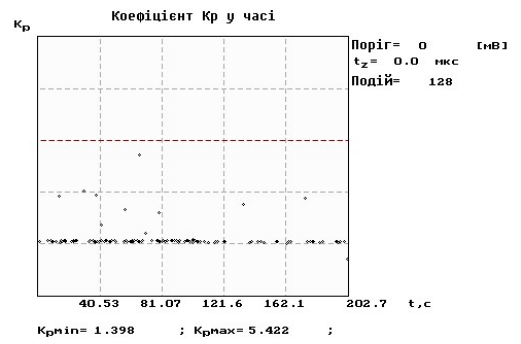
а)



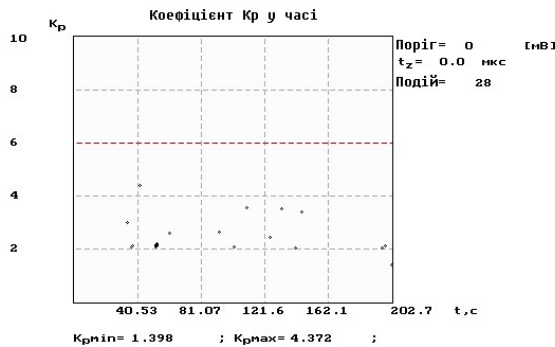
б)



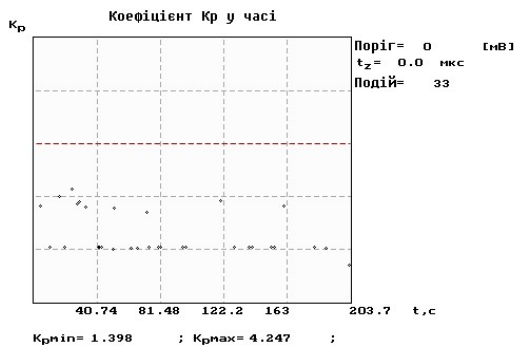
в)



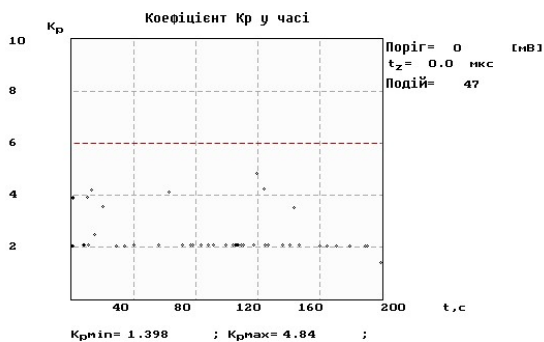
г)



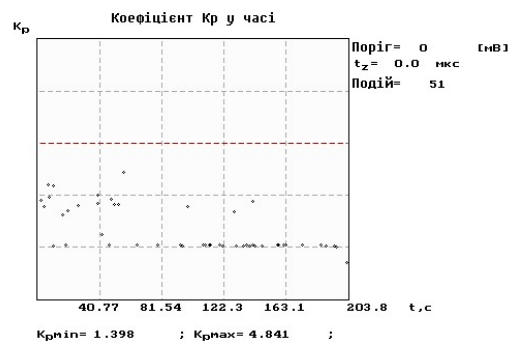
д)



е)



є)



ж)

Рис. В.14 – Зміна в часі коефіцієнта K_p під час випробування перехресного зразка ЛП-3 при зусиллі 1,593 кНм (а), 2,796 кНм (б), 4,116 кНм (в), 5,319 кНм (г), 6,523 кНм (д), 7,784 кНм (е), 10,249 кНм (є) та 12,773 кНм (ж)

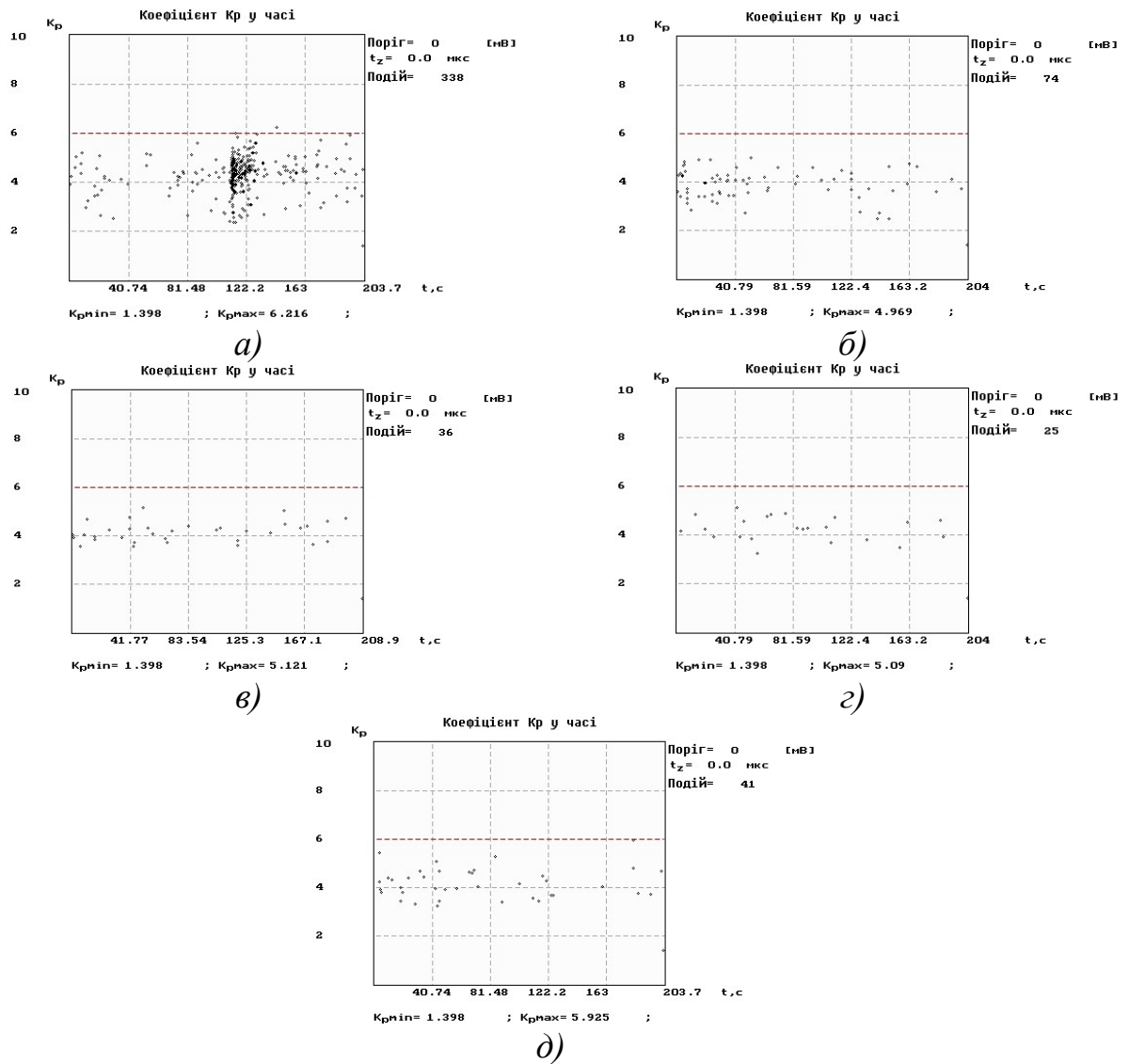


Рис. В.15 – Зміна в часі коефіцієнта K_p під час випробування перехресного зразка ЛП-3 при зусиллі 15,296 кНм (а), 17,877 кНм (б), 19,197 кНм (в), 20,516 кНм (г) та 21,836 кНм (д)

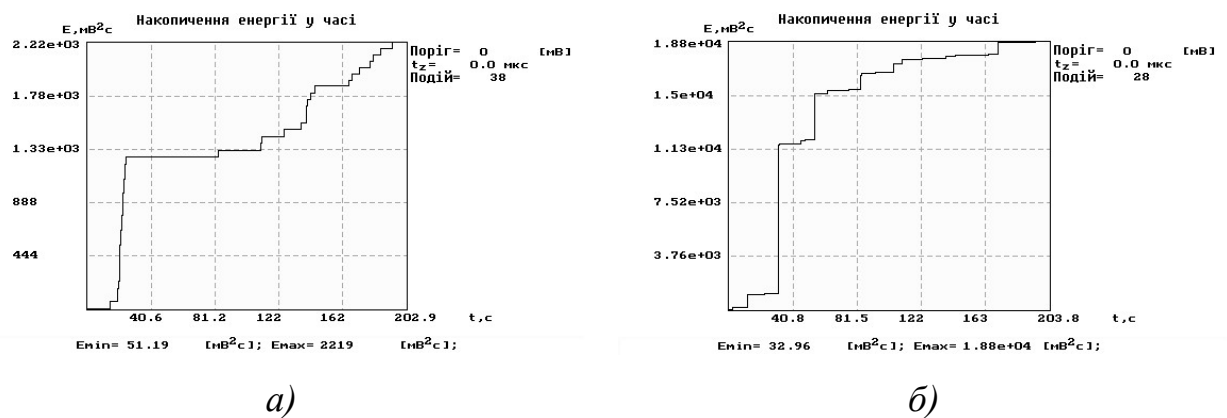
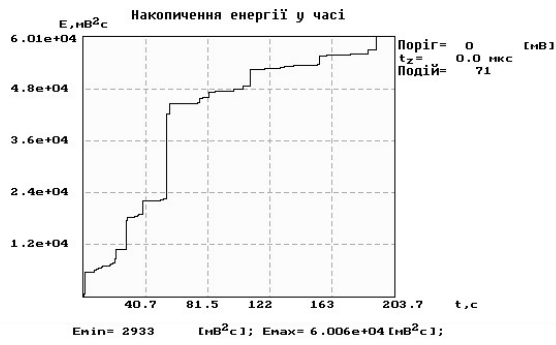
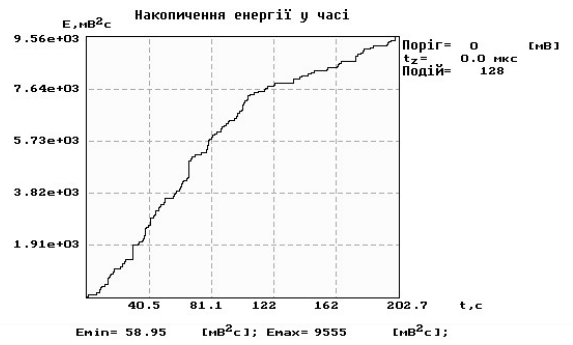


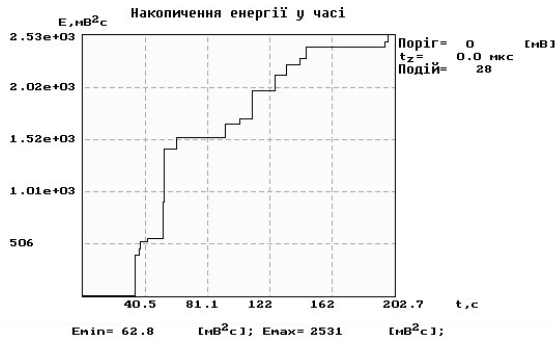
Рис. В.16 – Накопичення в часі енергії сигналів АЕ під час випробування перехресного зразка ЛП-3 при зусиллі 1,593 кНм (а) та 2,796 кНм (б)



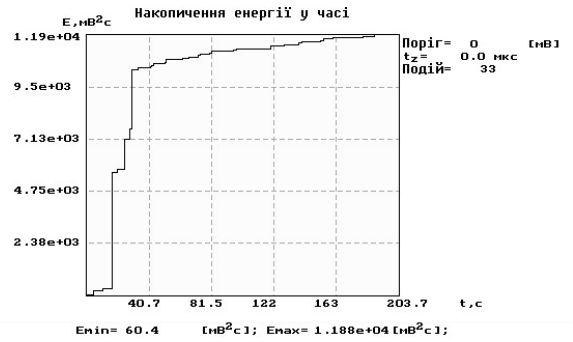
а)



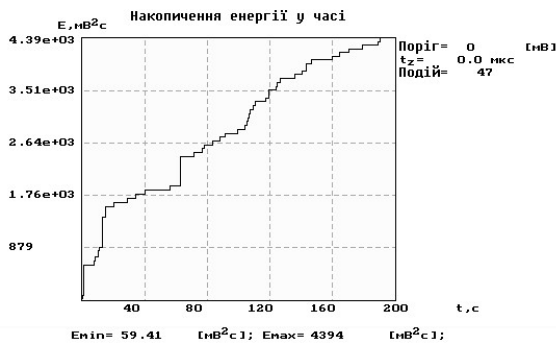
б)



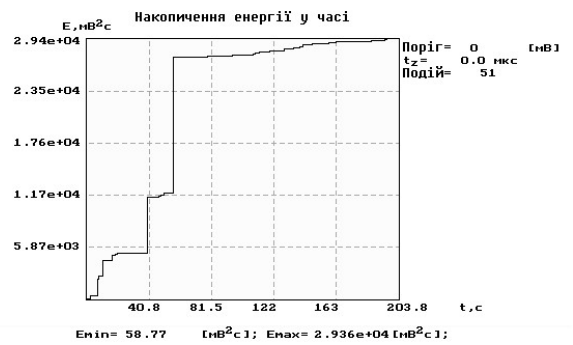
в)



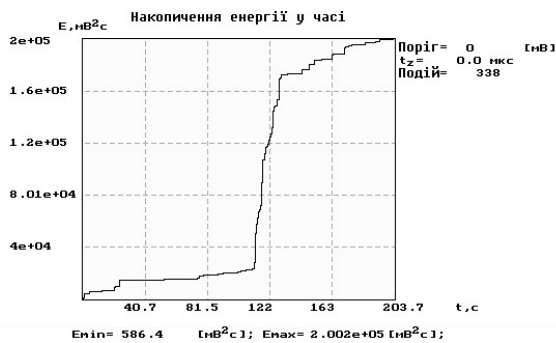
г)



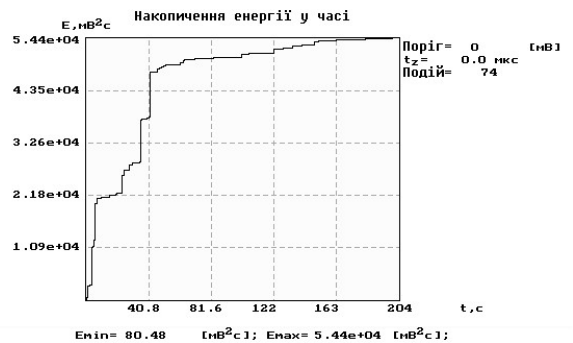
д)



е)

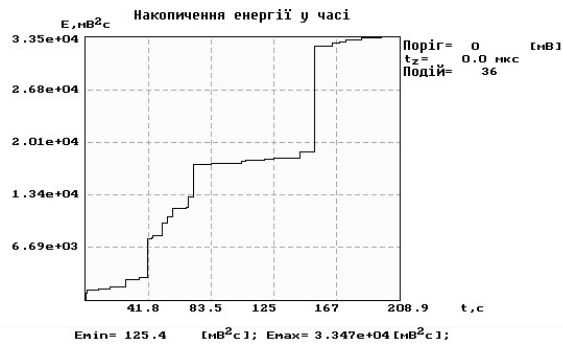


е)

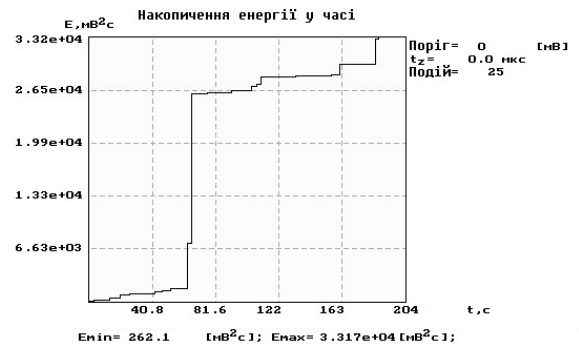


ж)

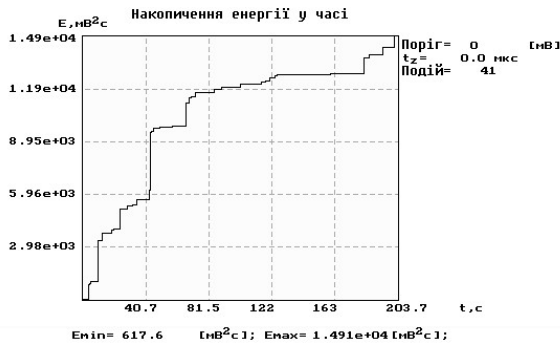
Рис. В.17 – Накопичення в часі енергії сигналів АЕ під час випробування перехресного зразка ЛП-3 при зусиллі 4,116 кНм (а), 5,319 кНм (б), 6,523 кНм (в), 7,784 кНм (г), 10,249 кНм (д), 12,773 кНм (е), 15,296 кНм (е) та 17,877 кНм (ж)



a)



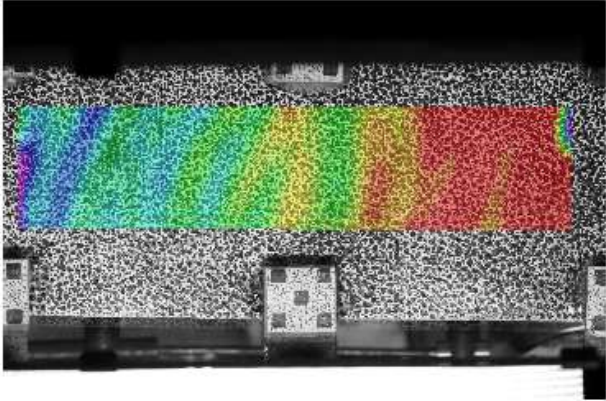
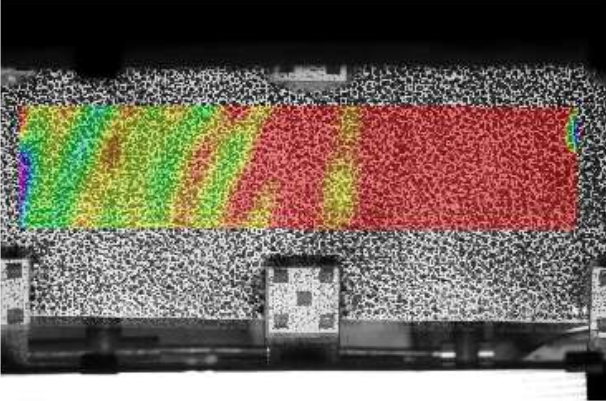
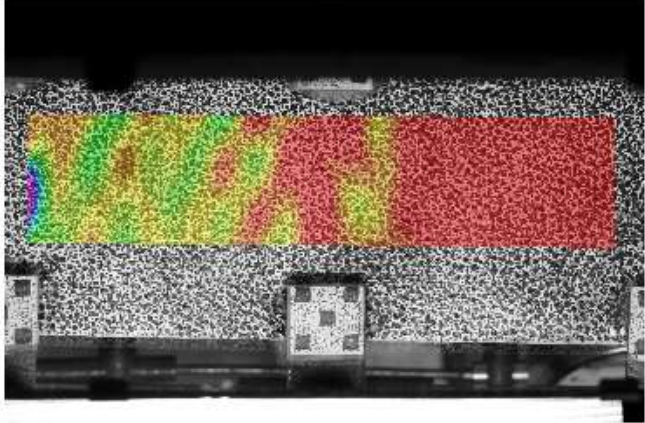
б)

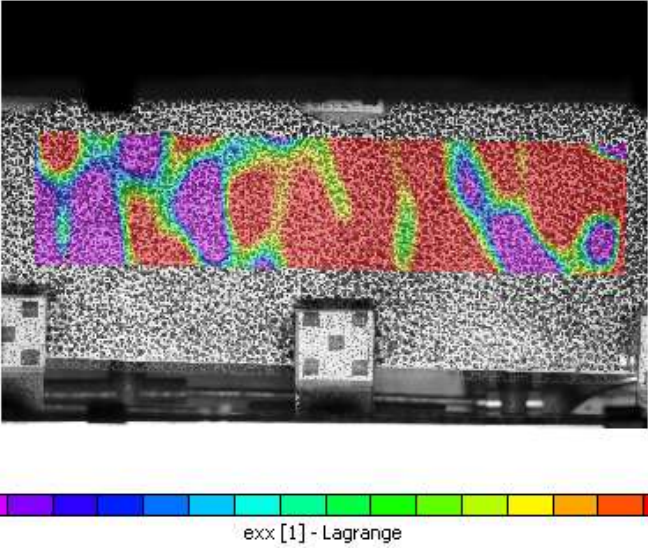


в)

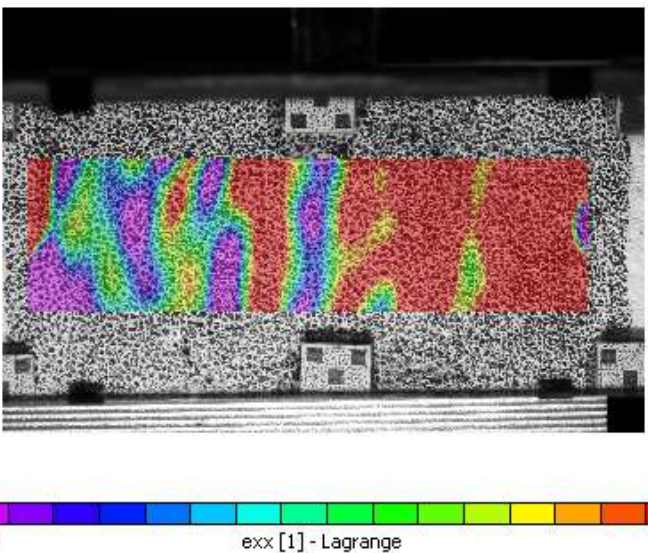
Рис. В.18 – Накопичення в часі енергії сигналів АЕ під час випробування перехресного зразка ЛП-3 при зусиллі 19,197 кНм (а), 20,516 кНм (б) та 21,836 кНм (в)

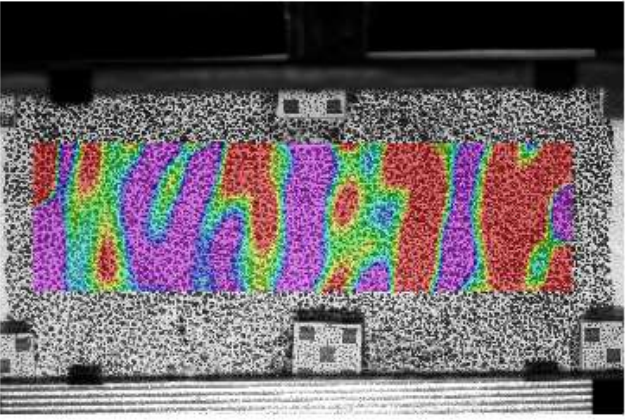
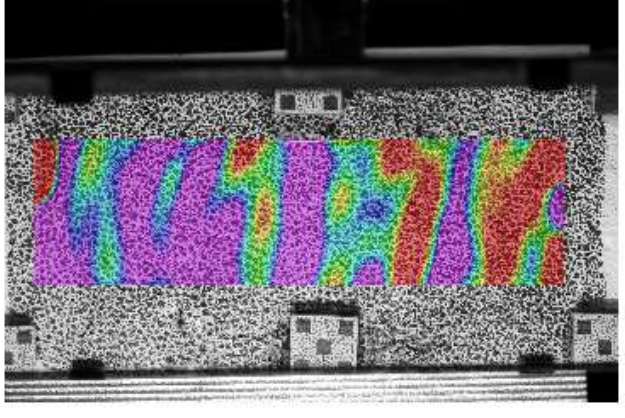
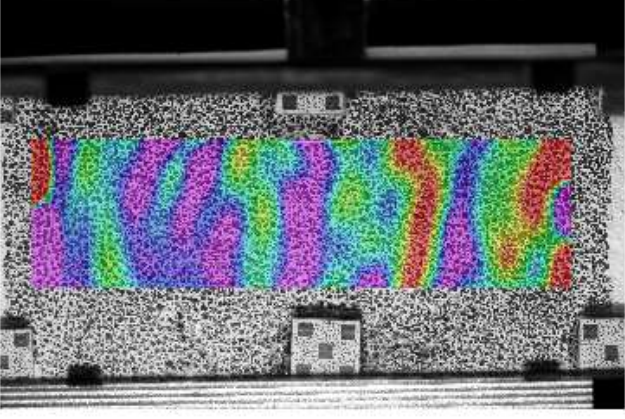
Додаток Г
Ізопля деформацій верхньої грані бетону
дослідних зразків, заміряних в ОЦС

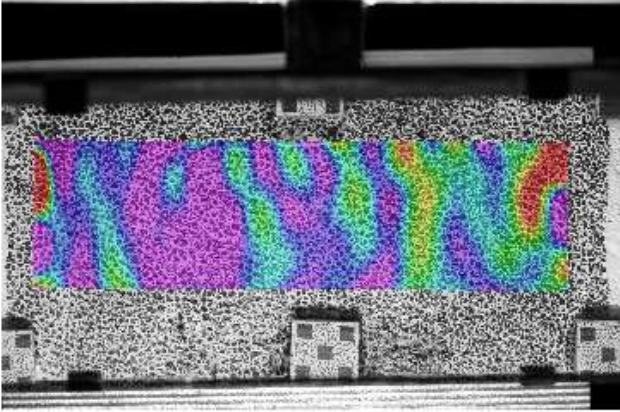
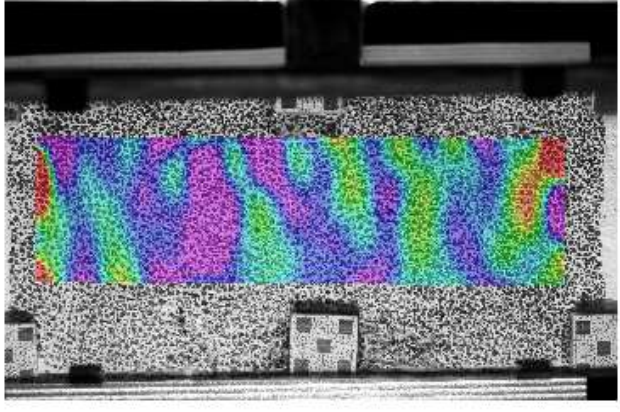
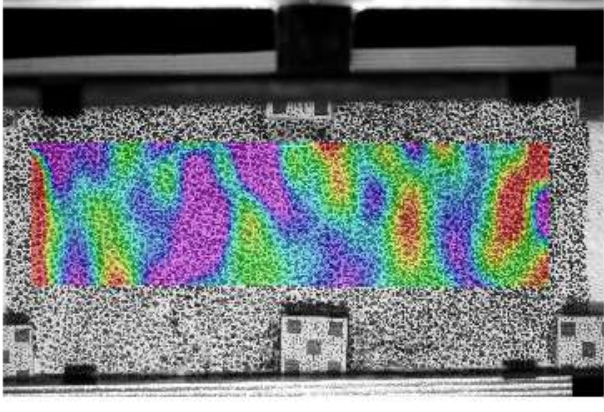
Навантаження (кг)	Поле деформацій на верхній грані балки Л-1
500	 <p data-bbox="624 831 1362 882">-0.0025 exx [1] - Lagrange 0.001</p>
1000	 <p data-bbox="624 1391 1362 1442">-0.0038 exx [1] - Lagrange -0.0001</p>
2000	 <p data-bbox="600 1962 1386 2018">-0.005 exx [1] - Lagrange -5e-05</p>

Навантаження (кг)	Поле деформацій на верхній грані балки Л-1
4375	

Таблиця Г.2

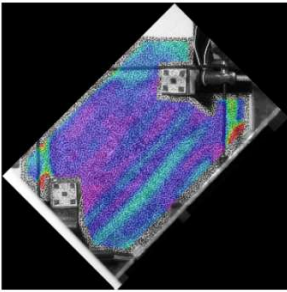
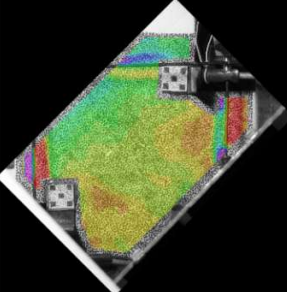
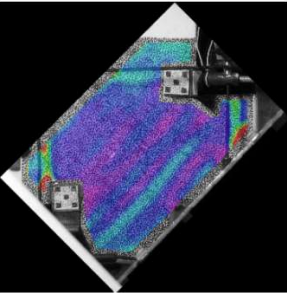
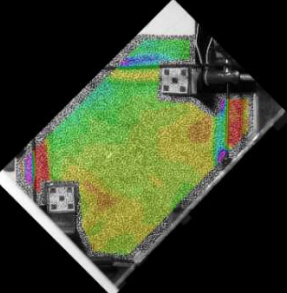
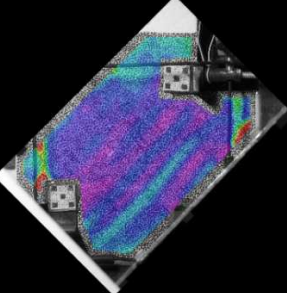
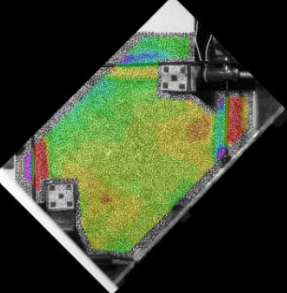
Навантаження (кг)	Поле деформацій на верхній грані балки Л-2б
1000	

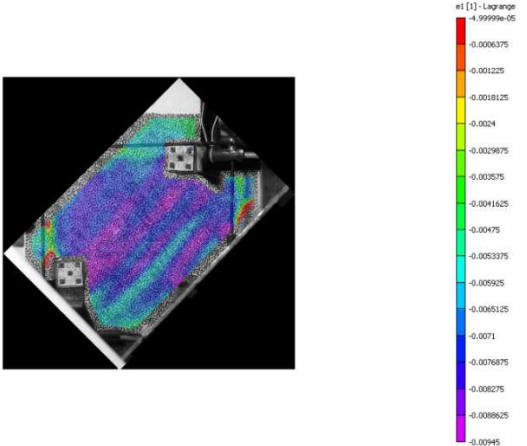
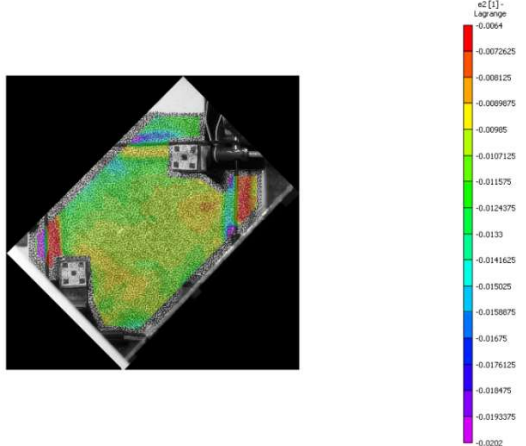
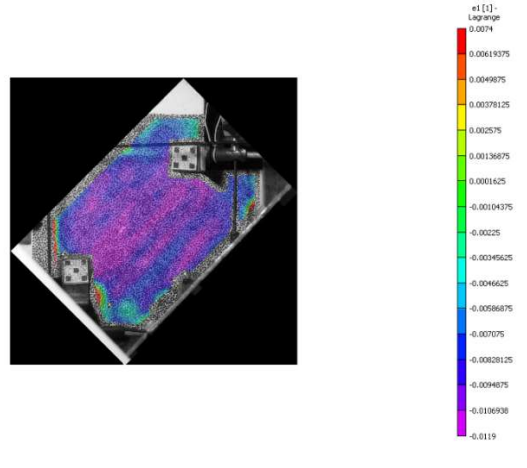
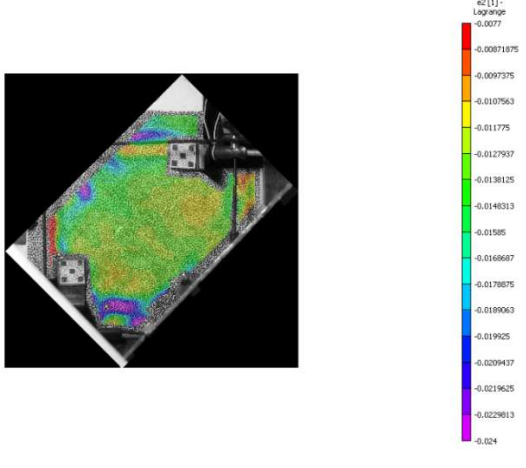
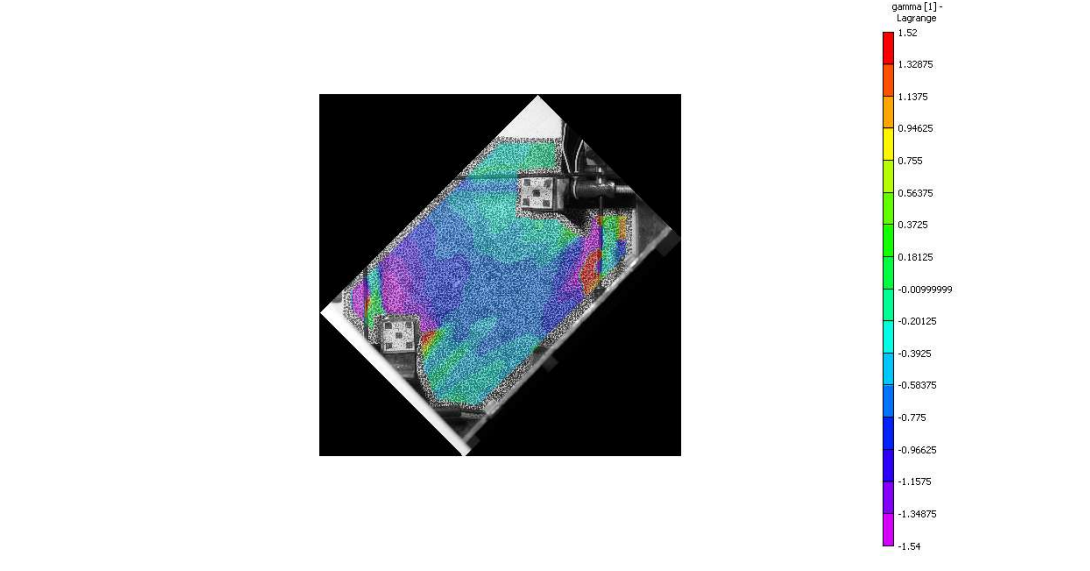
Навантаження (кг)	Поле деформацій на верхній грані балки Л-26
2000	 <p data-bbox="603 846 1385 902">-0.0006 exx [1] - Lagrange -4e-06</p>
3000	 <p data-bbox="603 1413 1385 1469">-0.0011 exx [1] - Lagrange -5e-05</p>
4000	 <p data-bbox="603 1982 1385 2038">-0.0018 exx [1] - Lagrange -0.0001</p>

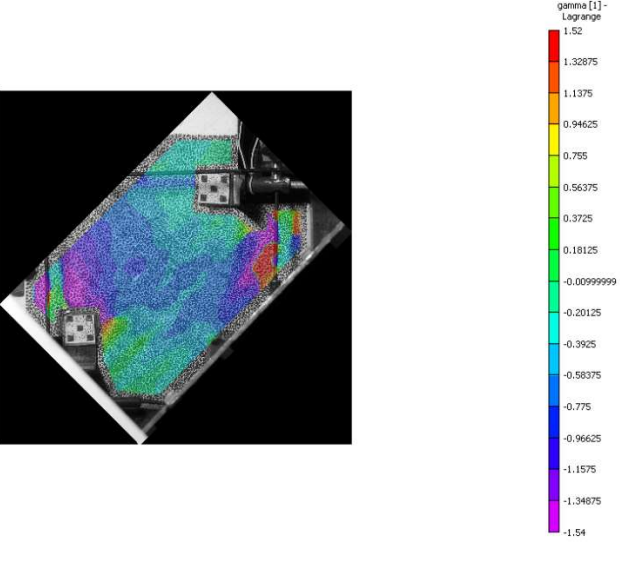
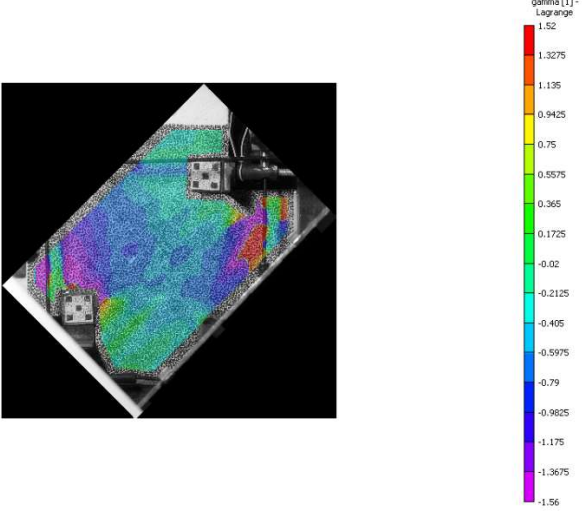
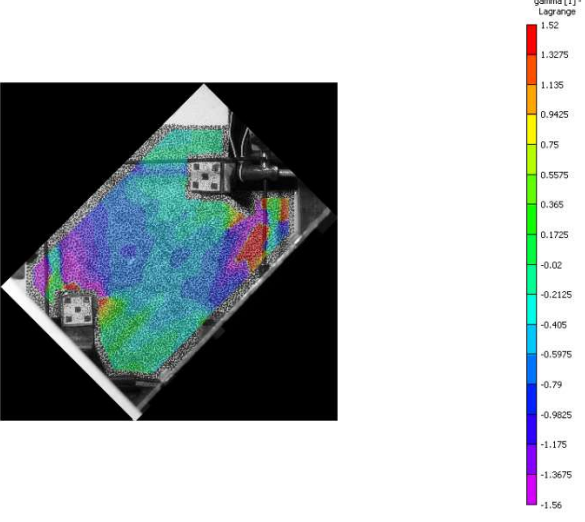
Навантаження (кг)	Поле деформацій на верхній грані балки Л-2б
5000	 <p data-bbox="608 840 1380 898">-0.0025 exx [1] - Lagrange -0.0004</p>
5500	 <p data-bbox="608 1415 1380 1473">-0.004 exx [1] - Lagrange -0.001</p>
6000	 <p data-bbox="619 1980 1372 2038">-0.005 exx [1] - Lagrange -0.002</p>

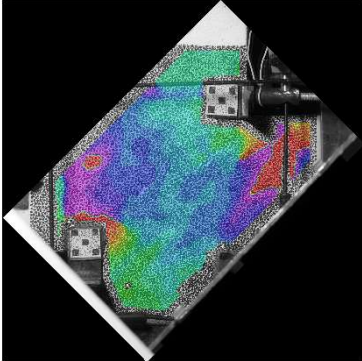
Сила (кг)	Поле деформацій вздовж осі θ_x балки ЛП-1	Поле деформацій вздовж осі θ_y балки ЛП-1
3000		
4800		
5700		

Таблиця Г.4

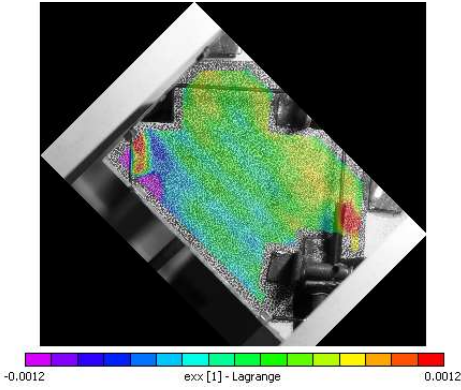
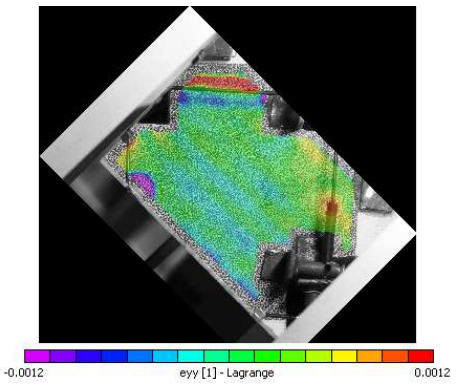
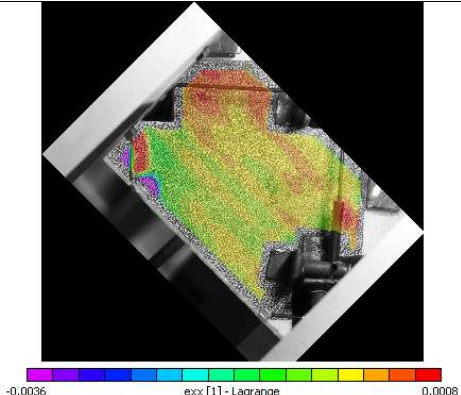
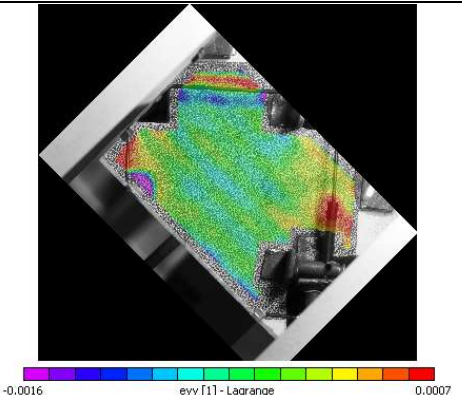
Сила (кг)	Головні деформації e_1 балки ЛП-1	Головні деформації e_2 балки ЛП-1
3000		
3600		
4200		

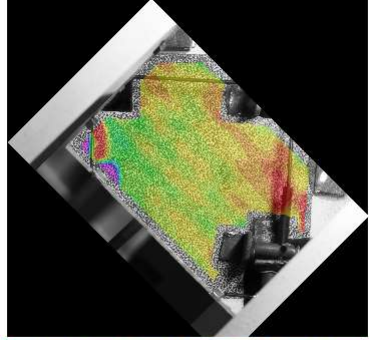
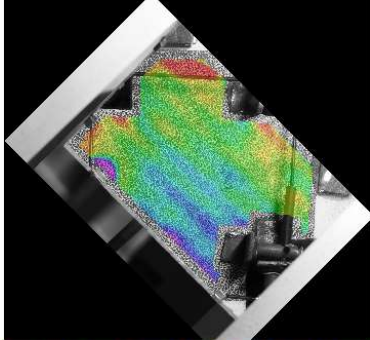
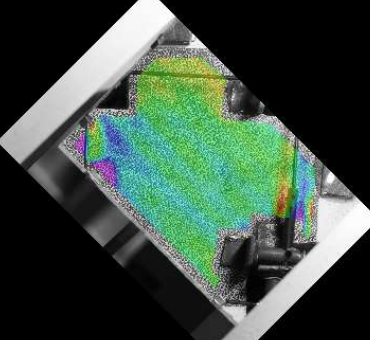
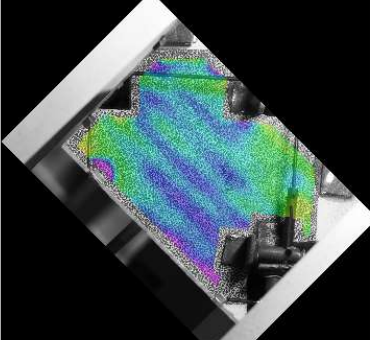
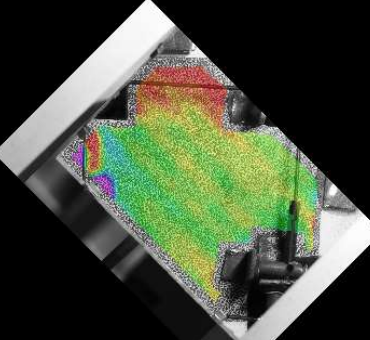
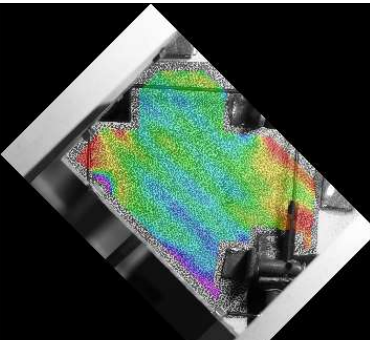
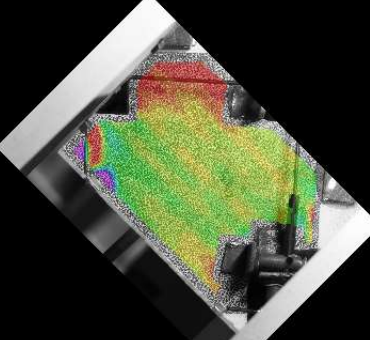
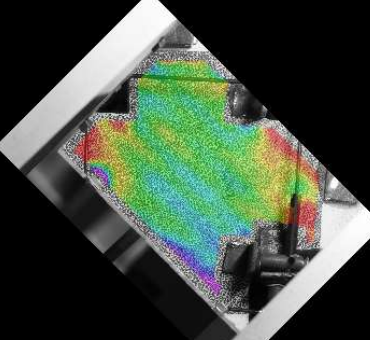
Сила (кг)	Головні деформації e_1 балки ЛП-1	Головні деформації e_2 балки ЛП-1
4800		
5700		
<p>Значення кута орієнтації γ головних деформацій кожної елементарної площадки балки ЛП-1 (в радіанах)</p>		
3000		

	<p align="center">Значення кута орієнтації γ головних деформацій кожної елементарної площадки балки ЛП-1 (в радіанах)</p>
<p align="center">3600</p>	
<p align="center">4200</p>	
<p align="center">4800</p>	

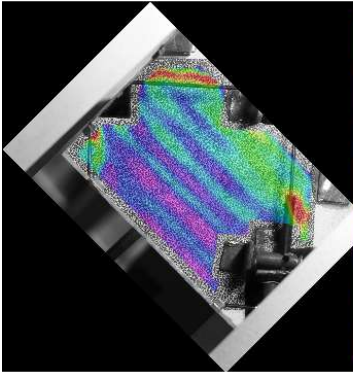
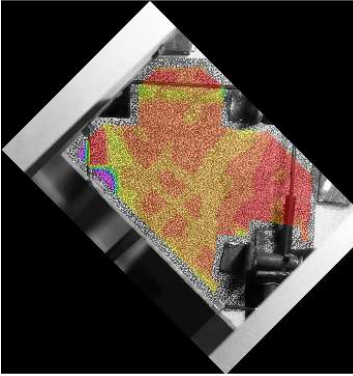
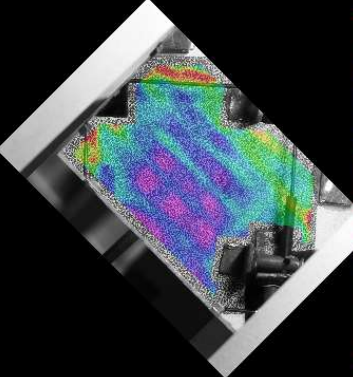
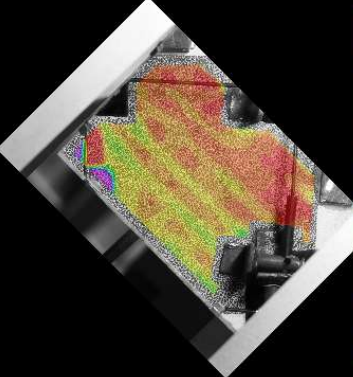
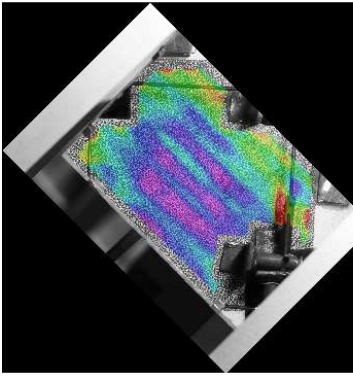
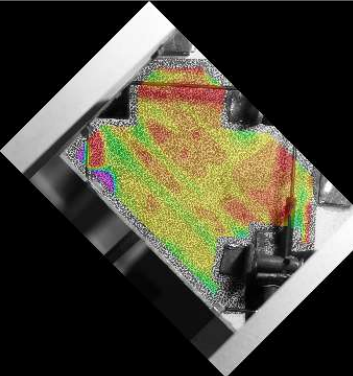
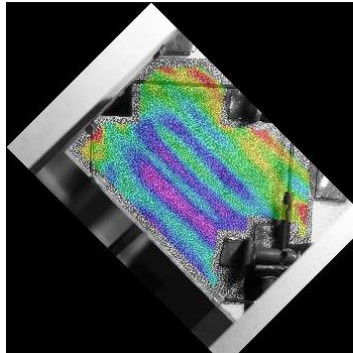
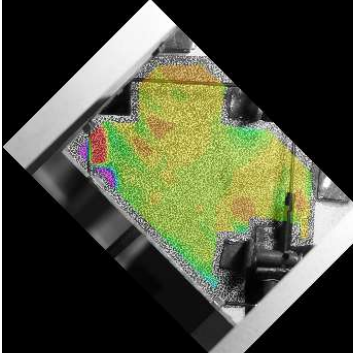
Значення кута орієнтації γ головних деформацій кожної елементарної площадки балки ЛП-1 (в радіанах)	
5700	

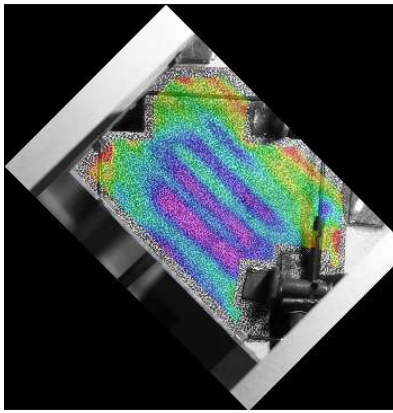
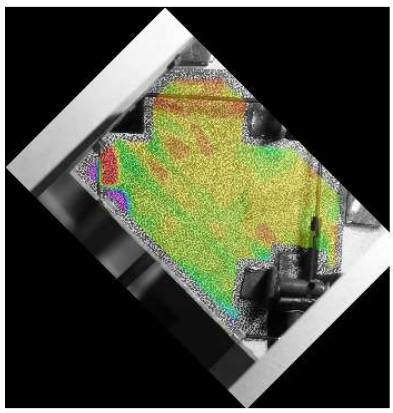
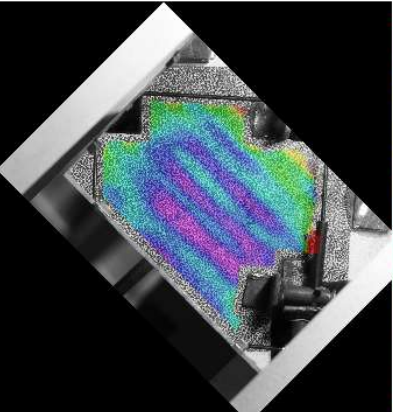
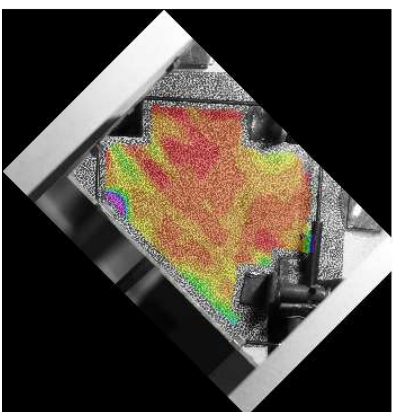
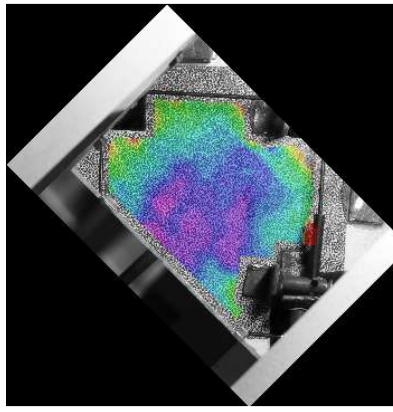
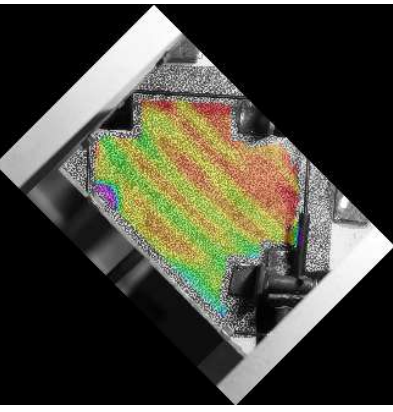
Таблиця Г.5

Сила (кг)	Поле деформацій вздовж осі θ_X балки ЛП-2	Поле деформацій вздовж осі θ_Y балки ЛП-2
1200		
1500		

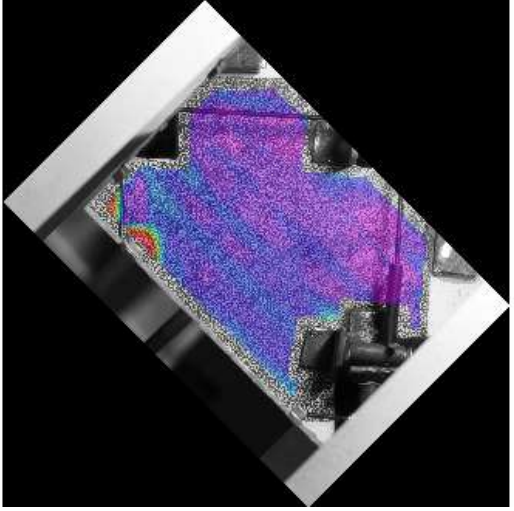
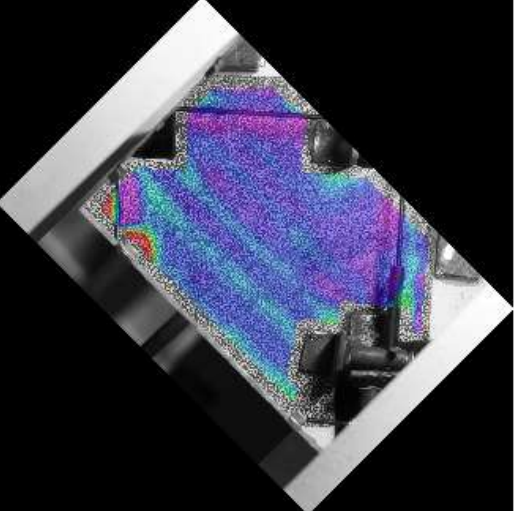
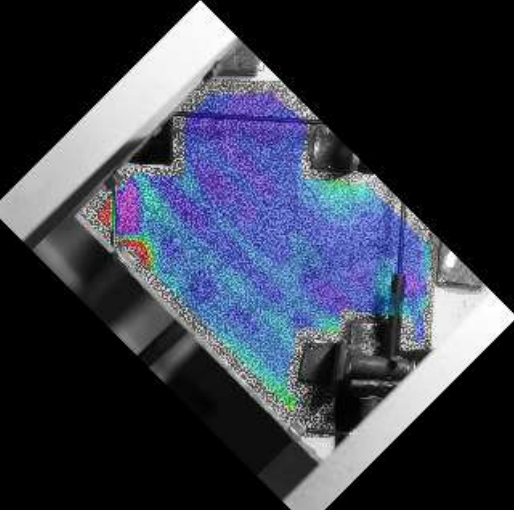
Сила (кг)	Поле деформацій вздовж осі θ_x балки ЛП-2	Поле деформацій вздовж осі θ_y балки ЛП-2
2700	 <p data-bbox="427 712 861 743">-0.005 exx [1] - Lagrange 0.0005</p>	 <p data-bbox="995 712 1430 743">-0.003 eyy [1] - Lagrange 0.0004</p>
3300	 <p data-bbox="427 1133 861 1164">-0.005 exx [1] - Lagrange 0.0005</p>	 <p data-bbox="995 1133 1430 1164">-0.004 eyy [1] - Lagrange 0.0006</p>
3900	 <p data-bbox="427 1554 861 1585">-0.007 exx [1] - Lagrange -0.0002</p>	 <p data-bbox="995 1554 1430 1585">-0.005 eyy [1] - Lagrange -0.0002</p>
4500	 <p data-bbox="427 1998 861 2029">-0.01 exx [1] - Lagrange -0.001</p>	 <p data-bbox="995 1998 1430 2029">-0.007 eyy [1] - Lagrange -0.001</p>

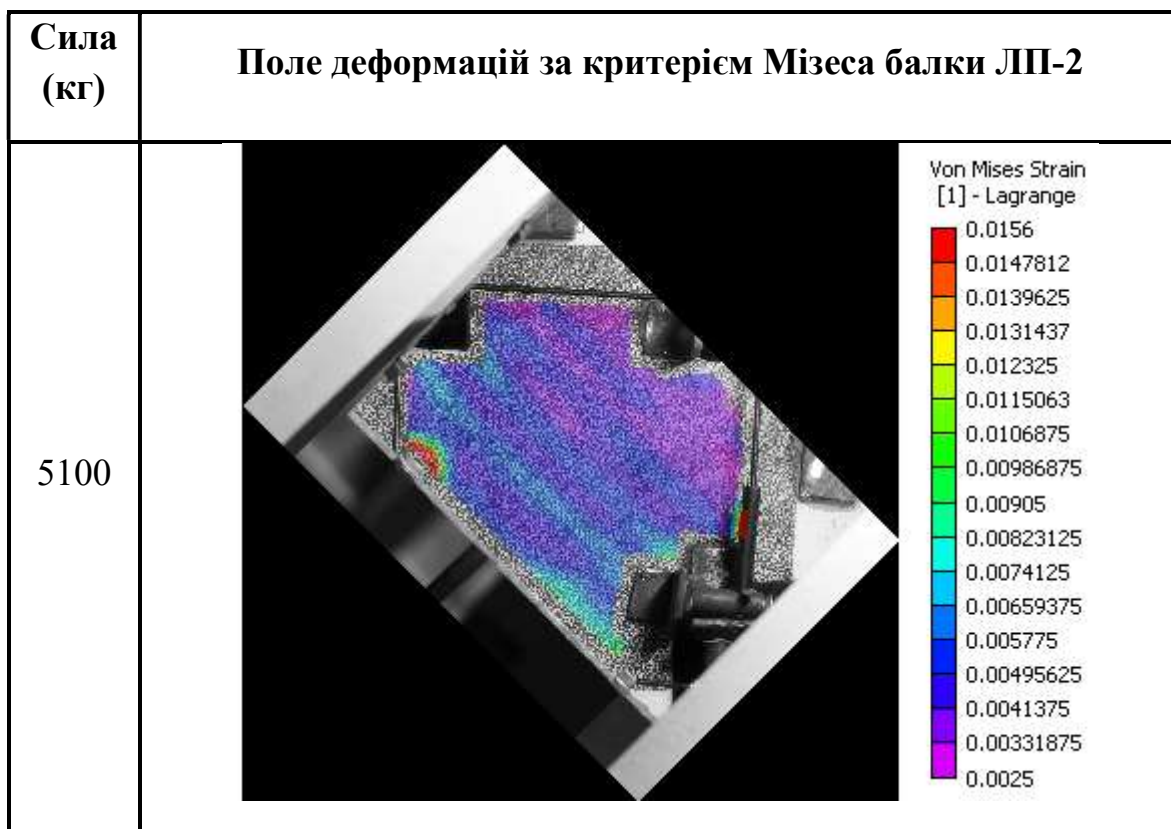
Таблиця Г.6

Сила (кг)	Головні деформації e_1 балки ЛП-2	Головні деформації e_2 балки ЛП-2
1200	 <p>e1 [1] - Lagrange</p> <ul style="list-style-type: none"> 0.00181 0.00168 0.00155 0.00142 0.00129 0.00116 0.00103 0.0009 0.00077 0.00064 0.00051 0.00038 0.00025 0.00012 -9.99999e-06 -0.00014 -0.00027 	 <p>e2 [1] - Lagrange</p> <ul style="list-style-type: none"> 0.00028 3.24999e-05 -0.000215 -0.0004625 -0.00071 -0.0009575 -0.001205 -0.0014525 -0.0017 -0.0019475 -0.002195 -0.0024425 -0.00269 -0.0029375 -0.003185 -0.0034325 -0.00368
2100	 <p>e1 [1] - Lagrange</p> <ul style="list-style-type: none"> 0.00094 0.000819375 0.00069875 0.000578125 0.0004575 0.000336875 0.00021625 9.56251e-05 -2.5e-05 -0.000145625 -0.00026625 -0.000386875 -0.0005075 -0.000628125 -0.00074875 -0.000869375 -0.00099 	 <p>e2 [1] - Lagrange</p> <ul style="list-style-type: none"> -4.99999e-05 -0.00039375 -0.0007375 -0.00108125 -0.001425 -0.00176875 -0.0021125 -0.00245625 -0.0028 -0.00314375 -0.0034875 -0.00383125 -0.004175 -0.00451875 -0.0048625 -0.00520625 -0.00555
3300	 <p>e1 [1] - Lagrange</p> <ul style="list-style-type: none"> 0.00022 4.00001e-05 -0.00014 -0.00032 -0.0005 -0.00068 -0.00086 -0.00104 -0.00122 -0.0014 -0.00158 -0.00176 -0.00194 -0.00212 -0.0023 -0.00248 -0.00266 	 <p>e2 [1] - Lagrange</p> <ul style="list-style-type: none"> -0.0016 -0.00195625 -0.0023125 -0.00266875 -0.003025 -0.00338125 -0.0037375 -0.00409375 -0.00445 -0.00480625 -0.0051625 -0.00551875 -0.005875 -0.00623125 -0.0065875 -0.00694375 -0.0073
3900	 <p>e1 [1] - Lagrange</p> <ul style="list-style-type: none"> 0.00084 0.00059 0.00034 9e-05 -0.00016 -0.00041 -0.00066 -0.00091 -0.00116 -0.00141 -0.00166 -0.00191 -0.00216 -0.00241 -0.00266 -0.00291 -0.00316 	 <p>e2 [1] - Lagrange</p> <ul style="list-style-type: none"> -0.0013 -0.00177188 -0.00224375 -0.00271562 -0.0031875 -0.00365938 -0.00413125 -0.00460313 -0.005075 -0.00554688 -0.00601875 -0.00649062 -0.0069625 -0.00743437 -0.00790625 -0.00837812 -0.00885

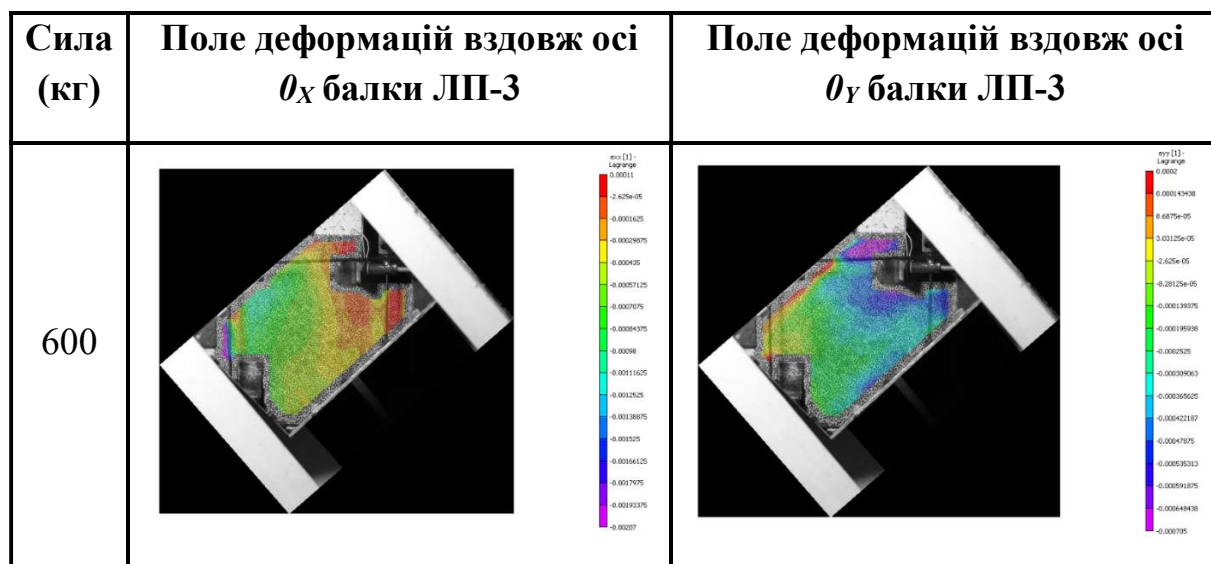
Сила (кг)	Головні деформації e_1 балки ЛП-2	Головні деформації e_2 балки ЛП-2
4500	 <p>e1 [1] - Lagrange 3.99998e-05 -0.00023125 -0.0005025 -0.00077375 -0.001045 -0.00131625 -0.0015875 -0.00185875 -0.00213 -0.00240125 -0.0026725 -0.00294375 -0.003215 -0.00348625 -0.0037575 -0.00402875 -0.0043</p>	 <p>e2 [1] - Lagrange -0.0019 -0.00249688 -0.00309375 -0.00369063 -0.0042875 -0.00488438 -0.00548125 -0.00607813 -0.006675 -0.00727188 -0.00786875 -0.00846563 -0.0090625 -0.00965938 -0.0102563 -0.0108531 -0.01145</p>
4800	 <p>e1 [1] - Lagrange 0.001 0.000609375 0.00021875 -0.000171875 -0.0005625 -0.000953125 -0.00134375 -0.00173437 -0.002125 -0.00251562 -0.00290625 -0.00329687 -0.0036875 -0.00407812 -0.00446875 -0.00485937 -0.00525</p>	 <p>e2 [1] - Lagrange -0.0041 -0.00468438 -0.00526875 -0.00585313 -0.0064375 -0.00702188 -0.00760625 -0.00819063 -0.008775 -0.00935938 -0.00994375 -0.0105281 -0.0111125 -0.0116969 -0.0122813 -0.0128656 -0.01345</p>
5100	 <p>e1 [1] - Lagrange -0.00056 -0.00082375 -0.0010875 -0.00135125 -0.001615 -0.00187875 -0.0021425 -0.00240625 -0.00267 -0.00293375 -0.0031975 -0.00346125 -0.003725 -0.00398875 -0.0042525 -0.00451625 -0.00478</p>	 <p>e2 [1] - Lagrange -0.003 -0.0037125 -0.004425 -0.0051375 -0.00585 -0.0065625 -0.007275 -0.0079875 -0.0087 -0.0094125 -0.010125 -0.0108375 -0.01155 -0.0122625 -0.012975 -0.0136875 -0.0144</p>

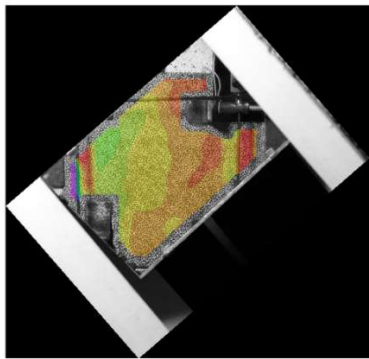
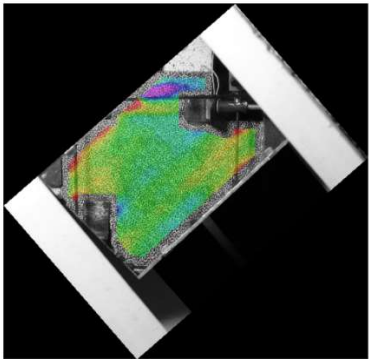
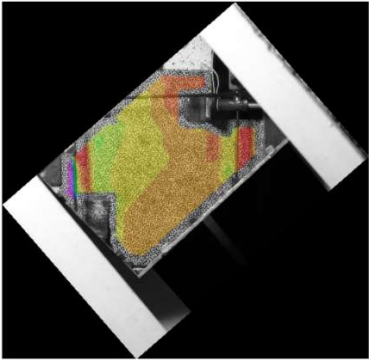
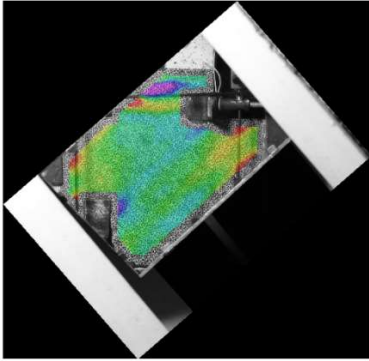
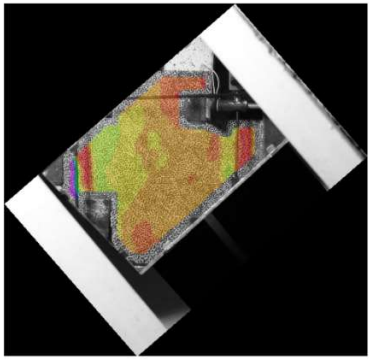
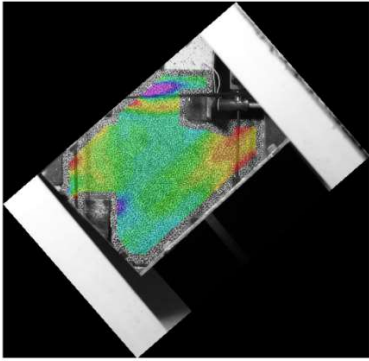
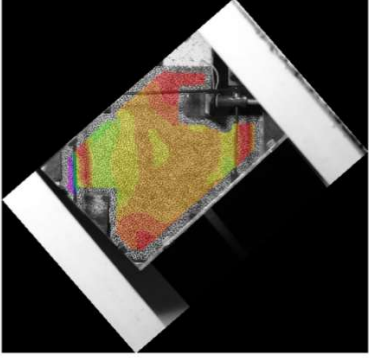
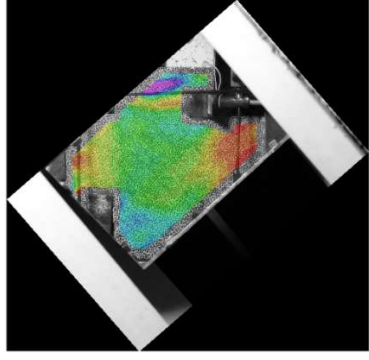
Значення кута орієнтації γ головних деформацій кожної елементарної площадки балки ЛП-2 (в радіанах)	
4200	<p>gamma [1] - Lagrange</p> <ul style="list-style-type: none"> 1.54 1.34625 1.1525 0.95875 0.765 0.57125 0.3775 0.18375 -0.00999999 -0.20375 -0.3975 -0.59125 -0.785 -0.97875 -1.1725 -1.36625 -1.56
5100	<p>gamma [1] - Lagrange</p> <ul style="list-style-type: none"> 1.52 1.32875 1.1375 0.94625 0.755 0.56375 0.3725 0.18125 -0.00999999 -0.20125 -0.3925 -0.58375 -0.775 -0.96625 -1.1575 -1.34875 -1.54

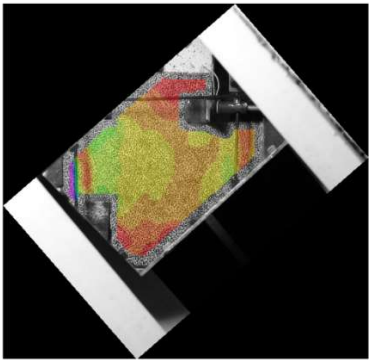
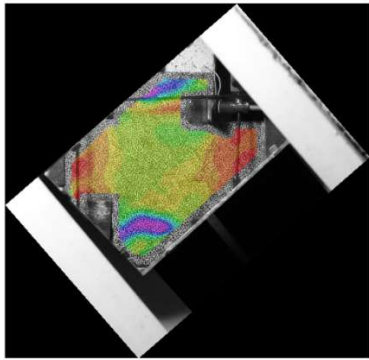
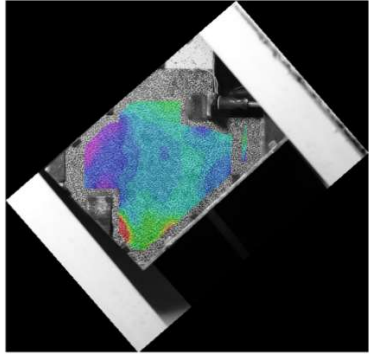
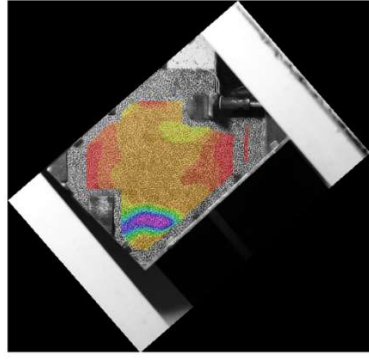
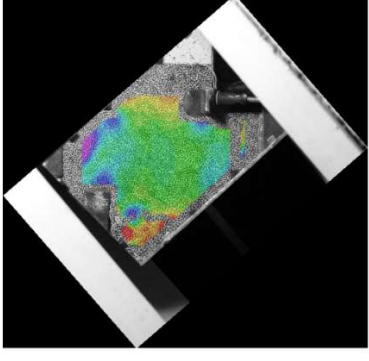
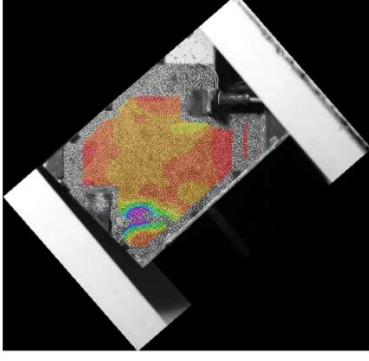
Сила (кг)	Поле деформацій за критерієм Мізеса балки ЛП-2	
1200		 <p data-bbox="1145 369 1278 862"> Von Mises Strain [1] - Lagrange 0.0054 0.00506875 0.0047375 0.00440625 0.004075 0.00374375 0.0034125 0.00308125 0.00275 0.00241875 0.0020875 0.00175625 0.001425 0.00109375 0.0007625 0.00043125 0.0001 </p>
3300		 <p data-bbox="1145 913 1278 1422"> Von Mises Strain [1] - Lagrange 0.00665 0.00631875 0.0059875 0.00565625 0.005325 0.00499375 0.0046625 0.00433125 0.004 0.00366875 0.0033375 0.00300625 0.002675 0.00234375 0.0020125 0.00168125 0.00135 </p>
4200		 <p data-bbox="1145 1458 1278 1966"> Von Mises Strain [1] - Lagrange 0.00855 0.00810625 0.0076625 0.00721875 0.006775 0.00633125 0.0058875 0.00544375 0.005 0.00455625 0.0041125 0.00366875 0.003225 0.00278125 0.0023375 0.00189375 0.00145 </p>



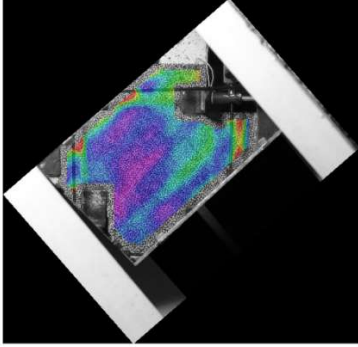
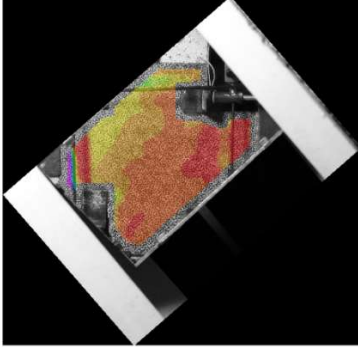
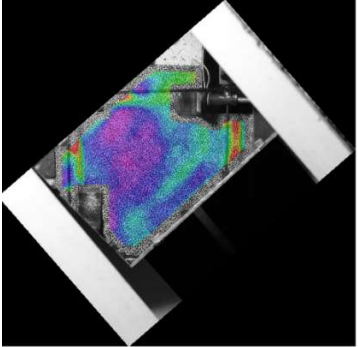
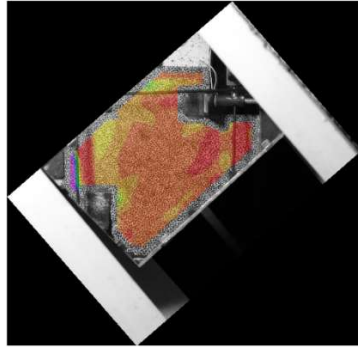
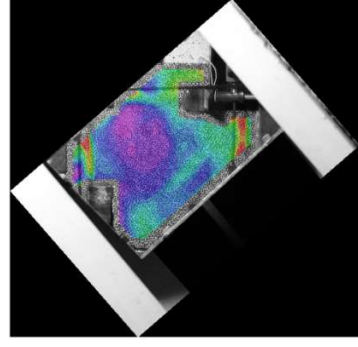
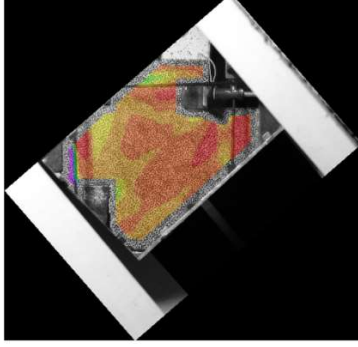
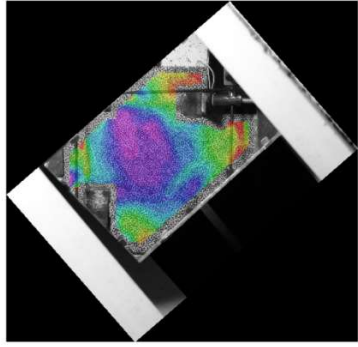
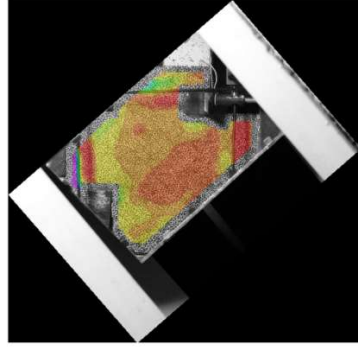
Таблиця Г.8

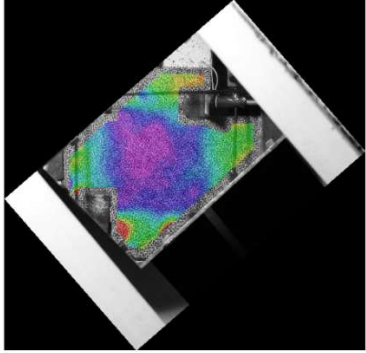
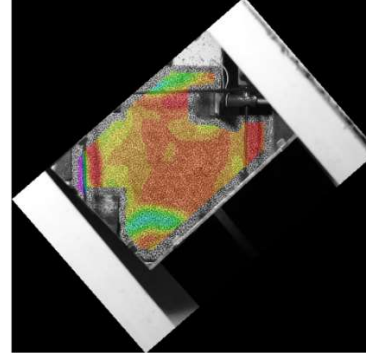
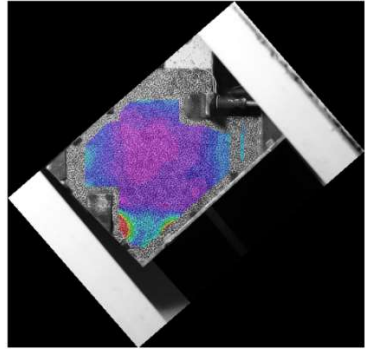
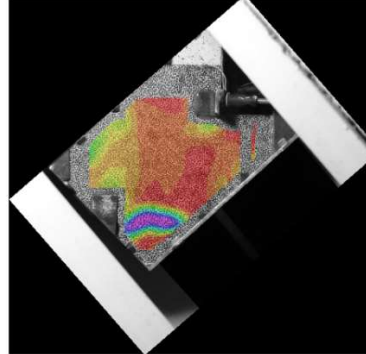
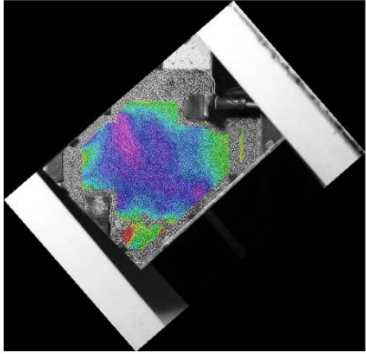


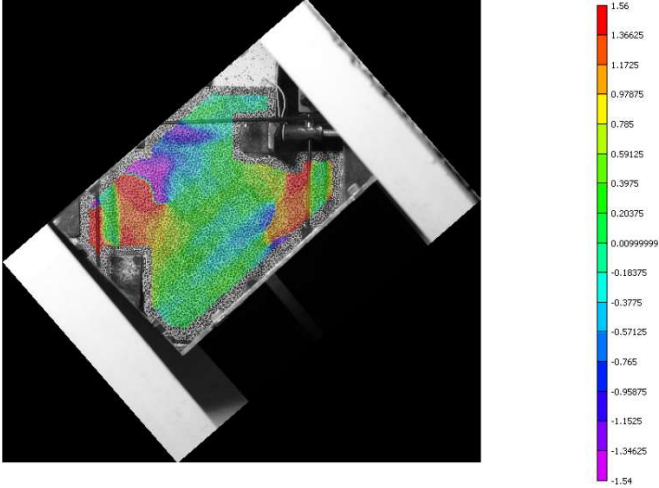
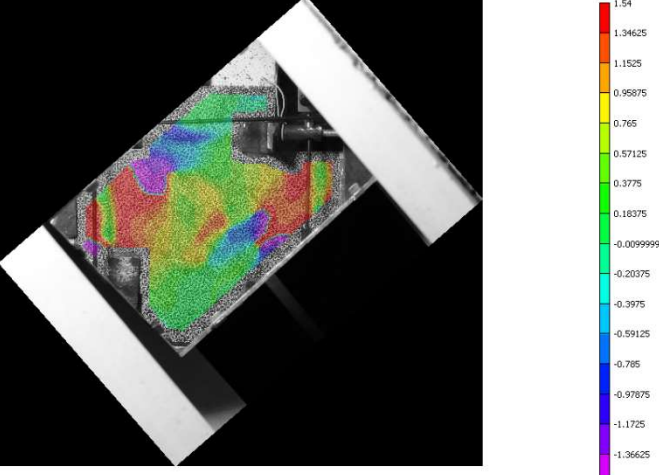
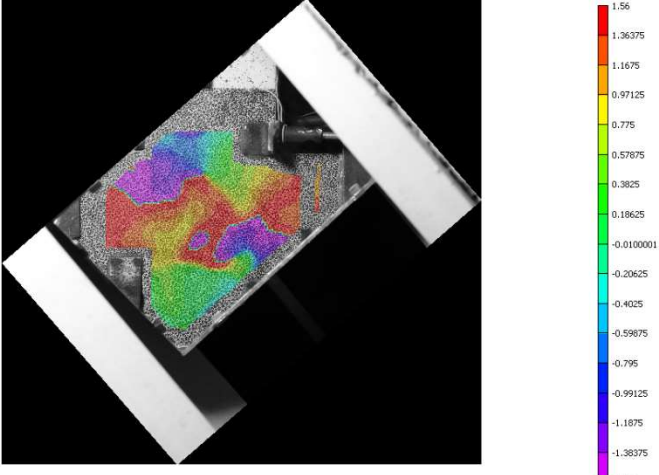
Сила (кг)	Поле деформацій вздовж осі θ_x балки ЛП-3	Поле деформацій вздовж осі θ_y балки ЛП-3
1200	 <p>err(1) - Lagrange -0.0077</p> <p>Color scale: -0.0011375 to -0.0077</p>	 <p>err(1) - Lagrange -0.00123</p> <p>Color scale: -0.0013531 to -0.0032</p>
1800	 <p>err(1) - Lagrange -0.01125</p> <p>Color scale: -0.0018625 to -0.01125</p>	 <p>err(1) - Lagrange -0.002</p> <p>Color scale: -0.0021575 to -0.00482</p>
3000	 <p>err(1) - Lagrange -0.01025</p> <p>Color scale: -0.00346075 to -0.01025</p>	 <p>err(1) - Lagrange -0.00384</p> <p>Color scale: -0.0038925 to -0.00756</p>
4500	 <p>err(1) - Lagrange -0.0085</p> <p>Color scale: -0.006125 to -0.0223</p>	 <p>err(1) - Lagrange -0.005</p> <p>Color scale: -0.00541562 to -0.01185</p>

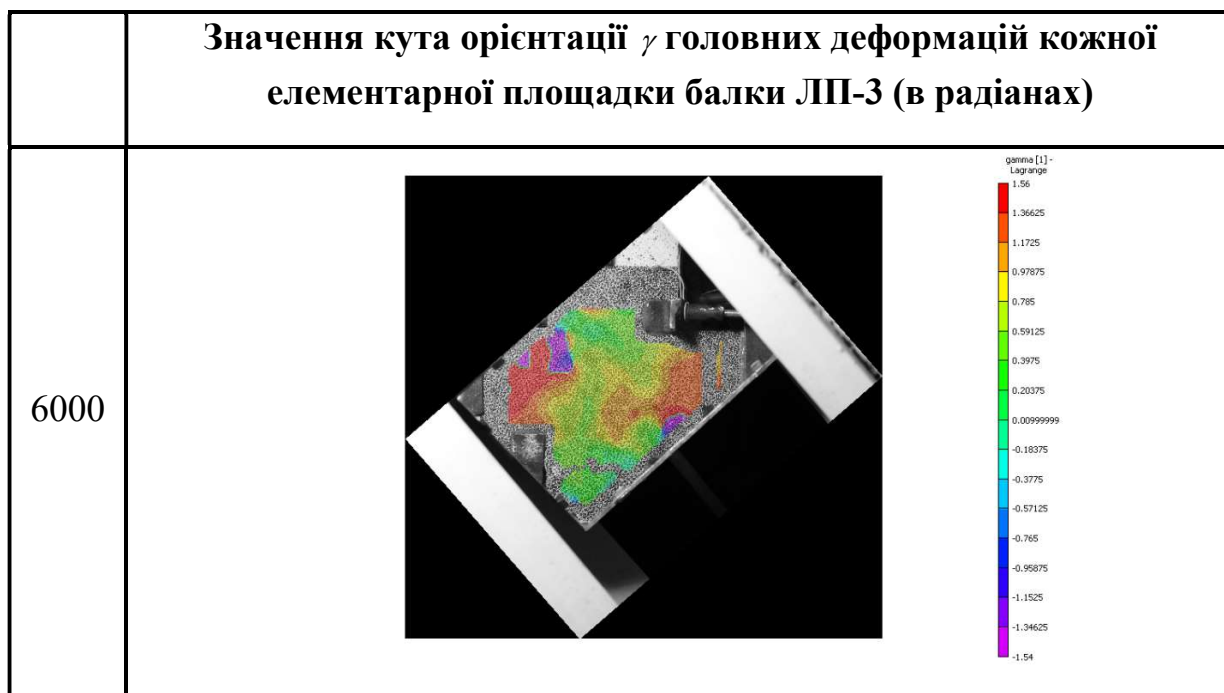
Сила (кг)	Поле деформацій вздовж осі θ_x балки ЛП-3	Поле деформацій вздовж осі θ_y балки ЛП-3
5100		
5400		
6000		

Таблиця Г.9

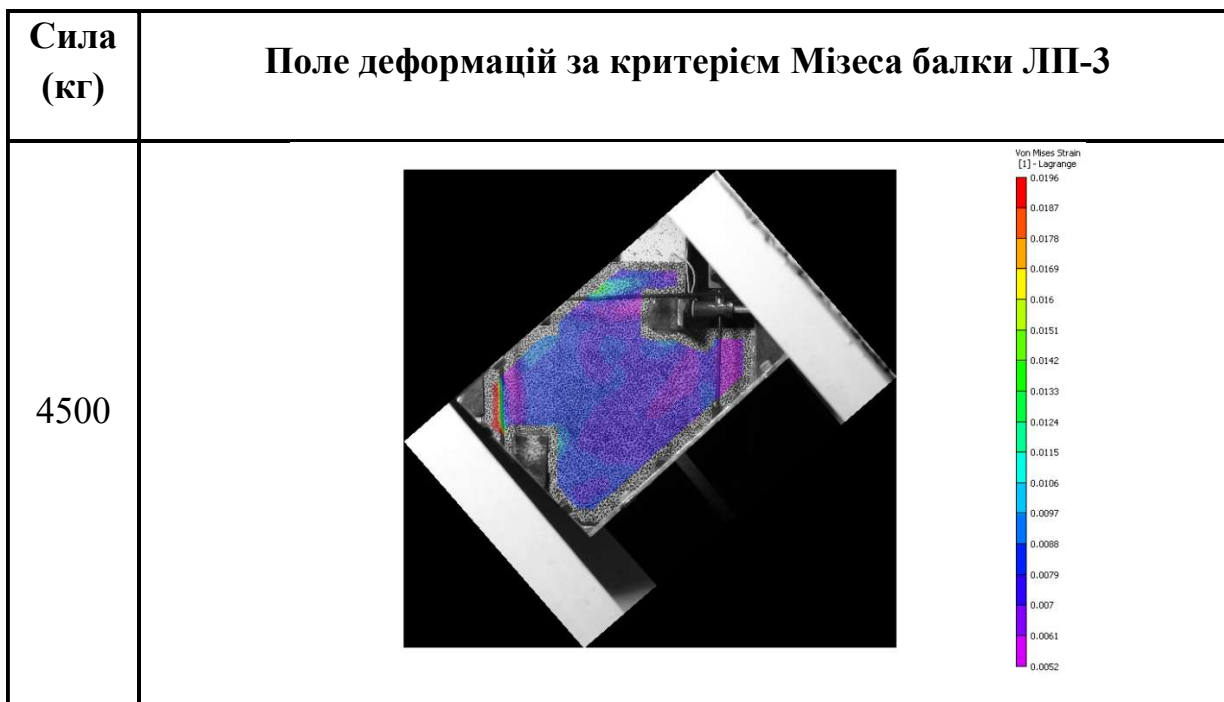
Сила (кг)	Головні деформації e_1 балки ЛП-3	Головні деформації e_2 балки ЛП-3
1200	 <p>Color scale for e_1 (1200 kg): Max: 0.000661875 Min: -0.00319</p>	 <p>Color scale for e_2 (1200 kg): Max: 0.00232812 Min: 0.007</p>
1800	 <p>Color scale for e_1 (1800 kg): Max: 0.00114875 Min: -0.00333</p>	 <p>Color scale for e_2 (1800 kg): Max: 0.003375 Min: -0.0111</p>
3000	 <p>Color scale for e_1 (3000 kg): Max: 0.002005 Min: -0.00568</p>	 <p>Color scale for e_2 (3000 kg): Max: 0.0046075 Min: -0.08</p>
4500	 <p>Color scale for e_1 (4500 kg): Max: 0.00456375 Min: -0.00792</p>	 <p>Color scale for e_2 (4500 kg): Max: 0.0059 Min: -0.023</p>

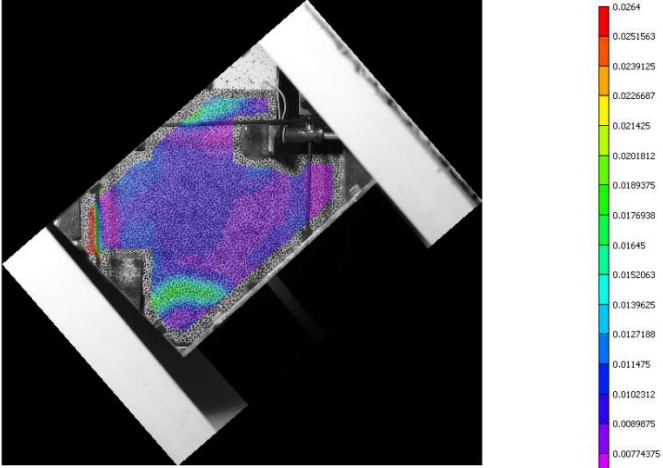
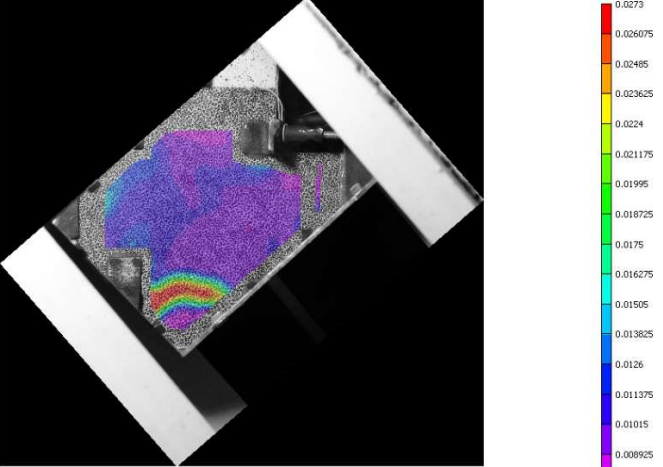
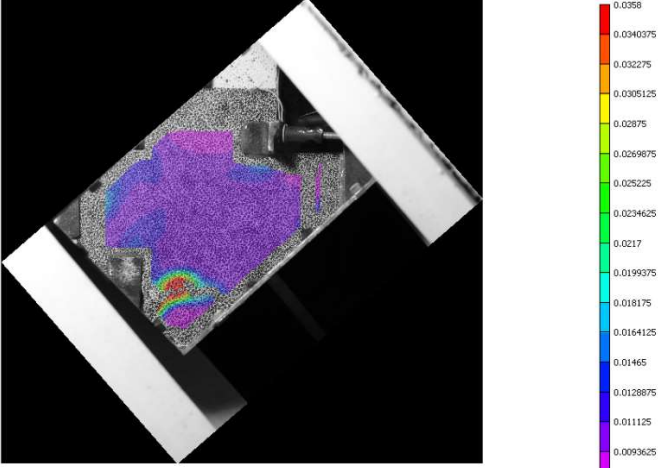
Сила (кг)	Головні деформації e_1 балки ЛП-3	Головні деформації e_2 балки ЛП-3
5100	 <p>Color scale for e_1 (Lagrange): -0.0038 0.00415625 -0.0045125 0.00486875 -0.005225 0.00558125 -0.0059375 0.00629375 -0.00665 0.00700625 -0.0073625 0.00771875 -0.008075 0.00843125 -0.0087875 0.00914375 -0.0095</p>	 <p>Color scale for e_2 (Lagrange): -0.0072 -0.0005675 -0.000975 -0.0113625 -0.01275 -0.0141375 -0.015525 -0.0169125 -0.0183 -0.0196875 -0.021075 -0.0224625 -0.02385 -0.0252375 -0.026625 -0.0280125 -0.0294</p>
5400	 <p>Color scale for e_1 (Lagrange): 0.0019 -0.00115 -0.0004 -0.00349999 -0.0011 -0.00185 -0.0026 -0.00335 -0.0041 -0.00485 -0.0056 -0.00635 -0.0071 -0.00785 -0.0086 -0.00935 -0.0101</p>	 <p>Color scale for e_2 (Lagrange): -0.0007 -0.00096875 -0.0112375 -0.0125063 -0.013775 -0.0150437 -0.0163125 -0.0175813 -0.01885 -0.0201188 -0.0213875 -0.0226562 -0.023925 -0.0251937 -0.0264625 -0.0277312 -0.029</p>
6000	 <p>Color scale for e_1 (Lagrange): -0.0042 0.0040625 -0.0050125 -0.0059625 -0.0069125 -0.0078625 -0.0088125 -0.0097625 -0.0107125 -0.0116625 -0.0126125 -0.0135625 -0.0145125 -0.0154625 -0.0164125 -0.0173625 -0.0183125 -0.0192625 -0.0202125 -0.0211625 -0.0221125 -0.0230625 -0.0240125 -0.0249625 -0.0259125 -0.0268625 -0.0278125 -0.0287625 -0.0297125 -0.0306625 -0.0316125 -0.0325625 -0.0335125 -0.0344625 -0.0354125 -0.0363625 -0.0373125 -0.0382625 -0.0392125 -0.0401625 -0.0411125 -0.0420625 -0.0430125 -0.0439625 -0.0449125 -0.0458625 -0.0468125 -0.0477625 -0.0487125 -0.0496625 -0.0506125 -0.0515625 -0.0525125 -0.0534625 -0.0544125 -0.0553625 -0.0563125 -0.0572625 -0.0582125 -0.0591625 -0.0601125 -0.0610625 -0.0620125 -0.0629625 -0.0639125 -0.0648625 -0.0658125 -0.0667625 -0.0677125 -0.0686625 -0.0696125 -0.0705625 -0.0715125 -0.0724625 -0.0734125 -0.0743625 -0.0753125 -0.0762625 -0.0772125 -0.0781625 -0.0791125 -0.0800625 -0.0810125 -0.0819625 -0.0829125 -0.0838625 -0.0848125 -0.0857625 -0.0867125 -0.0876625 -0.0886125 -0.0895625 -0.0905125 -0.0914625 -0.0924125 -0.0933625 -0.0943125 -0.0952625 -0.0962125 -0.0971625 -0.0981125 -0.0990625 -0.1000125 -0.1009625 -0.1019125 -0.1028625 -0.1038125 -0.1047625 -0.1057125 -0.1066625 -0.1076125 -0.1085625 -0.1095125 -0.1104625 -0.1114125 -0.1123625 -0.1133125 -0.1142625 -0.1152125 -0.1161625 -0.1171125 -0.1180625 -0.1190125 -0.1200125 -0.1209625 -0.1219125 -0.1228625 -0.1238125 -0.1247625 -0.1257125 -0.1266625 -0.1276125 -0.1285625 -0.1295125 -0.1304625 -0.1314125 -0.1323625 -0.1333125 -0.1342625 -0.1352125 -0.1361625 -0.1371125 -0.1380625 -0.1390125 -0.1400125 -0.1409625 -0.1419125 -0.1428625 -0.1438125 -0.1447625 -0.1457125 -0.1466625 -0.1476125 -0.1485625 -0.1495125 -0.1504625 -0.1514125 -0.1523625 -0.1533125 -0.1542625 -0.1552125 -0.1561625 -0.1571125 -0.1580625 -0.1590125 -0.1600125 -0.1609625 -0.1619125 -0.1628625 -0.1638125 -0.1647625 -0.1657125 -0.1666625 -0.1676125 -0.1685625 -0.1695125 -0.1704625 -0.1714125 -0.1723625 -0.1733125 -0.1742625 -0.1752125 -0.1761625 -0.1771125 -0.1780625 -0.1790125 -0.1800125 -0.1809625 -0.1819125 -0.1828625 -0.1838125 -0.1847625 -0.1857125 -0.1866625 -0.1876125 -0.1885625 -0.1895125 -0.1904625 -0.1914125 -0.1923625 -0.1933125 -0.1942625 -0.1952125 -0.1961625 -0.1971125 -0.1980625 -0.1990125 -0.2000125 -0.2009625 -0.2019125 -0.2028625 -0.2038125 -0.2047625 -0.2057125 -0.2066625 -0.2076125 -0.2085625 -0.2095125 -0.2104625 -0.2114125 -0.2123625 -0.2133125 -0.2142625 -0.2152125 -0.2161625 -0.2171125 -0.2180625 -0.2190125 -0.2200125 -0.2209625 -0.2219125 -0.2228625 -0.2238125 -0.2247625 -0.2257125 -0.2266625 -0.2276125 -0.2285625 -0.2295125 -0.2304625 -0.2314125 -0.2323625 -0.2333125 -0.2342625 -0.2352125 -0.2361625 -0.2371125 -0.2380625 -0.2390125 -0.2400125 -0.2409625 -0.2419125 -0.2428625 -0.2438125 -0.2447625 -0.2457125 -0.2466625 -0.2476125 -0.2485625 -0.2495125 -0.2504625 -0.2514125 -0.2523625 -0.2533125 -0.2542625 -0.2552125 -0.2561625 -0.2571125 -0.2580625 -0.2590125 -0.2600125 -0.2609625 -0.2619125 -0.2628625 -0.2638125 -0.2647625 -0.2657125 -0.2666625 -0.2676125 -0.2685625 -0.2695125 -0.2704625 -0.2714125 -0.2723625 -0.2733125 -0.2742625 -0.2752125 -0.2761625 -0.2771125 -0.2780625 -0.2790125 -0.2800125 -0.2809625 -0.2819125 -0.2828625 -0.2838125 -0.2847625 -0.2857125 -0.2866625 -0.2876125 -0.2885625 -0.2895125 -0.2904625 -0.2914125 -0.2923625 -0.2933125 -0.2942625 -0.2952125 -0.2961625 -0.2971125 -0.2980625 -0.2990125 -0.3000125 -0.3009625 -0.3019125 -0.3028625 -0.3038125 -0.3047625 -0.3057125 -0.3066625 -0.3076125 -0.3085625 -0.3095125 -0.3104625 -0.3114125 -0.3123625 -0.3133125 -0.3142625 -0.3152125 -0.3161625 -0.3171125 -0.3180625 -0.3190125 -0.3200125 -0.3209625 -0.3219125 -0.3228625 -0.3238125 -0.3247625 -0.3257125 -0.3266625 -0.3276125 -0.3285625 -0.3295125 -0.3304625 -0.3314125 -0.3323625 -0.3333125 -0.3342625 -0.3352125 -0.3361625 -0.3371125 -0.3380625 -0.3390125 -0.3400125 -0.3409625 -0.3419125 -0.3428625 -0.3438125 -0.3447625 -0.3457125 -0.3466625 -0.3476125 -0.3485625 -0.3495125 -0.3504625 -0.3514125 -0.3523625 -0.3533125 -0.3542625 -0.3552125 -0.3561625 -0.3571125 -0.3580625 -0.3590125 -0.3600125 -0.3609625 -0.3619125 -0.3628625 -0.3638125 -0.3647625 -0.3657125 -0.3666625 -0.3676125 -0.3685625 -0.3695125 -0.3704625 -0.3714125 -0.3723625 -0.3733125 -0.3742625 -0.3752125 -0.3761625 -0.3771125 -0.3780625 -0.3790125 -0.3800125 -0.3809625 -0.3819125 -0.3828625 -0.3838125 -0.3847625 -0.3857125 -0.3866625 -0.3876125 -0.3885625 -0.3895125 -0.3904625 -0.3914125 -0.3923625 -0.3933125 -0.3942625 -0.3952125 -0.3961625 -0.3971125 -0.3980625 -0.3990125 -0.4000125 -0.4009625 -0.4019125 -0.4028625 -0.4038125 -0.4047625 -0.4057125 -0.4066625 -0.4076125 -0.4085625 -0.4095125 -0.4104625 -0.4114125 -0.4123625 -0.4133125 -0.4142625 -0.4152125 -0.4161625 -0.4171125 -0.4180625 -0.4190125 -0.4200125 -0.4209625 -0.4219125 -0.4228625 -0.4238125 -0.4247625 -0.4257125 -0.4266625 -0.4276125 -0.4285625 -0.4295125 -0.4304625 -0.4314125 -0.4323625 -0.4333125 -0.4342625 -0.4352125 -0.4361625 -0.4371125 -0.4380625 -0.4390125 -0.4400125 -0.4409625 -0.4419125 -0.4428625 -0.4438125 -0.4447625 -0.4457125 -0.4466625 -0.4476125 -0.4485625 -0.4495125 -0.4504625 -0.4514125 -0.4523625 -0.4533125 -0.4542625 -0.4552125 -0.4561625 -0.4571125 -0.4580625 -0.4590125 -0.4600125 -0.4609625 -0.4619125 -0.4628625 -0.4638125 -0.4647625 -0.4657125 -0.4666625 -0.4676125 -0.4685625 -0.4695125 -0.4704625 -0.4714125 -0.4723625 -0.4733125 -0.4742625 -0.4752125 -0.4761625 -0.4771125 -0.4780625 -0.4790125 -0.4800125 -0.4809625 -0.4819125 -0.4828625 -0.4838125 -0.4847625 -0.4857125 -0.4866625 -0.4876125 -0.4885625 -0.4895125 -0.4904625 -0.4914125 -0.4923625 -0.4933125 -0.4942625 -0.4952125 -0.4961625 -0.4971125 -0.4980625 -0.4990125 -0.5000125 -0.5009625 -0.5019125 -0.5028625 -0.5038125 -0.5047625 -0.5057125 -0.5066625 -0.5076125 -0.5085625 -0.5095125 -0.5104625 -0.5114125 -0.5123625 -0.5133125 -0.5142625 -0.5152125 -0.5161625 -0.5171125 -0.5180625 -0.5190125 -0.5200125 -0.5209625 -0.5219125 -0.5228625 -0.5238125 -0.5247625 -0.5257125 -0.5266625 -0.5276125 -0.5285625 -0.5295125 -0.5304625 -0.5314125 -0.5323625 -0.5333125 -0.5342625 -0.5352125 -0.5361625 -0.5371125 -0.5380625 -0.5390125 -0.5400125 -0.5409625 -0.5419125 -0.5428625 -0.5438125 -0.5447625 -0.5457125 -0.5466625 -0.5476125 -0.5485625 -0.5495125 -0.5504625 -0.5514125 -0.5523625 -0.5533125 -0.5542625 -0.5552125 -0.5561625 -0.5571125 -0.5580625 -0.5590125 -0.5600125 -0.5609625 -0.5619125 -0.5628625 -0.5638125 -0.5647625 -0.5657125 -0.5666625 -0.5676125 -0.5685625 -0.5695125 -0.5704625 -0.5714125 -0.5723625 -0.5733125 -0.5742625 -0.5752125 -0.5761625 -0.5771125 -0.5780625 -0.5790125 -0.5800125 -0.5809625 -0.5819125 -0.5828625 -0.5838125 -0.5847625 -0.5857125 -0.5866625 -0.5876125 -0.5885625 -0.5895125 -0.5904625 -0.5914125 -0.5923625 -0.5933125 -0.5942625 -0.5952125 -0.5961625 -0.5971125 -0.5980625 -0.5990125 -0.6000125 -0.6009625 -0.6019125 -0.6028625 -0.6038125 -0.6047625 -0.6057125 -0.6066625 -0.6076125 -0.6085625 -0.6095125 -0.6104625 -0.6114125 -0.6123625 -0.6133125 -0.6142625 -0.6152125 -0.6161625 -0.6171125 -0.6180625 -0.6190125 -0.6200125 -0.6209625 -0.6219125 -0.6228625 -0.6238125 -0.6247625 -0.6257125 -0.6266625 -0.6276125 -0.6285625 -0.6295125 -0.6304625 -0.6314125 -0.6323625 -0.6333125 -0.6342625 -0.6352125 -0.6361625 -0.6371125 -0.6380625 -0.6390125 -0.6400125 -0.6409625 -0.6419125 -0.6428625 -0.6438125 -0.6447625 -0.6457125 -0.6466625 -0.6476125 -0.6485625 -0.6495125 -0.6504625 -0.6514125 -0.6523625 -0.6533125 -0.6542625 -0.6552125 -0.6561625 -0.6571125 -0.6580625 -0.6590125 -0.6600125 -0.6609625 -0.6619125 -0.6628625 -0.6638125 -0.6647625 -0.6657125 -0.6666625 -0.6676125 -0.6685625 -0.6695125 -0.6704625 -0.6714125 -0.6723625 -0.6733125 -0.6742625 -0.6752125 -0.6761625 -0.6771125 -0.6780625 -0.6790125 -0.6800125 -0.6809625 -0.6819125 -0.6828625 -0.6838125 -0.6847625 -0.6857125 -0.6866625 -0.6876125 -0.6885625 -0.6895125 -0.6904625 -0.6914125 -0.6923625 -0.6933125 -0.6942625 -0.6952125 -0.6961625 -0.6971125 -0.6980625 -0.6990125 -0.7000125 -0.7009625 -0.7019125 -0.7028625 -0.7038125 -0.7047625 -0.7057125 -0.7066625 -0.7076125 -0.7085625 -0.7095125 -0.7104625 -0.7114125 -0.7123625 -0.7133125 -0.7142625 -0.7152125 -0.7161625 -0.7171125 -0.7180625 -0.7190125 -0.7200125 -0.7209625 -0.7219125 -0.7228625 -0.7238125 -0.7247625 -0.7257125 -0.7266625 -0.7276125 -0.7285625 -0.7295125 -0.7304625 -0.7314125 -0.7323625 </p>	

	<p align="center">Значення кута орієнтації γ головних деформацій кожної елементарної площадки балки ЛП-3 (в радіанах)</p>	
<p align="center">3000</p>		<p align="center">gamma [1] - Lagrange</p> <p align="center">1.56 1.36625 1.1725 0.97875 0.785 0.59125 0.3975 0.20375 0.00999999 -0.18375 -0.3775 -0.57125 -0.765 -0.95875 -1.1525 -1.34625 -1.54</p>
<p align="center">4500</p>		<p align="center">gamma [1] - Lagrange</p> <p align="center">1.54 1.34625 1.1525 0.95875 0.765 0.57125 0.3775 0.18375 -0.00999999 -0.20375 -0.3975 -0.59125 -0.785 -0.97875 -1.1725 -1.36625 -1.56</p>
<p align="center">5400</p>		<p align="center">gamma [1] - Lagrange</p> <p align="center">1.56 1.36375 1.1675 0.97125 0.775 0.57875 0.3825 0.18625 -0.0100001 -0.20625 -0.4025 -0.59875 -0.795 -0.99125 -1.1875 -1.38375 -1.58</p>



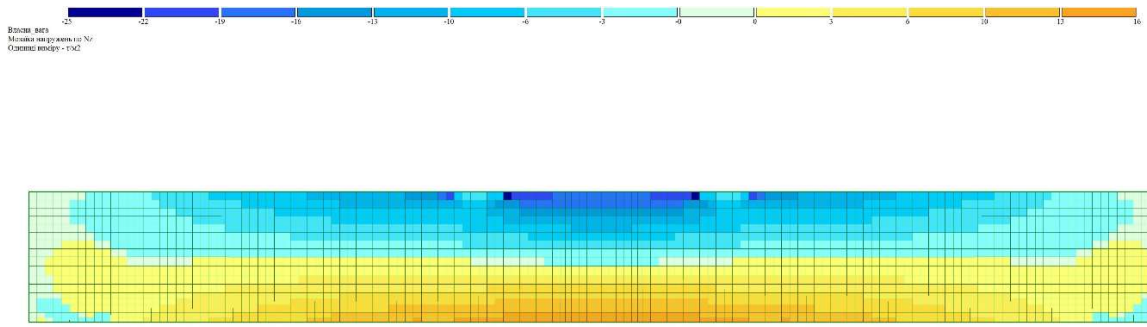
Таблиця Г.10



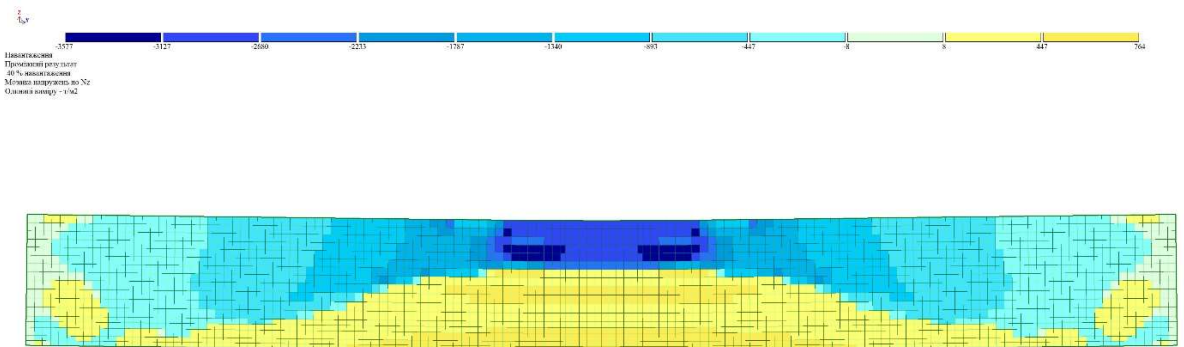
Сила (кг)	Поле деформацій за критерієм Мізеса балки ЛП-3
5100	
5400	
6000	

Додаток Д
Матеріали розрахунку дослідних зразків в ПК «Ліра»

a)



б)



в)

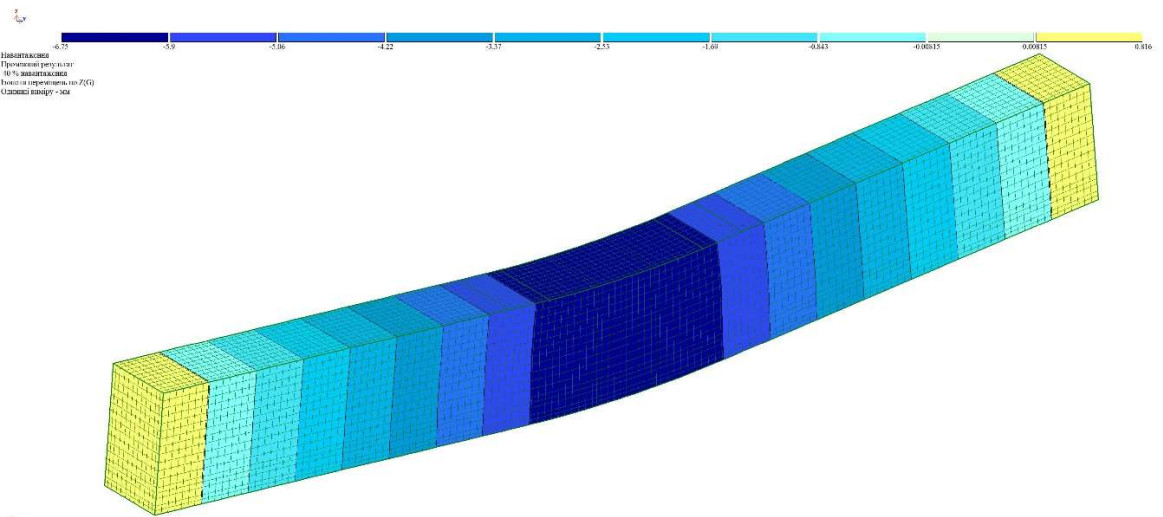
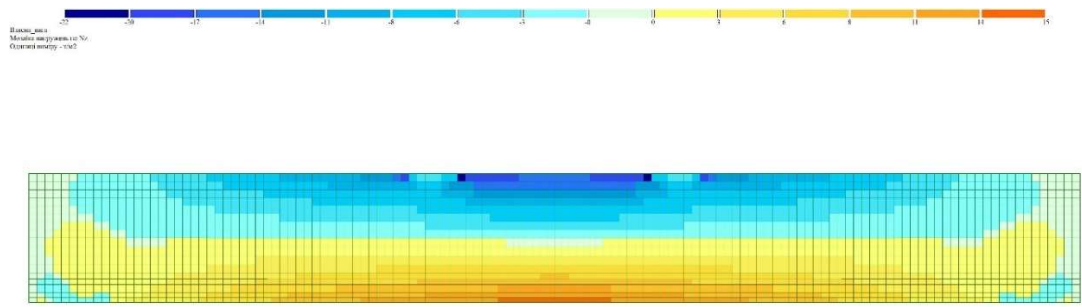
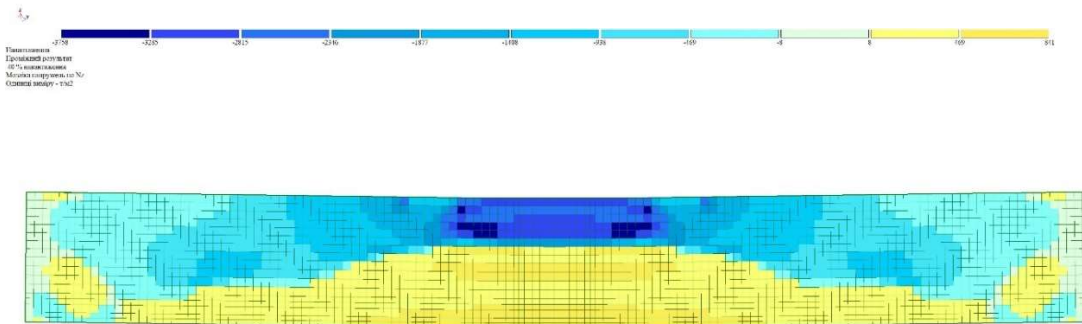


Рис. Д.1. Епюри напружень (а), (б) та деформацій (в) дослідного зразка Л-1

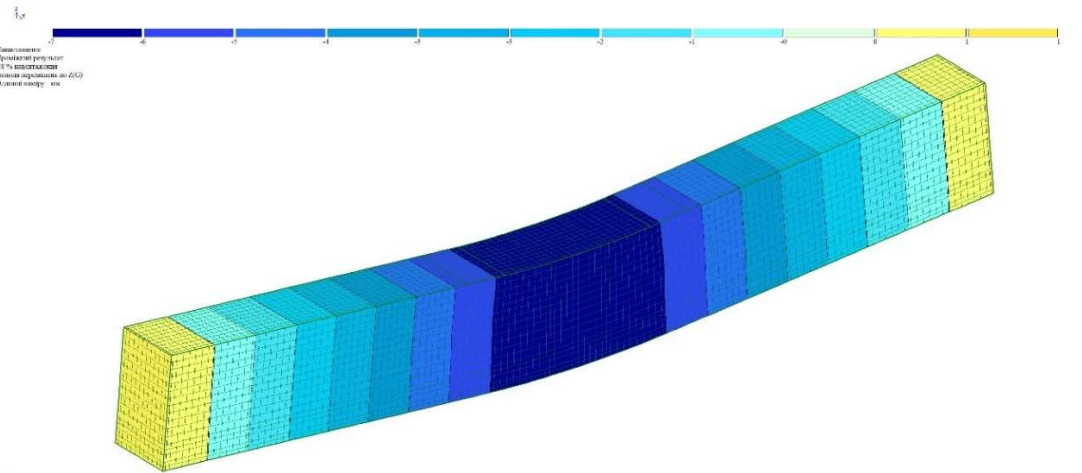
a)



б)



в)



г)

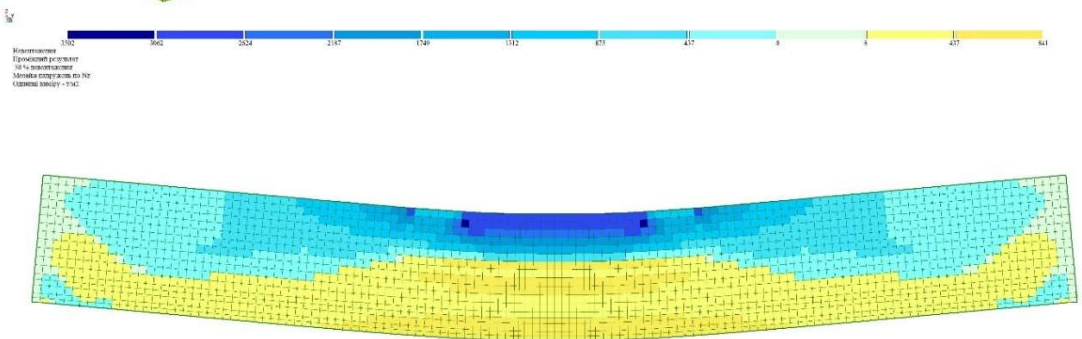
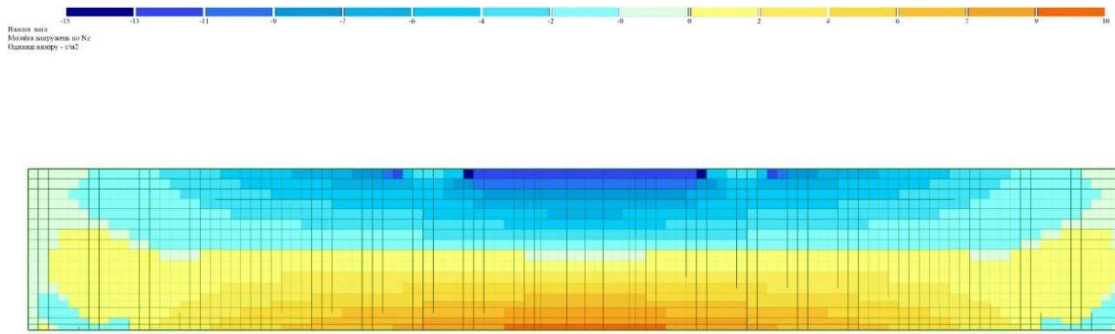
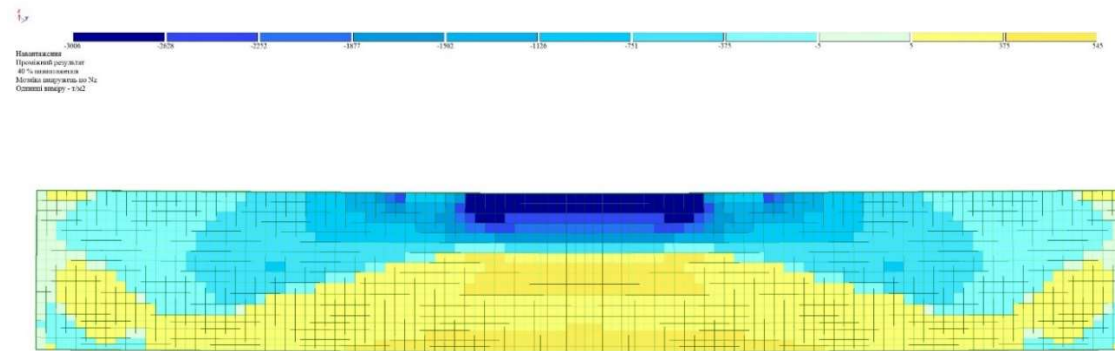


Рис. Д.2. Епюры напряжений (а), (б) та деформацій (в), (г) дослідного зразка Л-2а

a)



б)



в)

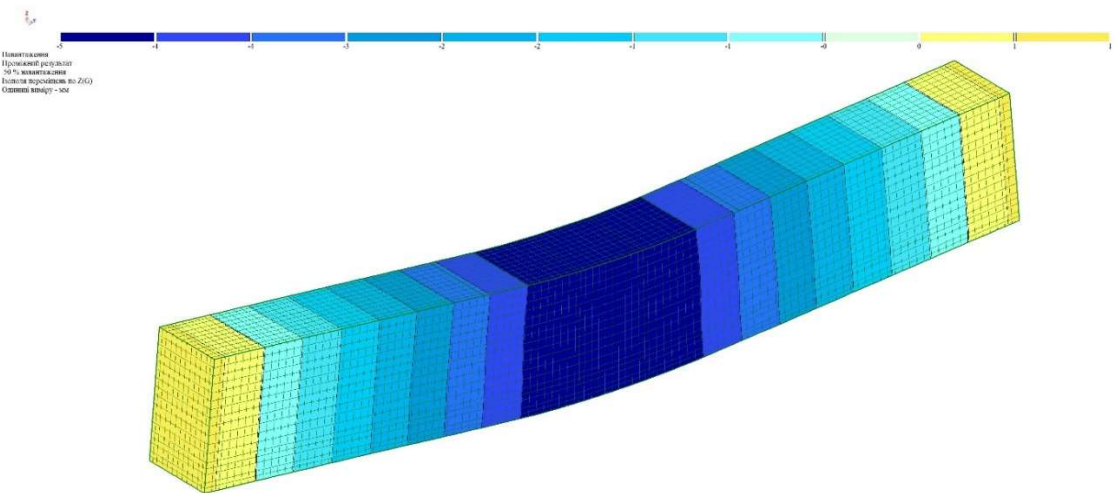
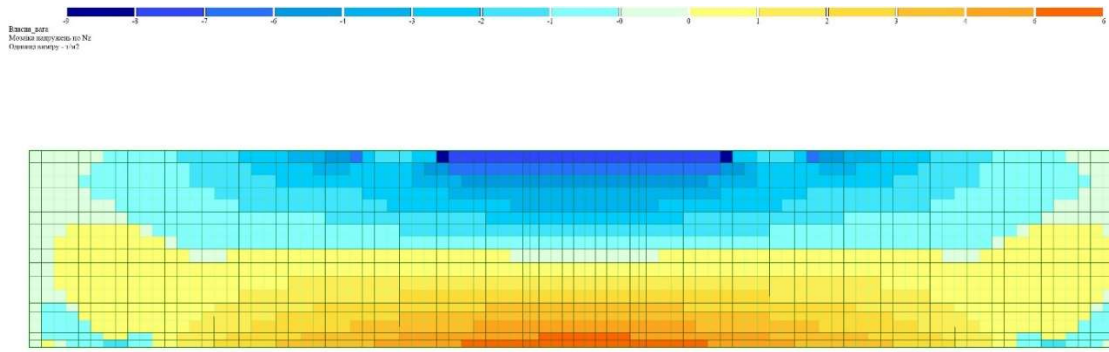
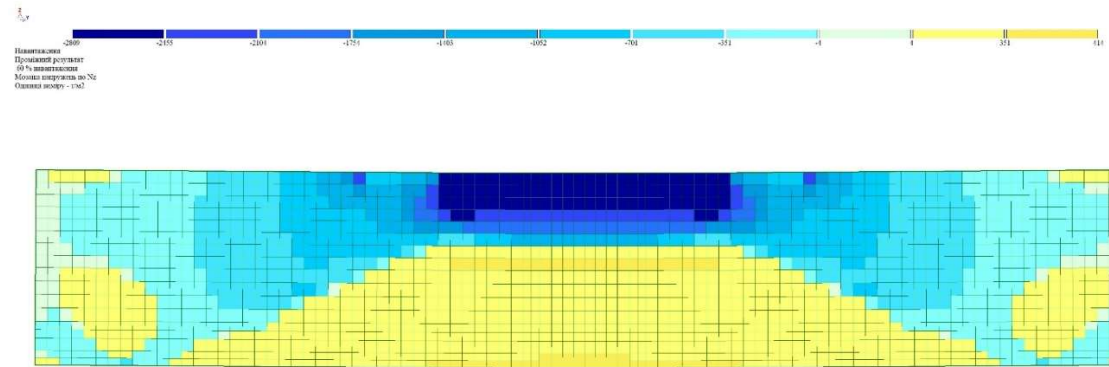


Рис. Д.3. Епюры напряжений (а), (б) та деформацій (в) дослідного зразка Л-2б

a)



б)



в)

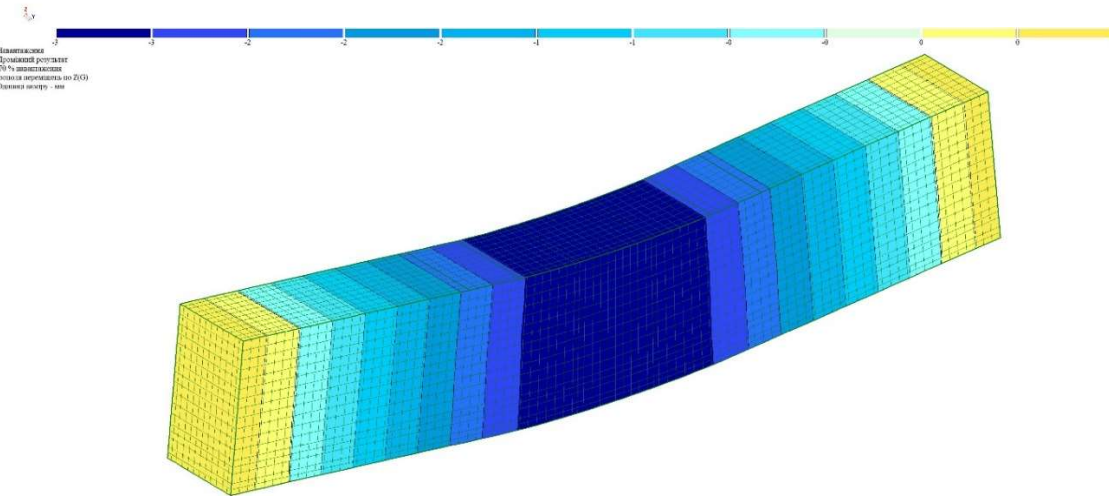
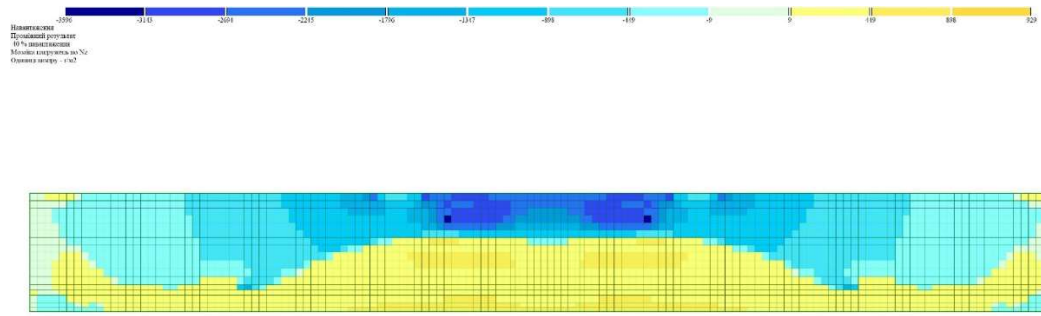
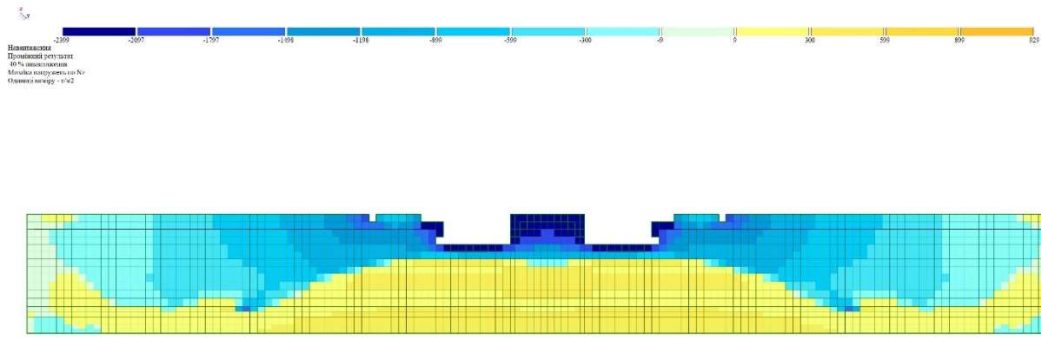


Рис. Д.4. Епюри напружень (а), (б) та деформацій (в) дослідного зразка Л-2в

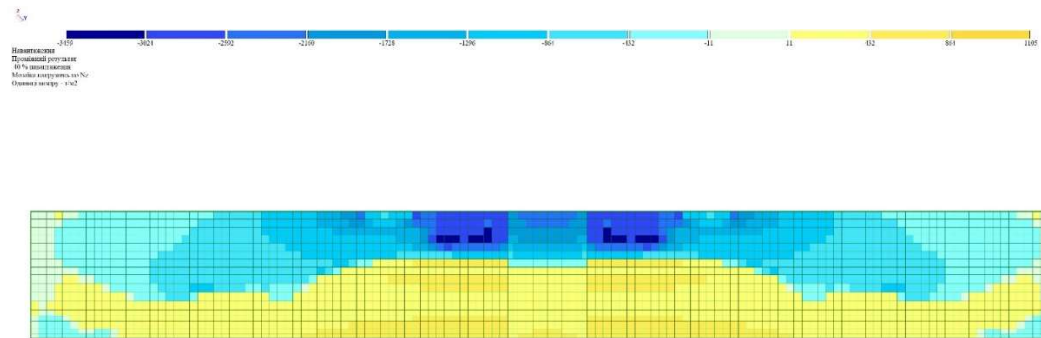
a)



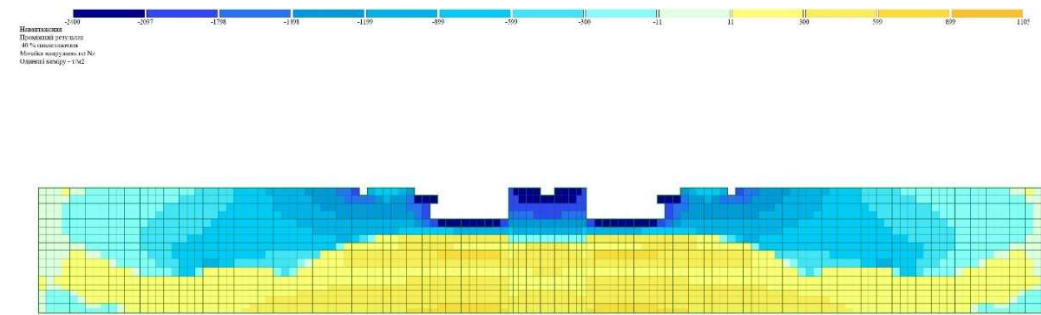
б)



в)



г)



д)

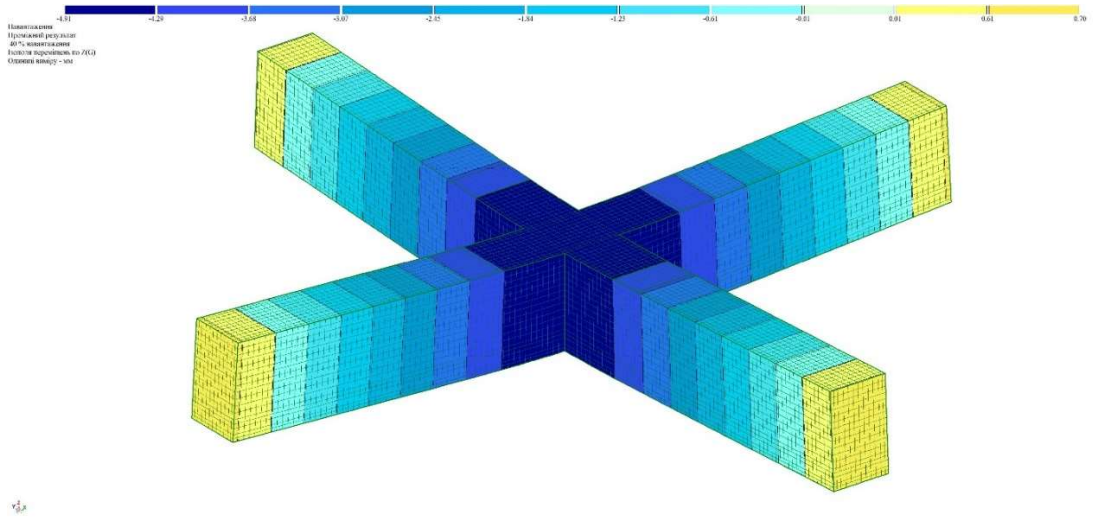
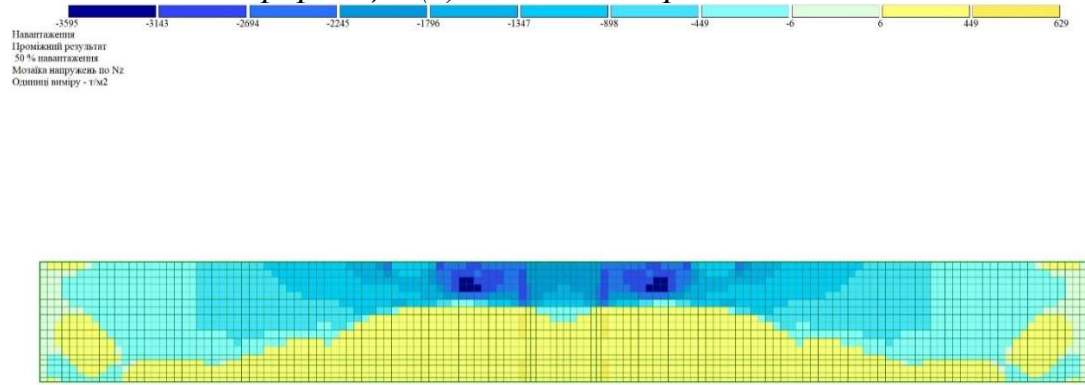


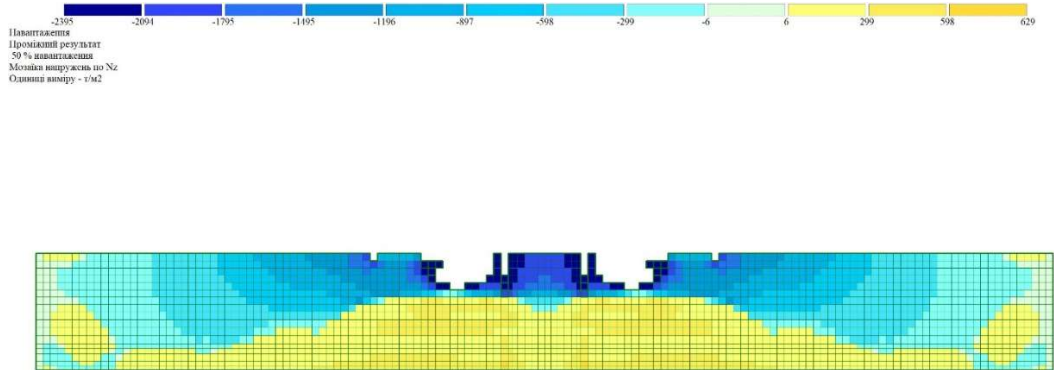
Рис. Д.5. Епюри напружень (а), (б) – вздовж осі O_x , (в), (г) – вздовж осі O_y , та

деформацій (д) дослідного зразка ЛП-1

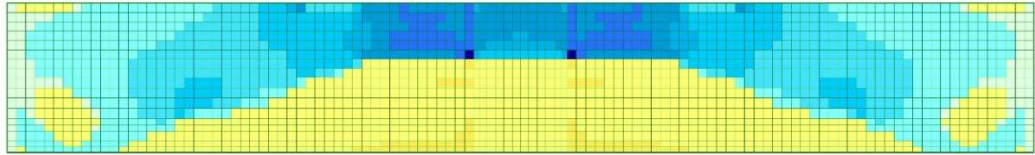
а)



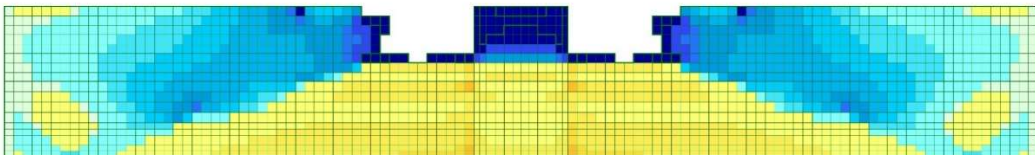
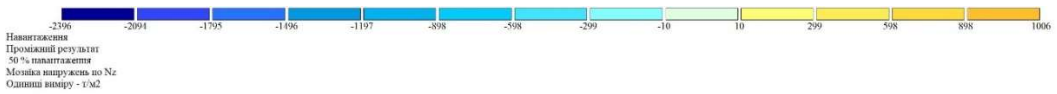
б)



в)



г)



д)

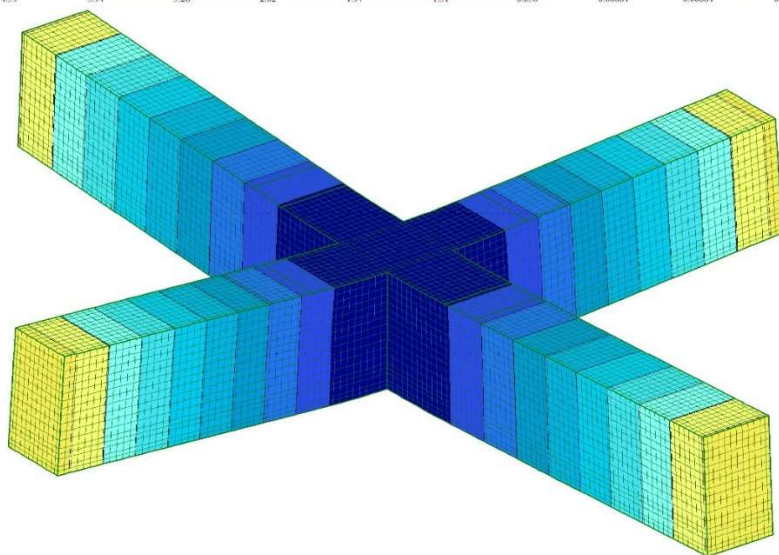
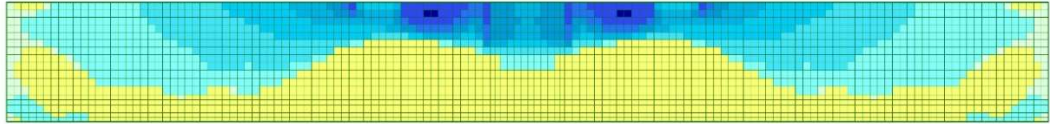
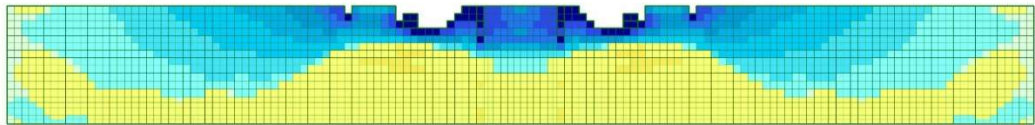


Рис. Д.6. Епюри напружень (а), (б) – вздовж осі 0_x , (в), (г) – вздовж осі 0_y , та деформацій (д) дослідного зразка ЛП-2

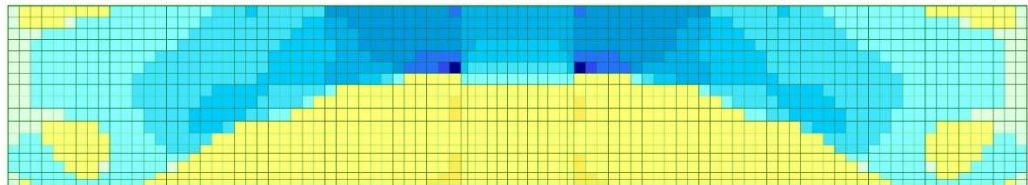
a)



б)

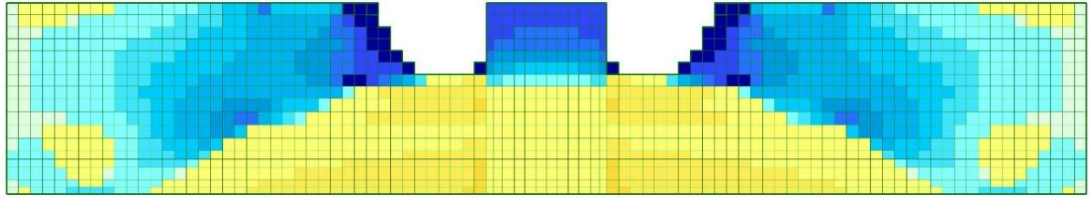


в)



z
x

з)



д)

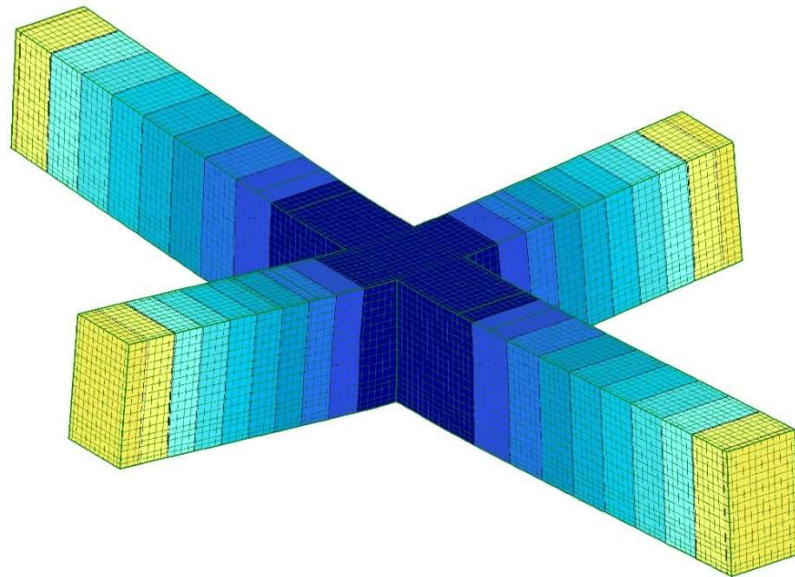


Рис. Д.7. Епюри напружень (а), (б) – вздовж осі O_x , (в), (г) – вздовж осі O_y , та деформацій (д) дослідного зразка ЛП-3