Міністерство освіти і науки України
Національний університет «Львівська політехніка»

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

МЕЛЬНИК ІГОР ВОЛОДИМИРОВИЧ

УДК 624.012.4+691.32

ДИСЕРТАЦІЯ

НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ТА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНЕ ВПРОВАДЖЕННЯ ПОРОЖНИСТИХ БЕТОННИХ І ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди
19 – Архітектура та будівництво
Подається на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук

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

Мельник І.В.

Науковий консультант Бамбура Андрій Миколайович,
доктор технічних наук, професор

Львів – 2021

АНОТАЦІЯ

Мельник І.В. Напружно-деформований стан та експериментальне впровадження порожнистих бетонних і залізобетонних конструкцій. – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису. Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук за спеціальністю 05.23.01 – «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» (19 – «Архітектура та будівництво»). – Національний університет «Львівська політехніка» Міністерства освіти і науки України, Львів, 2020.

Основний зміст дисертаційної роботи.

У **вступі** обгрунтовано вибір теми дослідження, сформульовано мету та завдання досліджень, наукову новизну та практичне значення роботи.

У **розділі 1** розглянуто класифікацію монолітних, збірних і збірно-монолітних перекриттів різного типу: плоских, ребристих, з балковими плитами, часторебристих, безбалкових, кесонних та інших. Крім цього, подано конструктивні вирішення монолітних плитних залізобетонних фундаментів і монолітних, збірних і збірно-монолітних прогонових будов мостів малих і середніх прольотів.

На підставі огляду і аналізу розглянутих конструкцій показано, що незалежно від конструктивно-технологічних вирішень оптимізація розглянутих плитних конструкцій досягається улаштуванням замкнутих (внутрішніх) порожнин або улаштуванням відкритих порожнин між балками або поздовжніми і поперечними ребрами.

Проте збірні плитні порожнисті конструкції виготовляють за спеціальною технологією на підприємствах будіндустрії.

З огляду на це, для улаштування замкнутих внутрішніх порожнин в монолітних бетонних і залізобетонних конструкціях доцільно використовувати порожниноутворювальні вставки з відносно легких і дешевих матеріалів.

Подано зарубіжний досвід улаштування монолітних залізобетонних перекриттів з пластмасовими порожнистими вставками.

Крім цього, розглянуто існуючі методи розрахунку плоских залізобетонних перекриттів, плитних фундаментів, а також методи загального статичного розрахунку прогонових будов мостів.

Наведено існуючі конструктивні вирішення порожнистих бетонних фундаментних блоків, огляд їх досліджень і методів розрахунку.

За результатами огляду і аналізу залізобетонних та бетонних конструкцій сформульовано завдання досліджень з метою їх раціоналізації шляхом порожниноутворення.

У **розділі 2** дисертаційної роботи за результатами численних патентних і літературних досліджень, проведених по країнах з розвиненою будівельною індустрією, визначені і згруповані основні способи зменшення матеріало-, енерго-, і трудомісткості бетонних і залізобетонних конструкцій, а саме: створення порожнистості для зменшення витрати бетону і власної ваги виробів; нові формоутворення, конструювання перерізів відповідно до діючих в них зусиль; використання нових комбінацій матеріалів; використання відходів виробництва і порівняно дешевих, зокрема місцевих матеріалів; утворення комплексних конструкцій, у т.ч. для поєднання з тепло- і звукоізоляційними властивостями; оптимізація конструкцій і розвиток методів їхнього розрахунку.

Порожниноутворення є основним способом вдосконалення конструктивних форм бетонних і залізобетонних виробів. Крім безпосередньої економії бетону і зменшення маси, він дозволяє зберегти основні експлуатаційні властивості конструкцій і реалізувати інші зазначені вище способи їх раціоналізації. В розділі 2 вони обгрунтовані і описані детально.

Крім цього, в розділі 2 подано та описано розроблені принципові схеми залізобетонних порожнистих конструкцій: монолітних перекриттів різної конфігурації в плані з одно- і двонаправленим розташуванням вставок різних форм; збірно-монолітних перекриттів; окремих плитних конструкцій; плитних монолітних фундаментів; залізобетонних і сталезалізобетонних прогонових будов мостів.

Обгрунтовано і подано позитивні сторони зазначених залізобетонних конструкцій та бетонних порожнистих фундаментних блоків.

Розділ 3 містить методику і результати експериментальних досліджень декількох типів фрагментів монолітних залізобетонних перекриттів та результати натурних випробувань монолітного залізобетонного перекриття з пінополістирольними вставками.

Фрагменти монолітного залізобетонного перекриття першого типу марки ФП мали круглі трубчасті вставки діаметром 110 мм, розташовані вздовж і впоперек всередині плитних дослідних зразків, які мали довжину 5 м, ширину 1м і загальну висоту перерізу 178 мм. Завантажували дослідні зразки чавунними злитками, які рівномірно вкладали по верхній грані плит, моделюючи рівномірно розподілене навантаженння.

Фрагменти монолітного залізобетонного перекриття другого типу марки ПФ мали загальні габаритні розміри 6 м (*l*) х 0,53 м (*b*) х 260 мм (*h*). Порожниноутворювальні пінополістирольні вставки мали переріз 160х160 мм і також буди розташовані вздовж і впоперек плитної конструкції. Завантажували плитні фрагменти бетонними блоками, моделюючи симетричне і несиметричне завантаження.

Порівняно з дослідними зразками перших двох типів, плитні фрагменти монолітного перекриття третього типу завантажували не рівномірно розподіленим, а зосередженим навантаженням за схемою чистого згину. Крім дослідних зразків з поперечним і поздовжнім розташуванням пінополістирольних вставок, для порівняння були виготовленні цільні дослідні зразки. Загальні розміри дослідних зразків однакові: 2,05 м (*l*) х 335 мм (*b*) х 180 мм (*h*). При випробуванні дослідних зразків серії I (марки ІДФ) відстань між зосередженими силами становила 725 м; при випробуванні дослідних зразків серії II (марки ІІДФ) – 1015 мм.

Експериментальні дослідження показали, що незалежно від типу дослідних зразків і схеми їх завантаження, їх міцність і деформативність є різними. Найбільші деформації, особливо похилих перезів, мали дослідні зразки з поперечним розташуванням вставок, суттєво менші – зразки з поздовжнім розташуванням

вставок, що необхідно враховувати при загальному статичному розрахунку перекриттів зі вставками.

Експерментальні дослідження показали також, що навіть за малої товщини міцність верхньої неармованої полиці порожнистої плити є значною і достатньою для сприйняття технологічних та інших зосереджених навантажень.

Програма експериментальних досліджень передбачала також натурні випробування плоского монолітного перекриття значних розмірів в плані – 7,6х12,1м загальною висотою 26 см, в середній частині якого розташовані призматичні пінополістирольні вставки перерізом 16х16 см. Завантаження до рівня 3,4 кН/м^2 показало, що таке порожнисте перекриття є жорсткою і загалом надійною конструктивною системою.

В **розділі 4** подано пропозиції щодо розрахунку плитних залізобетонних конструкцій за різного напружено-деформованого стану в перерізах з порожниноутворювальними вставками.

Розроблено пропозиції щодо розрахунку жорсткостей перекриттів з квадратними, прямокутними і круглими вставками, які найчастіше використовують в практиці проектування і улаштування монолітних плоских залізобетонних перекриттів. Для цього перекриття із зазначеною формою вставок моделювалося як ортотропна плита з використанням методу скінчених елементів. За результатами числового моделювання отримано значення циліндричних жорсткостей монолітних перекриттів та інших плитних конструкцій з однонапрямленими вставками квадратної, прямокутної та круглої форм із змінними геометричними параметрами перерізів перекриттів з вставками.

Розроблено також розрахункові залежності для визначення прогинів фрагментів залізобетонних перекриттів з однонапрямленими вставками з врахуванням нелінійності деформування бетону бетону. Визначені за ними прогини дали задовільну збіжність з експерментальними значеннями прогинів дослідних зразків марки ПФ (див. розділ 3).

Для розрахунку несучої здатності нормальних перерізів перекриття з однонапрямленими вставками можна використати деформаційний метод згідно з

чинними нормативними документами (ДСТУ Б В.2.6-156:2010), який дав добру збіжність з результатами проведених випробувань дослідних зразків трьох типів.

Згідно з проведеними розрахунками, теоретичні значення продавлюючої сили P_u бетонної полиці над призматичними вставками, обчислені за розрахунковими залежностями нормативних документів, дають занижені значення P_u. Тому рекомендовано вводити в ці залежності корегуючі коефіцієнти. Найкращу збіжність з експериментальними значеннями P_u дає розрахунок в програмному комплексі ЛІРА.

Крім цього, в розділі обгрунтовано розрахункові схеми і запропоновано методику розрахунку плитних залізобетонних конструкцій з двонапрямленими порожниноутворювальними вставками з врахуванням двовісного напружено-деформованого стану бетону. Такий напружено-деформований стан базується на експериментальних дослідженнях, відображених в чинних Державних будівельних нормах. Розроблено алгоритм розрахунку і наведено приклад розрахунку за запропонованою методикою монолітного залізобетонного перекриття з двонапрямленим розташуванням вставок.

Розроблені методики розрахунку можна використати для плитних конструкцій перекриттів, фундаметних плит, прогонових будов мостів та інших плитних залізобетонних конструкцій з одно- і двонапрямленими порожниноутворювальними вставками.

У **розділі 5** викладено результати експериментально-теоретичних досліджень бетонних порожнистих блоків. В основному це стосується крупногабаритних бетонних фундаментних блоків, які масово виготовлялися і виготовляються на підприємствах будівельної індустрії.

Проведені натурні випробування порожнистих фундаметних блоків номінальними розмірами 0,4х0,6х2,4 м в складі 9-х схем фрагментів трьохрядної стіни дозволили виявити особливості їх напружено-деформованого стану та критерії несучої здатності за різних схем завантаження. Всього було випробувано два типи блоків із замкнутими порожнинами і два типи блоків з відкритими зверху порожнинами.

Моделювання роботи дослідних зразків бетонних блоків в складі стіни в програмних комплексах ANSYS і ЛІРА підтвердило їх складний напружено-деформований стан. Згідно з отриманими результатами, програмний комплекс ANSYS загалом задовільно як якісно, так і кількісно відображає характер зміни вертикальних деформацій блоків, заміряних при натурних випробуваннях. Також отримано задовільну збіжність фактичної несучої спроможності порожнистих блоків в складі 9-х фрагментів стіни і теоретичної, визначеної за результатами моделювання в програмних комплексах ANSYS та ЛІРА.

Крім натурних випробувань, експериментально-теоретичні дослідження проводилися на малогабаритних моделях блоків з відкритими зверху порожнинами. Їх випробування центрово прикладеними навантаженнями і моделювання в програмних комплексах FEMAP і ЛІРА дозволило отримати додаткові дані щодо їх деформативності, тріщиностійкості та характеру руйнування і обгрунтувати критерії визначення розрахункової несучої здатності.

Технологічні та експлуатаційні особливості плитних порожнистих залізобетонних конструкцій, бетонних порожнистих фундаментних блоків та їх техніко-економічна ефективність подані в **розділі 6**.

Розглянуто матеріали і форми вставок, результати проведених експериментальних досліджень арболітових вставок. Важливими для збереження проектних параметрів є фіксація вставок, етапність виконання робіт, розбивка на захватки, бетонування при мінусових температурах. Вони подані на прикладі об’єктів з власного досвіду проектування і практики будівництва.

В програмному комплексі ЛІРА змодельовано роботу залізобетонного каркасу 6-поверхової будівлі у двох варіантах: з суцільними монолітними перекриттями і порожнистими перекриттями, полегшеними на 32,5 % пінополістирольними вставками. Ефект полегшуючих вставок є суттєвим: в перекриттях згинальні моменти зменшилися на 7,8…9,7%, крутні моменти на 10,0…10,7%, прогини на 5,6…6,4%, армування на 17,7…19,0%. Суттєвим є також зменшення зусиль у вертикальних несучих конструкціях будівлі.

Техніко-економічні показники перекриттів з вставками подані на прикладі перекриттів декількох об’єктів, взятих з власного досвіду проектування. Вони підтверджують ефективність використання вставок, насамперед за рахунок суттвого зменшення витрати бетону і, відтак власної ваги та кількості арматури.

Розроблені технологічна схема і пропозиції щодо запровадження у виробництво арболітових вставок, які можна масово використовувати при виготовленні бетонних блоків стін підвалів.

В **розділі 7** на прикладі окремих будівель наведено досвід проектування і використання на практиці численних порожнистих залізобетонних і бетонних виробів, при розрахунку і конструюванні яких використані результати проведених експериментально-теоретичних досліджень.

Насамперед це монолітні залізобетонні перекриття, які широко використовують при зведенні багатоповерхових каркасних споруд і при малоповерховому будівництві. Подано монолітні перекриття з однонапрямленим, двонапрямленим і комбінованим розташуванням вставок різних форм та перекриття складної конфігурації в плані. Ці полегшені перекриття були використані на 28 об’єктах, даючи економію бетону і зменшення власної ваги від 18% до 47%.

Наведені приклади використання полегшуючих вставок в збірно-монолітних перекриттях, в окремих залізобетонних плитах, в монолітних залізобетонних фундаментних плитах різної конфігурації в плані, в монолітних залізобетонних прогонових будовах мостів.

Подані також проектні пропозиції щодо використання ефективних вставок у днищі та стінках резервуару і плавального басейну, в залізобетонному каркасі багатоповерхових будівель, в плитних вертикальних і підлогових конструкціях ангару.

Розроблені загальні конструктивні вирішення і рекомендації щодо використання досліджуваних 4-х типів порожнистих блоків для малоповерхового і середньоповерхового будівництва.

Ключові слова: бетонні і залізобетонні конструкції, порожнини, порожниноутворювальні вставки, напружено-деформований стан, експериментально-теоретичні дослідження, впровадження.

SUMMARY

Melnyk I.V. Deflected mode end experimental implementation of hollow concrete and ferroconcrete constructions. – Qualifying scientific work published as a manuscript. Thesis for the degree of Doctor of Technical Science in specialty 05.23.01 – Building structures, houses and buildings (19 – "Architecture and building"). – Lviv Polytechnic National University, Ministry of Education and Science of Ukraine, Lviv, 2020.

Main content of the thesis.

In the **Introduction,** the choice of the research theme is substantiated, the aim and the tasks of the research are formulated as well as the topicality and practical value of the work.

In **Chapter 1**, the classification of monolithic, precast and composite ceilings of different types, namely, flat, rib, with beam slabs, gilled, beamless ceilings, lacunars and others, is considered. Moreover, the solutions to the construction of the monolithic slab ferroconcrete foundations and ferroconcrete monolithic, precast and composite small and medium roadway bearers are provided.

On the basis of the review and analysis of the considered constructions it is shown that, independently of constructive and technological solutions, the optimization of considered slab constructions is reached by making closed (inside) hollows or opened hollows between beams or axial and transversal ribs.

However, precast slab hollow constructions are made by a special technology at the enterprises of the construction industry. Therefore, for making the closed inside hollows in monolithic concrete and ferroconcrete constructions, it is advisable to use hollow-forming inserts made of relatively light and cheap materials.

Foreign experience of making monolithic ferroconcrete ceilings with plastic hollow inserts is given.

Moreover, the existing methods of calculating flat ferroconcrete ceilings, slab foundations, as well as the methods of the general static calculation of baulk constructions are considered.

Also, the existing constructive solutions of single and complex hollow concrete foundation blocks and the review of their investigations and calculation methods are given.

According to the results of the review and analysis of existing ferroconcrete and concrete constructions, the tasks of the research were formulated with the aim of improving these constructions by making them hollow.

In **Chapter 2** of the thesis, according to the thorough literature and patent studies conducted in the countries with the developed construction industry, the main methods of lessening material and power consumption and labor expenditures for concrete and ferroconcrete constructions are determined and grouped. They are as follows: making hollows for lessening concrete consumption and specific weight of products; new form-making, designing sections according to stresses acting in them; using new material combinations; using wastes of production and comparatively cheap and local materials; creating complex constructions, including those for combining with heat and sound insulation properties; optimizing constructions and developing methods for their calculation.

Hollow-forming is the main method of improving the construction forms of concrete and ferroconcrete products. Besides saving on concrete and decreasing mass, it allows maintaining main service properties of constructions and realizing other above mentioned ways of their optimization, which are substantiated and described in detail in Chapter 2.

In this Chapter, developed action charts are also given for the following ferroconcrete hollow constructions: monolithic ceilings of a different shape in plan with unidirectional and bidirectional location of the hollows of different shapes; precast monolithic ceilings; single slab constructions, monolithic slab foundations; ferroconcrete and composite bridge baulk constructions.

The substantiated positive features of above mentioned ferroconcrete constructions and concrete hollow foundation blocks are given.

Chapter 3 contains the technique and the results of experimental investigations of several types of fragments of monolithic ferroconcrete ceilings and the results of environmental tests of the monolithic ferroconcrete ceiling with foam polystyrene inserts.

Fragments of the monolithic ferroconcrete ceiling of the first type (FP brand) contained round pipe-form inserts 110 mm in diameter, located along and across inside the investigated slab samples which were 5 m long, 1 m wide, with general cross-section height of 178 mm. Investigated samples were loaded with cast iron bars being located on the top side of the slabs, modelling uniform load distribution.

The dimensions of the fragments of the monolithic ferroconcrete ceiling of the second type (PF brand) were 6 m (*l*) x 0.53 m (*b*) x 260 m (*h*). Hollow-forming foam polystyrene inserts with the cross-section dimensions of 160x160 mm were located along and across the slab construction. The slab fragments were loaded by concrete blocks with modelled symmetric and asymmetric load.

Compared with investigation samples of the first two types, slab fragments of the monolithic ceiling of the third type were loaded with the concentrated load instead of uniform load by the scheme of pure bending. In addition to test samples with the along and across located foam polystyrene inserts, solid test samples were used for the comparison. Their dimensions were similar: 2.05 m (*l*) x 335 mm (*b*) x 180 mm (*h*). During the investigation of the prototypes of series I (IDF brand) the distance between the concentrated forces was 725 m; during the investigation of the prototypes of series II (IIDF brand) this distance was equal to 1015 mm.

Experimental investigations have shown that regardless of the kind of prototype units and the way of their loading, their strength and deformability are different. The biggest deformations (particularly, those of the inclined sections) were observed in the prototypes with the across-located inserts, while considerably smaller ones were detected in the prototypes with the along-located inserts. These facts should be taken into account during the general static calculations of the ceilings with inserts.

Experimental investigations also showed that even if the thickness of the top unreinforced part of the hollow slab is small, its strength is quite big and sufficient for technological and other concentrated loads.

The program of experimental investigations also included the environmental tests of the flat monolithic ceiling of considerable dimensions in plan (7.6x12.1 m) and general height of 0.26 m with prismatic foam polystyrene inserts of a cross-section of 16x16 cm in its middle part. Loading up to 3.4 kN/m^2 showed that such a hollow ceiling is a rigid and quite reliable constructive system.

In **Chapter 4**, proposals for the calculation of slab ferroconcrete constructions at different deflected modes in cross-sections with hollow-forming inserts are given.

The proposals for the calculation of the rigidness of ceilings with square, rectangular and round inserts, which are most often used in practice while designing and constructing the monolithic flat ferroconcrete ceilings, are developed. For this purpose, the ceilings with above mentioned shapes of inserts are modelled as the orthotropic slabs with the use of the method of finite elements.

According to the results of the numerical modelling, the values of bending stiffness of monolithic ceilings with unidirectional inserts of the square, rectangular and round shape with variable geometrical parameters of cross-sections of the ceilings with inserts were obtained.

The calculation dependencies for determining the buckle of the fragments of ferroconcrete ceilings with unidirectional inserts taking into account the non-linearity of concrete deformation were also developed. Buckles determined by these dependencies showed satisfactory fit to experimental buckle values of experimental prototypes of PF brand (See Chapter 3).

For the calculation of bearing capacity of normal cross-sections of ceilings with unidirectional inserts, a deformation method according to the actual normative documents (ДСТУ Б В.2.6-156:2010) can be used, which ensures good fit to the results of the conducted tests of the prototypes of three types.

According to conducted calculations, the theoretical values of pressing force P_u of the concrete shelf above the prismatic inserts, calculated according to dependencies given by the normative documents, present conservative values of P_u. Therefore, it is recommended that correcting coefficients should be introduced into these dependencies.

The best coincidence with the experimental values of P_u can be provided by the calculations in the LIRA software environment.

Moreover, in the Chapter the design models were substantiated, and the technique for calculating the slab ferroconcrete constructions with the prismatic hollow-forming inserts, taking into account a plane deflected mode of concrete, was proposed. Such a deflected mode is based on experimental investigations reflected in actual State construction norms. The algorithm of the calculation has been developed and an example of calculations given according to the proposed technique for a monolithic ferroconcrete ceiling with bidirectional insert location.

Developed calculation techniques may be used for slab ceiling constructions, foundation slabs, bridge span bearers and other ferroconcrete constructions with unidirectional and bidirectional hollow-forming inserts.

In **Chapter 5**, the results of theoretical and experimental investigations of hollow concrete blocks are described. It concerns, in particular, large-dimension concrete foundation blocks which were and are the object of mass production at the enterprises of construction industry.

Carried out environmental tests of hollow foundation blocks with the nominal dimensions 0.4x0.6x2.4 m in the structure of 9 constructions of a three-tier wall made it possible to reveal the peculiarities of their deflected mode and the criteria of their loading capability under the different loading conditions. Two types of hollow blocks with closed hollows and two types of blocks with hollows opened on top were investigated and tested.

The simulation of the tested samples of concrete blocks in the wall construction in the software environment ANSYS and LIRA proved the existence of their complex deflected mode. According to results obtained, the ANSYS software environment provides the qualitative and quantitative analysis of changes in vertical block deformation registered during their environmental tests.

The satisfactory convergence of the real loading capability of hollow blocks in the structure of 9 walls with theoretical one determined by the simulation in the ANSYS and LIRA software facilities was also obtained.

Besides doing environmental tests, theoretical and experimental investigations were conducted at small-sized block models with hollows opened on top. They were tested by central load, and the simulation in ANSYS and LIRA software environments allowed obtaining the data related to their deformability, crack resistance and destruction characteristics, as well as substantiating the criteria of determining the calculated bearing capacity.

In **Chapter 6**, the technological and operational integrity of slab ferroconcrete hollow constructions, concrete hollow foundation blocks, as well as techno-economic efficiency of these constructions is given.

The materials and shapes of the inserts and the results of the performed experimental investigations of wood concrete inserts are considered. For maintaining the design objectives, it is important to fix inserts, conduct step-by-step operation, divide concrete casting into bays at subzero temperature. This information is given according to the author's design experience and construction practice.

The work of the reinforced concrete skeleton frame of a six-storey building has been simulated with the use of the LIRA software environment. The model considered two variants: with solid monolithic ceilings and ceilings with hollow inserts lightened by 32.5 % with the use of foam polystyrene inserts. The effect of lightening inserts is sufficient: in the ceilings, moments of deflection lessened by 7.8…9.7%, moments of torsion – by 10.0…10.7%, bending deflections – by 5.6…6.4%, reinforcement – by 17.7…19.0%. The decrease in stresses in vertical bearing structures of the building was also quite considerable.

Techno-economic characteristics of hollow ceilings confirm the efficiency of the inserts used in several objects designed by the author, since they cause the considerable decrease in concrete consumption and, correspondingly, in their weight and the amount of reinforcement.

A process flow-sheet and the proposals for the manufacturing application of wood concrete inserts which can be widely used in the process of making concrete blocks for cellar walls has been developed.

In **Chapter 7**, using the example of particular buildings, the experience of designing and implementing numerous hollow ferroconcrete and concrete products is shown, whose calculations and design was conducted with the use of the results of carried out theoretical and experimental investigations.

First of all, they are monolithic ferroconcrete ceilings widely used at the construction of multistorey skeleton constructions, as well as low-rise buildings. Monolithic ceilings with unidirectional, bidirectional and combined location of the inserts of different shapes in plan are described. These lightweight ceilings were used in the construction of 28 objects with the concrete saving and proper weight decrease from 18% to 47%.

The examples of the use of the lightening inserts in combined precast and cast-in-situ ceilings, in precast ferroconcrete slabs, in monolithic ferroconcrete slabs of different configuration in plan, in monolithic ferroconcrete bridge span bearers are given.

Design decisions concerning the use of the efficient inserts in the bottom of a swimming pool and in the slab vertical and floor hangar constructions are also introduced.

General construction solutions and recommendations for the use of four investigated kinds of hollow blocks for low-rise and mid-rise buildings have been developed.

Key words: concrete and ferroconcrete constructions, hollows, hollow-forming inserts, deflected mode, theoretical and experimental investigations, implementation.

Список публікацій здобувача за темою дисертації та відомості про апробацію результатів дисертації

Монографія:

1. Мельник І. В., Сорохтей В. М., Приставський Т. В. Плоскі залізобетонні плитні конструкції з ефективними вставками : монографія. Львів : Вид-во Львів. політехніки. 2018. 272 с.

Статті у наукових періодичних виданнях інших держав та у виданнях України, які включено до міжнародних наукометричних баз:

2. Mel'nik I. V., Sorokhtejj V. M., Konstrujuvannja ih doslihdzhennja monolihtnikh ploskikh zalihzobetonnikh perekrittihv z efektivnimi vstavkami. *Zeszyty naukowe Politechniki Rzeszowskiej. Budownictwo i Inzynieria Srodowiska*. 2009. Z. 55. S. 27–36. (*Розробка програми і методики досліджень. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*
3. Mel'nyk I.V. (2014) Analysis of the Stiffnesses of Reinforced-Concrete Plane Monolithic Floors with Tubular Inserts. *Materials Science*, 50(4), 564-570. https://doi.org/10.1007/s11003-015-9754-7 (Scopus, Web of Science)
4. Мельник И.В., Сорохтей В.М., Приставський Т.В. Экспериментальные исследования деформативности фрагментов монолитного плоского железобетонного перекрытия с пенополистирольными вкладишами. *Вестник Белорусско-Российского университета.* 2015. №4. С.103-112. (*Розробка програми і методики досліджень. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*
5. Mel'nyk I.V. (2016) Stress-Strain State of the Fragments of Armored Monolithic Floors with Tubular Inserts. *Materials Science*, 52(2). P. 269-279. **DOI:** 10.1007/s11003-016-9954-9 (Scopus, Web of Science)
6. Мельник И.В. Сорохтей В.М. Приставський Т.В. Экспериментально-теоретические исследования продавливания верхней полки монолитной железобетонной плиты с пустотообразующими вкладышами. *Вестник Белорусско-Российского университета*. 2016. №3. С. 169-178. (*Розробка програми і методики досліджень. Загальне компонування, редагування і*

написання тексту статті.)

7. Мельник І.В., Сорохтей В.М., Приставський Т.В., Грушка Р.І. Монолітні плоскі залізобетонні фундаментні плити з ефективними вставками. *Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва.* 2017. № 877. С.144-150. (*Розробка програми і методики досліджень. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*
8. Бамбура А. М., Мельник І. В., Білозір В. В., Сорохтей В. М. Розрахунок несучої здатності фрагментів монолітного залізобетонного перекриття з трубчастими вставками за деформаційним методом. *Наука та будівництво*. 2018. Вип. 1 (15). С. 4–11.
9. Мельник І.В., Сорохтей В.М., Приставський Т.В., Партута В.П. Дослідження порожнистих бетонних блоків. *Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва.* 2019. № 912. С.114-124. (*Розробка програми і методики досліджень. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*
10. Мельник И. В., Сорохтей В. М., Приставский Т. В., Партута В. П. Моделирование работы фрагментов монолитных пустотелых плитных железобетонных конструкций в программном комплексе «ЛИРА». *Вестник Белорусско-Российского университета*. 2019. №3(64). С. 139-146. (*Розробка програми і методики експериментально-теоретичних досліджень. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*
11. Mel'nyk I.V. (2019) Stiffness of Monolithic Reinforced-Concrete Slab Structures. *Materials Science*, 55(3). P. 367-373. **DOI:** 10.1007/s11003-019-00311-1 (Scopus, Web of Science)
12. A. Bambura, I. Mel'nyk, V. Bilozir, V. Sorokhtey, T. Prystavskyi, V. Partuta (2020) The stressed-deformed state of slab reinforcedconcrete 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 (Scopus) (*Обгрунтування розрахункових схем і методики розрахунку*. *Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*

Статті у наукових фахових виданнях України:

13. Мельник І.В., Паньків М.І. Бетонні блоки стін підвалів з арболітовими вставками. *Вісник Державного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва.* 1998. № 360. С. 144-148. (*Розробка конструкції арболітових вставок і загальної конструкції блоків з вставками. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*
14. Мельник І.В., Паньків М.І. Ефективні блоки стін підвалів. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі і споруди: зб.наук.пр.* Рівне, 1999. Вип. 3. С. 212-217. (*Розробка конструкції бетонних блоків з відкритими порожнинами і вставками. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*
15. Мельник І.В. Пропозиції щодо улаштування монолітної плоскої порожнистої плити при реконструкції перекриттів. *Вісник Львівського державного аграрного університету. Архітектура і сільськогосподарське будівництво.* 2000. №1. С.166-169.
16. Мельник І.В. Плоскі залізобетонні монолітні перекриття з ефективними вставками. *Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва.* 2000. № 409. С. 141-145.
17. Мельник І.В., Паньків М.І. Дослідження блоків стін підвалів з арболітовими вставками. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі і споруди: зб.наук.пр. Рівне, 2000. Вип. 5. С. 211-215. (*Розробка програми і методики натурних випробувань блоків. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*
18. Мельник І.В., Паньків М.І. Міцність і деформативність бетонних блоків стін підвалів з відкритими порожнинами при центральному навантаженні. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі і споруди: зб.наук.пр.* Рівне, 2002. Вип. 6. С. 198-202. (*Аналіз результатів випробувань. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*
19. Мельник І.В., Паньків М.І. Експериментальні дослідження бетонних блоків з відкритими порожнинами. *Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва.* 2002. №441. С.137-142. (*Аналіз*

результатів досліджень. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)

20. Мельник І.В. Залізобетонні монолітні плоскі перекриття з трубчастими вставками. *Вісник Львівського національного аграрного університету. Архітектура і сільськогосподарське будівництво.* 2006. С. 133-140.
21. 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: зб.наук.пр.* Рівне, 2006. Вип. 14. С. 253-260. (*Розробка принципових конструктивних рішень перекриттів з вставками. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*
22. Мельник І.В., Царинник О.Ю., Сорохтей В.М. Конструювання і дослідження плоских монолітних перекритів з ефективними вставками. *Будівельні конструкції: зб.наук.пр.* Київ, 2007. вип. 67. С.794-801. (*Розробка принципових конструктивних рішень перекриттів з вставками. Розробка програми і методики досліджень. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*
23. Мельник І.В., Сорохтей В.М., Яремко Б.В. Монолітні залізобетонні перекриття складної конфігурації в плані. *Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва*. 2007. №600. С.230-235. (*Розробка конструктивних рішень полегшених плоских перекриттів складної конфігурації в плані. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*
24. 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.
25. Мельник І.В., Якимечко Я.Б. Дослідження властивостей арболітових вставок для бетонних і залізобетонних конструкцій та їх взаємодії з бетоном. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб.наук.пр.* Рівне, 2008. Вип. 18. С.74-81. (*Загальне компонування, редагування і написання*

тексту статті.)

26. Мельник І.В., Сорохтей В.М. Зменшення власної ваги плоских монолітних залізобетонних перекриттів улаштуванням ефективних вставок. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб.наук.пр.* Рівне, 2009. Вип. 19. С.206-211. (*Розробка принципових конструктивних рішень перекриттів з вставками. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*
27. Мельник І.В. Міцність порожнистих фундаментних бетонних блоків при різних схемах випробувань. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб.наук.пр.* Рівне, 2009. Вип. 19. С.198-205.
28. Мельник І.В., Сорохтей В.М. Конструювання плоских монолітних залізобетонних перекриттів з використанням ефективних вставок різних форм. *Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва.* 2009. №655. С.190-199. (*Розробка принципових конструктивних рішень перекриттів з вставками. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*
29. Мельник І.В., Сорохтей В.М. Використання ефективних вставок в монолітних і збірно-монолітних перекриттях при реконструкції будівлі оздоровчого відділення санаторію. *Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва.* 2010. №664. С.114-119. (*Розробка конструктивних рішень монолітних і збірно-монолітних перекриттів з пінополістирольними вставками. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*
30. Мельник І.В., Сорохтей В.М., Мурин А.Я. Експериментальні дослідження плоского монолітного залізобетонного перекриття розмірами в плані 7,6х12,1 м з пінополістирольними вставками. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб.наук.пр.* Рівне, 2010. Вип. 20. С.258-264. (*Розробка програми і методики натурних випробувань перекриття. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*
31. Мельник І.В. Експериментальні дослідження міцності ефективних

фундаментних бетонних блоків за різних схем завантаження. *Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва.* 2009. №655. С. 183-190.

32. 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: зб.наук.пр*. Київ, 2011. Вип. 74, книга 2. С. 97-105. (*Розробка загальних конструктивних вирішень в монолітних ділянках перекриття будівлі довкола стадіону. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*

33. 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. (*Розробка конструкції підсилення фундаментів з використанням фундаментної плити з вставками. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*

34. Мельник І.В., Сорохтей В.М., Приставський Т.В., Давидовський Н.Б., Крет В.О. Деформативність фрагментів монолітного залізобетонного плоского перекриття з поздовжнім і поперечним розташуванням прямокутних вставок. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб.наук.пр.* Рівне, 2012. Вип. 23. С.312-320. (*Розробка конструкції дослідних зразків, методики і програми досліджень. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*

35. Мельник І.В., Сорохтей В.М., Приставський Т.В., Давидовський Н.Б., Крет В.О. Випробування фрагментів монолітного плоского залізобетонного перекриття з однонаправленим розташуванням пінополістирольних вставок. *Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва.* 2012. №742. С. 131-138. (*Розробка програми і методики досліджень. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*

36. 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: зб.наук.пр.* Рівне, 2014. Вип. 29. С.259-265. (*Розробка програми і методики досліджень. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*
37. Мельник І.В., Сорохтей В.М., Приставський Т.В., Козак М.І. Експериментальні дослідження верхньої полиці монолітної залізобетонної порожнистої плити на продавлювання. *Вісник Львівського національного аграрного університету. Архітектура і сільськогосподарське будівництво.* 2014. №15. С. 88-94. (*Розробка програми і методики досліджень. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*
38. Мельник І.В., Сорохтей В.М., Приставський Т.В., Грушка Р.І., Барщик П.С. Експериментальні дослідження деформативності фрагментів монолітного перекриття з трубчастими вставками і суцільного перекриття. *Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва.* 2015. №823 [56]. С. 236-243. (*Розробка програми і методики досліджень. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*
39. 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. (*Розробка принципових конструктивних вирішень прогонових будов з вставками. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*
40. Мельник І.В., Сорохтей В.М., Приставський Т.В., Грушка Р.І. Технологічні особливості улаштування монолітних плоских залізобетонних перекриттів з вставками. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб.наук.пр.* Рівне, 2017. Вип. 34. С.143-150. (*Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*
41. Мельник І. В., Сорохтей В. М., Приставський Т. В., Партута В. Техніко-

економічна ефективність монолітних залізобетонних перекриттів з вставками. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. пр.* Рівне, 2018. Вип. 36. С. 142–150. (*Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*

42. 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. (*Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації:

43. Мельник І.В., Паньків М.І. Бетонні порожнисті фундаментні блоки. Збірник тез доповідей і повідомлень науково-практичної конференції «*Проблеми винахідництва та раціоналізаторства в Україні».* Львів, 2001. С. 6-8. (Р*озробка конструкції порожнистих бетонних блоків різного типу. Загальне компонування, редагування і написання тексту тез конференції.)*

44. Мельник І.В., Паньків М.І. Бетонні порожнисті блоки стін підвалів. Збірник матеріалів Всеукраїнської науково-технічної конференції «*Сучасні проблеми бетону та його технологій».* Київ, 2002. Вип. 56. С. 351-357. (Р*озробка конструкції порожнистих бетонних блоків різного типу. Загальне компонування, редагування і написання тексту тез конференції.)*

45. Мельник І.В., Сорохтей В.М. Експериментальні дослідження і використання на практиці плоских монолітних залізобетонних перекриттів з ефективними вставками. *Вісник Донбаської національної академії будівництва та архітектури.* 2011. Вип. 2011-4 (90). С. 121-129. (Р*озробка принципових конструктивних рішень перекриттів з вставками. Розробка програми і методики досліджень. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*

46. Мельник І.В., Сорохтей В.М., Лундяк В.С., Крет В.О. Залізобетонне монолітне перекриття з порожниноутворюючими вставками і металевим профнастилом. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб.наук.пр*. Рівне, 2011. Вип. 22. С.427-432. (З*агальне компонування, редагування і написання*

тексту статті.)

47. Мельник І.В., Демчина Б.Г., Сорохтей В.М., Приставський Т.В., Петейчук М.В. Випробування на вогнестійкість фрагментів монолітного залізобетонного перекриття з пінополістирольними вставками. Збірник наукових праць «*Будівельні конструкції. Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону».* Київ, 2013. Вип. 78, книга 1. С. 362-370. (З*агальне компонування, редагування і написання тексту тез конференції.)*

48. Мельник І.В. Визначення жорсткостей монолітних плоских залізобетонних перекриттів з трубчастими вставками квадратної форми. Збірник наук. пр. 5-ої міжнар. конф. «*Механіка руйнування матеріалів і міцність конструкцій».* 2014. С. 491-498.

Патенти:

49. Мельник І.В. Спосіб виготовлення пустотілих бетонних і залізобетонних виробів: патент на винахід №31506 А Україна. №98094908; заявл. 18.09.1998; опубл. 15.12.2000, Бюл. №7-II.

50. Мельник І.В. Бетонний порожнистий блок: патент на винахід №34358 А. Україна. №99063669; заявл. 30.06.1999; опубл. 15.02.2001, Бюл. №1-II.

51. Білозір В.В., Мацик О.Я., Мельник І.В. Сталефібробетонна балка коробчастого перерізу: патент на корисну модель №111523 Україна. №u201605553; заявл. 23.05.2016; опубл. 10.11.2016, Бюл. №21. *(Участь в розробці загальної конструкції балки.)*

У виданнях, які додатково відображають матеріали дисертації:

52. Мельник І. В. Оптимізація залізобетонних конструкцій з допомогою ефективних вставок. *Проблеми теорії і практики будівництва: зб. наук. ст.* Львів, 1997. Т. 4: Проектування, обстеження і експлуатація будівель і споруд. Основи і фундаменти. С. 89–90.

53. Мельник І. В. Конструктивно-технологічні особливості бетонних і залізобетонних конструкцій з ефективними вставками. *Науково-практичні проблеми сучасного залізобетону: зб. наук. пр.* Київ, 1997. С. 164–171.

54. Мельник І. В., Сорохтей В. М., Мурин А. Я., Приставський Т. В., Давидовський

Н. Б., Крет В. О. Дослідження міцності бетонних блоків з відкритими порожнинами. *Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій: зб.наук. пр.* Львів: Каменяр, 2012. Вип. 9. С. 367–375. (*Розробка програми і методики досліджень. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*

55. Мельник І. В., Сорохтей В. М., Приставський Т. В. Дослідження на продавлювання верхньої полиці фрагментів монолітної залізобетонної плити з прямокутними порожнинами. *Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій : зб. наук. пр.* Львів: Каменяр, 2014. Вип. 10. С. 488–495. (*Розробка програми і методики досліджень. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*

ЗМІСТ

ВСТУП 30
РОЗДІЛ 1. ОГЛЯД КОНСТРУКТИВНИХ ВИРІШЕНЬ, ДОСЛІДЖЕНЬ І МЕТОДІВ РОЗРАХУНКУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЛИТНИХ ТА БЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ 39
1.1. Перекриття 39
1.1.1. Класифікація залізобетонних перекриттів 39
1.1.2. Монолітні залізобетонні перекриття 40
1.1.3. Збірні залізобетонні перекриття 44
1.1.4. Збірно-монолітні залізобетонні перекриття 48
1.1.5. Зарубіжний досвід улаштування монолітних залізобетонних перекриттів з порожниноутворювальними вставками 57
1.2. Плитні залізобетонні фундаменти 59
1.3. Прогонові будови мостів 61
1.4. Бетонні порожнисті конструкції 67
1.5. Дослідження і методи розрахунку залізобетонних плитних та бетонних конструкцій 74
1.5.1.Дослідження плитних залізобетонних конструкцій 74
1.5.2.Огляд методів розрахунку залізобетонних перекриттів 81
1.5.3.Огляд досліджень і методів розрахунку бетонних порожнистих конструкцій 88
1.5.4. Огляд методів розрахунку фундаментних плит 92
1.5.5. Огляд методів загального статичного розрахунку залізобетонних прогонових будов мостів 94
1.6. Висновки за розділом та задачі досліджень 98
РОЗДІЛ 2. ПРИНЦИПОВІ ВИРІШЕННЯ ПОРОЖНИСТИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ 101
2.1. Конструктивно-технологічні та експлуатаційні особливості монолітних плитних конструкцій з порожниноутворювальними вставками 101
2.2. Порожнисі залізобетонні перекриття 101
2.2.1.Монолітні перекриття 107
2.2.2.Збірно-монолітні перекриття 110
2.3. Збірні плитні залізобетонні конструкції з вставками 111
2.4. Порожнисті монолітні залізобетонні конструкції різних споруд 112
2.5. Плитні порожнисті залізобетонні фундаменти 117
2.6. Порожнисті прогонові будови мостів 118
2.6.1. Монолітні залізобетонні прогонові будови 118
2.6.2. Сталезалізобетонні прогонові будови 122
2.7. Переваги монолітних порожнистих плитних залізобетонних та бетонних конструкцій 123
2.8. Висновки до розділу 2 126

РОЗДІЛ 3. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЕРЕКРИТТІВ З ВСТАВКАМИ 128
3.1. Дослідження фрагментів монолітного залізобетонного перекриття з круглими трубчастими вставками 129
3.2. Дослідження фрагментів монолітного залізобетонного перекриття з поперечним і поздовжнім розташуванням пінополістирольних квадратних вставок 133
3.3. Порівняльні дослідження фрагментів монолітного залізобетонного перекриття з пінополістирольними вставками і фрагментів суцільного перекриття 141
3.4. Дослідження верхньої полиці фрагментів монолітного порожнистого залізобетонного перекриття на продавлювання 153
3.5. Натурні випробування монолітного плоского перекриття розмірами в плані 7,6×12,1 м з пінополістирольними вставками 156
3.6. Висновки до розділу 3 162
РОЗДІЛ 4. РОЗРАХУНОК ПЛИТНИХ ПОРОЖНИСТИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ 164
4.1. Напружено-деформований стан в перерізах з порожниноутворювальними вставками 164
4.2. Розрахунок плитних конструкцій з однонапрямленими порожнинами 166
4.2.1. Розрахунок жорсткостей перекриттів з квадратними, прямокутними і круглими порожниноутворювальними вставками 166
4.2.2. Розрахунок прогинів фрагментів залізобетонних монолітних перекриттів з однонапрямленими вставками з урахуванням нелінійності деформування бетону 174
4.2.3. Розрахунок несучої здатності фрагментів монолітного залізобетонного перекриття з однонапрямленими порожнинами за деформаційним методом 182
4.3. Пропозиції щодо розрахунку плитних залізобетонних конструкцій з двонапрямленими порожнинами 188
4.3.1. Обґрунтування розрахункових схем 188
4.3.2. Розрахункові залежності 191
4.3.3. Алгоритм розрахунку 195
4.4. Розрахунок верхньої полиці плити на продавлювання 196
4.5. Висновки до розділу 4 200
РОЗДІЛ 5. ДОСЛІДЖЕННЯ БЕТОННИХ ПОРОЖНИСТИХ БЛОКІВ 202
5.1. Натурні випробування 202
5.1.1. Характеристика і виготовлення дослідних зразків 202
5.1.2. Програма і методика випробувань 208
5.1.3. Результати випробувань блоків навантаженням 213
5.2. Моделювання роботи натурних порожнистих блоків в програмному комплексі ANSYS 219
5.2.1. Вихідні дані і загальні результати 219
5.2.2. Несуча здатність і тріщиностійкість 221
5.2.3. Деформативність 223

5.3. Моделювання роботи натурних порожнистих блоків в програмному комплексі ЛІРА 224
5.4. Розрахунок несучої здатності і тріщиностійкості порожнистих блоків за позацентрового навантаження……..…….……..226
5.5. Порівняльний аналіз експериментальних і теоретичних досліджень натурних блоків..... 230
5.5.1. Несуча здатність і тріщиностійкість 230
5.5.2. Деформативність 232
5.6. Дослідження моделей бетонних блоків з відкритими порожнинами..... 235
5.6.1. Програма і методика досліджень..... 235
5.6.2. Результати експериментальних досліджень 240
5.6.3. Моделювання роботи дослідних зразків в програмних комплексах FEMAP і ЛІРА 244
5.7. Висновки до розділу 5..... 249
РОЗДІЛ 6. ТЕХНОЛОГІЧНІ ТА ЕКСПЛУАТАЦІЙНІ ОСОБЛИВОСТІ І ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНА ЕФЕКТИВНІСТЬ ПОРОЖНИСТИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ І БЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ 252
6.1. Вставки монолітних плитних залізобетонних конструкцій..... 252
6.1.1.Матеріали і форми вставок 252
6.1.2.Експериментальні дослідження арболітових вставок 253
6.2. Технологічні особливості улаштування залізобетонних перекриттів з вставками 259
6.2.1.Фіксація вставок 259
6.2.2.Одно- і двоетапність виконання робіт 260
6.2.3.Розподіл на захватки..... 261
6.2.4.Бетонування за мінусових температур 263
6.3. Експлуатаційні особливості залізобетонних перекриттів з пінополістирольними вставками 264
6.3.1.Вогнестійкість залізобетонних перекриттів з пінополістирольними вставками 264
6.3.2. Вплив сейсмічних навантажень на каркас багатоповерхових будівель з монолітними порожнистими перекриттями 265
6.4. Техніко-економічні показники перекриттів з вставками 270
6.4.1. Огляд техніко-економічних показників перекриттів з вставками 270
6.4.2. Техніко-економічні показники перекриттів з вставками з власного досвіду проектування 271
6.5. Техніко-економічні показники і запровадження у виробництво порожнистих бетонних блоків..... 274
6.6. Висновки до розділу 6..... 277

РОЗДІЛ 7.ПРОЕКТУВАННЯ І ВИКОРИСТАННЯ НА ПРАКТИЦІ ПОРОЖНИСТИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ТА БЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ 279
7.1. Монолітні перекриття 279
7.1.1. Перекриття з однонапрямленим розташуванням вставок 279
7.1.2. Перекриття з двонапрямленим і комбінованим розташуванням прямокутних вставок 287
7.1.3. Перекриття складної конфігурації в плані 292
7.2. Збірно-монолітні перекриття 301
7.3. Окремі плитні конструкції 302
7.4. Фундаменті плити 304
7.5. Прогонові будови мостів 308
7.6. Блоки стін підвалів 311
7.7. Висновки до розділу 7 313
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ 316
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ 321
ДОДАТКИ 350
ДОДАТОК А. Список публікацій здобувача за темою дисертації та відомості про апробацію результатів дисертації……..……..350
ДОДАТОК Б. Приклад розрахунку монолітного залізобетонного перекриття з двонапрямленими порожнинами та ізополя прогинів натурного перекриття з однонапрямленими порожнинами ……..……361
ДОДАТОК В. Характер руйнування і деформації порожнистих блоків в натурних випробуваннях за схемами II-IX……..……..……377
ДОДАТОК Г. Ізополя деформацій і напружень перед «руйнуванням» та графіки деформацій в блоках за моделювання в програмному комплексі ANSYS (схеми II-IX)……...……...…401
ДОДАТОК Д. Моделювання напружено-деформованого стану блоків в програмному комплексі ЛІРА (схеми II-IX) ..……..……..418
ДОДАТОК Е. Деформативність блоків (схеми II-IX)……..……....427
ДОДАТОК Ж. Акти і довідки про впровадження……..……..……458

ВСТУП

Актуальність теми. В сучасному будівництві бетон є і в осяжному майбутньому залишатиметься основним будівельним матеріалом, насамперед як компонент залізобетону – найпоширенішого конструкційного виробу, який використовують для зведення будівель різного призначення: цивільних, промислових, гідротехнічних, сільськогосподарських, об'єктів транспортної інфраструктури, енергетичного комплексу та ін. Щорічно в світі виготовляють понад 15 млрд. $м^3$ бетону, в Україні – біля 25-30 млн. $м^3$. Водночас вироби з бетону і залізобетону є значними споживачами сировинних матеріалів та енергетичних ресурсів. Проведений огляд і аналіз результатів наукових досліджень показав, що бетон і залізобетон – дуже енергомісткі матеріали. Тому зменшення будь-якого виду витрат (сталі, цементу, заповнювачів і особливо енергоспоживання) є важливим державним питанням.

Після прийняття Закону України «Про енергозбереження» в Постанові Кабінету Міністрів №429 «Про реалізацію пріоритетних напрямів розвитку науки і техніки» проблема енергозбереження знайшла своє відображення як одна з найактуальніших. Провідним принципом при проектуванні та виготовленні бетонних і залізобетонних конструкцій повинна бути енергоощадність.

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 CO_2 (в Україні біля 7,4 млн. тонн на рік). 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 CO_2 на етапі виробництва бетону та будівництва на 40%.

Особливо це стосується залізобетонних і бетонних 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, бетонні блоки стін підвалів.

Тому роботи, присвячені подальшому розвитку методології формоутворення енергоефективних бетонних та залізобетонних конструкцій і розробці методів розрахунку на основі сучасних передумов з урахуванням складного напружено-деформованого стану та їх верифікації експериментальним шляхом, а також впровадження запропонованого підходу в практику будівництва, є важливою і актуальною науково-технічною проблемою, вирішення якої має велике економічне, екологічне та народногосподарське значення.

Зв´язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Тема дисертаційної роботи і отримані результати відповідають актуальним завданням науково-технічної політики держави у сфері енерго-, та ресурсозбереження згідно з Законом України «Про енергозбереження».

Дисертаційна робота виконана в Національному університеті «Львівська політехніка» і відповідає пріоритетним 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 НУ «Львівська політехніка»), науковим керівником якої за сумісництвом є автор.

У дисертації відображено результати досліджень, виконаних в межах низки договірних робіт на створення науково-технічної продукції (№№ державної реєстрації 0108U004268, 0111U010560, 0110U006966, 0113U005262, 0110U005032, 0112U001216, 0114U001215, 0112U007672, 0114U001221, 0111U010233, 0113U005260, 0114U001219, 0114U004755, 0115U004210, 0114U001216, 0116U002842, 0116U002843, 0116U006715, 0116U006716, 0118U001532, 0118U007354, 0118U007355, 0119U101967) і

використаних на багатьох об’єктах з порожнистими залізобетонними і бетонними конструкціями. Автор був керівником цих робіт.

Мета роботи та задачі досліджень. Мета роботи: розробити методологію вдосконалення існуючих та нових конструктивних рішень (форм), методи розрахунків порожнистих бетонних і залізобетонних конструкцій на основі експериментально-теоретичних досліджень та впровадити їх в практику будівництва. Для досягнення мети були поставлені такі задачі:

- на основі аналізу проведених патентних, інформаційно-методологічних досліджень вдосконалити існуючі і розробити нові конструктивно-технологічні рішення порожнистих бетонних і залізобетонних конструкцій;
- експериментально дослідити закономірності впливу навантаження на напружено-деформований стан монолітних порожнистих залізобетонних перекриттів з одно- і двонапрямленим розташуванням різних за формою порожниноутворювальних вставок (надалі – вставок) на фрагментах перекриттів і на натурному перекритті;
- дослідити експериментальним шляхом натурні порожнисті бетонні блоки стін підвалів з різними за формою порожнинами та їх малогабаритні моделі;
- розробити на основі сучасних допущень та передумов, в тому числі з використанням деформаційного методу, методи розрахунку плитних залізобетонних конструкцій з одно- і двонапрямленим розташуванням різних за формою вставок;
- змоделювати роботу і виконати оцінку впливу на напружено-деформований стан в процесі зміни навантаження порожнистих бетонних конструкцій чисельним методом з використанням різних програмних комплексів та розробити рекомендації щодо їх конструювання і розрахунків та впровадження у практику будівництва;
- виявити і проаналізувати технологічні та експлуатаційні особливості залізобетонних порожнистих конструкцій та розробити відповідні рекомендації для їх застосування в практиці будівництва;

- розробити і дослідити раціональний за витратою матеріалів склад арболітових вставок з відходів деревини і розробити рекомендації щодо їх використання;
- оцінити техніко-економічну ефективність запропонованих порожнистих бетонних і залізобетонних конструкцій порівняно із звичайними аналогічними конструкціями.

Об'єкт дослідження – порожнисті бетонні і залізобетонні конструкції.

Предмет дослідження – напружено-деформований стан бетонних і залізобетонних порожнистих конструкцій.

Методи дослідження: інформаційно-патентний пошук; формулювання задач і розробка робочих програм та методик експериментальних і теоретичних досліджень; експериментальні дослідження напружено-деформованого стану порожнистих бетонних і залізобетонних конструкцій при їх випробуванні завантаженням в лабораторних умовах; методи будівельної механіки, опору матеріалів при аналізі напружено-деформованого стану досліджуваних конструкцій; натурні випробування навантаженням; комп'ютерне моделювання роботи досліджуваних конструкцій з використанням різних сучасних програмних комплексів; розроблення методики розрахунку плитних залізобетонних конструкцій з одно- і двонапрямленими порожнинами; порівняння та аналіз результатів експериментальних і теоретичних досліджень; експериментальна перевірка щодо використання результатів досліджень в практиці будівництва.

Наукова новизна отриманих результатів полягає в тому, що:

Вперше:

1. На основі комплексних експериментально-теоретичних досліджень, у тому числі виконаних на натурних конструкціях, розроблено методологію порожниноутворення бетонних і залізобетонних конструкцій з використанням вставок різної форми і з різних матеріалів як одного з основних способів раціоналізації бетонних і залізобетонних конструкцій.

2. Проведено комплексні експериментальні дослідження, у тому числі натурні випробування, порожнистих плитних залізобетонних конструкцій з порожнини-ноутворювальними вставками різної форми і з різних матеріалів, за результатами яких встановлено закономірності впливу процесу навантаження на зміну напружено-деформованого стану, які принципово відрізняються від загальноприйнятих підходів і які необхідно враховувати в розрахунках таких конструкцій.

3. Розроблено методику визначення циліндричних жорсткостей для плитних конструкцій з однонапрямленими порожнинами. За результатами чисельного моделювання напружено-деформованого стану отримано закономірності і коефіцієнти зменшення жорсткостей для плитних конструкцій з однонапрямленими порожнинами, врахування яких в розрахунках за другою групою граничних станів (загального статичного розрахунку плит) більш точно і повно відображає вплив порожнин на НДС плитних конструкцій.

4. Розроблено методику визначення несучої здатності порожнистих залізобетонних плитних конструкцій з двонапрямленим розташуванням порожнин на основі використання деформаційного методу і реальних діаграм деформування двовісно стиснутого бетону, застосування яких в бітаврових перерізах, на відміну від існуючих методик, враховує суттєве збільшення міцності бетону і жорсткості плит.

5. На основі комплексних експериментальних досліджень, у т. ч. натурних випробувань, та аналізу результатів чисельного моделювання в різних програмних комплексах обгрунтовано критерії і розроблено рекомендації щодо розрахунку несучої здатності бетонних порожнистих конструкцій, які можна враховувати при проектуванні аналогічних порожнистих бетонних конструкцій інших типорозмірів.

6. Запропоновано та досліджено склад і розроблено технологічну схему для виготовлення раціональних за витратою матеріалів легких арболітових вставок з відходів деревини, які доцільно використовувати в бетонних блоках стін підвалів, фундаментних плитах та в інших плитних залізобетонних конструкціях.

Набуло подальшого розвитку.

7. Використання деформаційної методики для розрахунку бетонних і залізобетонних конструкцій з врахуванням роботи розтягнутого бетону, для якого

залежність між напруженнями і деформаціями прийнята за структурою державних будівельних норм для стиснутого бетону, але за визначальними параметрами ε_{ct}, σ_{ct} , прийнятими в цих нормах.

Практичне значення одержаних результатів.

- удосконалено існуючі та створено нові типи бетонних і залізобетонних порожнистих конструкцій, які дозволяють суттєво при їх виготовленні знизити витрати бетону, арматури і зменшити власну вагу;
- розроблено методи розрахунку бетонних і залізобетонних порожнистих конструкцій, які дозволяють проектувати конструкції запропонованого типу;
- розглянуто і проаналізовано вплив технологічних та експлуатаційних факторів, важливих для використання на практиці раціональних порожнистих конструкцій;
- виконано техніко-економічне порівняння суцільних і порожнистих плитних залізобетонних конструкцій перекриття з обгрунтуванням ефективності використання раціональних порожнистих конструкцій, яке показало, що при їх впровадженні в практику будівництва досягається значний економічний ефект;
- розроблено технологічні схеми виготовлення легких арболітових вставок з використанням відходів деревини.

Результати дослідження доведені до експериментального і частково серійного (масового) **використання на практиці** і реалізовані на багаточисельних об’єктах:

- при реконструкції торгово-готельного комплексу в смт. В.Любінь Львівської обл.;
- при реконструкції будівлі оздоровчого відділення санаторію «Кришталеве джерело» в Свалявському р-ні Закарпатської обл.;
- при новому будівництві комплексу 8-ми багатоповерхових будівель по вул. Білогірській в м. Тернополі;
- при реконструкції будівлі складу по вул. Хімічній у м. Львові;
- при будівництві стадіону «Арена-Львів»;

- при реконструкції будівлі по вул. Театральній у м. Львові;
- при будівництві молодіжного житлового комплексу по вул. Роксоляни в м. Львові;
- при будівництві готельно-ресторанного комплексу в м. Новояворівськ Львівської обл.;
- при будівництві двох багатоповерхових житлових будинків по вул. Заміській і по вул. Тролейбусній у м. Тернополі;
- при реконструкції ресторану «Супутник» у м. Львові;
- при будівництві міні-готелю в смт. Моршин Львівської обл.;
- при реконструкції промислової будівлі по вул. Лемківській у м. Львові;
- при реконструкції адміністративної будівлі по вул. Театральній у м. Львові;
- при будівництві торгово-готельного комплексу в ур. Неліпино Свалявського р-ну Закарпатської обл.;
- при будівництві моста в с. Голубине Закарпатської обл.;
- при зведенні низки індивідуальних будинків з використанням порожнистих блоків стін підвалів.

Пройшли або проходять експертизу робочі проекти для використання на об’єктах:

- реконструкція фізкультурно-оздоровчого комплексу Львівського державного училища фізичної культури на вул. Княгині Ольги у м. Львові;
- будівництво 12-квартирного житлового будинку на вул. Тацея в м. Свалява;
- реконструкція моста в с. Пасіки-Зубрицькі Львівської обл.;
- реконструкція перекриттів навчальних корпусів № 6 та № 6а Національного університету «Львівська політехніка».

Особистий внесок здобувача. Усі викладені у дисертаційній роботі ідеї, наукові розробки та положення отримані автором самостійно. В проведених разом з іншими авторами наукових дослідженнях автор розробляв загальну програму і методологію досліджень, здійснював наукове керівництво і приймав безпосередню участь в експериментальних і теоретичних дослідженнях, аналізував та узагальнював отримані результати. В роботах, опублікованих у співавторстві, особистий вклад здобувача полягає у формулюванні задач наукових досліджень, в науковому обгрунтуванні та

розробці методів і способів їх розв'язання, а також в керівництві роботами, пов'язаними з використанням на практиці результатів дослідження.

Дисертація не містить матеріалів кандидатської дисертаційної роботи автора.

Апробація результатів дисертації. Основні положення і результати доповідалися і обговорювалися на таких науково-технічних конференціях і наукових семінарах: Науково-практична конференція «Проблеми винахідництва та раціоналізаторства в Україні», Львів, 2001 р.; Всеукраїнська науково-технічна конференція «Сучасні проблеми бетону та його технологій», Київ, 2002 р.; XII International Scientific Conference "Rzeszow – Lviv – Kosice" "Current Issue of Civil And Environmental Engineering", Rzeszow, 17-19 september 2009; сьома Міжнародна науково-технічна конференція «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди», Рівне, 27-29 вересня 2011 р.; Міжнародна науково-технічна конференція «Будівельні конструкції будівель і споруд: проектування, зведення, реконструкція, обслуговування», Макіївка, 6-8 вересня 2011 р.; п'ята Міжнародна конференція «Механіка руйнування матеріалів і міцність конструкцій», Львів, 24-27 червня 2014 р.; Міжнародна науково-практична конференція «Сучасні проблеми в будівництві», Полтава, 12-15 листопада 2013 р.; Всеукраїнський міжвузівський науковий семінар «Залізобетон минулого, сучасності і майбутнього», Львів, 14-15 травня 2015 р.; 3 міжнародна науково-технічна конференція «Ефективні технології і конструкції в будівництві та архітектурі села», 26-27 травня 2020 р., Львів-Дубляни.

У повному обсязі дисертаційна робота доповідалася на Міжнародній науково-технічній конференції «Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону» (Полтава, 18-20 жовтня 2017 р.), на дев'ятій Міжнародній науково-технічній конференції «Ресурсоекономні матеріали, конструкції будівлі і споруд» (Рівне, 16-18 жовтня 2018 р.) і на розширеному засіданні кафедри автомобільних доріг та мостів Національного університету «Львівська політехніка» (22 вересня 2020 р.).

Публікації. За темою і результатами дисертаційної роботи опубліковано 55 наукових праць: монографія, 30 статтей у наукових фахових виданнях України, 7 статтей у виданнях, які входять до міжнародних наукометричних баз даних, 4 статті у

періодичних виданнях інших держав, 3 патенти, 6 публікацій апробаційного характеру, 4 статті у виданнях, які додатково відображають матеріали дисертації.

Структура та обсяг дисертації. Дисертація складається з анотації, вступу, семи розділів, загальних висновків і семи додатків. Робота викладена на 473 сторінках і містить 320 сторінок основного тексту, 237 рисунків, 24 таблиці, 18 повних сторінок з таблицями і рисунками, 29 сторінок використаних літературних джерел та 123 сторінки додатків.

РОЗДІЛ 1
ОГЛЯД КОНСТРУКТИВНИХ ВИРІШЕНЬ, ДОСЛІДЖЕНЬ І МЕТОДІВ РОЗРАХУНКУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЛИТНИХ ТА БЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

1.1. ПЕРЕКРИТТЯ

1.1.1. Класифікація залізобетонних перекриттів

Маючи такі важливі конструкційні й експлуатаційні показники як міцність, жорсткість, вогнестійкість, гігієнічність, екологічність, залізобетонні перекриття набули широкого застосування в будівлях різного призначення: цивільних, промислових та інших.

За тривалий час використання залізобетону напрацьовано різні конструктивні вирішення перекриттів загалом та їхніх окремих конструктивних елементів.

В основній класифікації залежно від технології улаштування розрізняють монолітні, збірні та збірно-монолітні перекриття.

Монолітні перекриття класифікують за такими видами: ребристі з балковими плитами; часторебристі; ребристі з плитами, обпертими по контуру, зокрема кесонні; безбалкові.

До збірних перекриттів належать: настили з плитних або балкових елементів; часторебристі (балково-блокові) перекриття; панельні перекриття, складені з великорозмірних у плані плит: багатопустотних, ребристих, суцільного перерізу з легкого бетону; безбалкові збірні перекриття; суцільні плити перекриття; перекриття з розділеними плитами.

Збірно-монолітні перекриття улаштовують з окремих збірних елементів з подальшим замонолічуванням на місці будівництва.

Розрізняють такі збірно-монолітні перекриття: часторебристі перекриття різних видів; перекриття з використанням попередньо напружених елементів; кесонні перекриття; перекриття з широкополковими ригелями.

За відсутністю чи наявністю в конструкції перекриттів балок (ребер) залізобетонні перекриття розподілені на дві групи – балкові та безбалкові.

Балкові перекриття: ребристі монолітні перекриття з балковими плитами; ребристі монолітні перекриття з плитами, обпертими по контуру; збірні балкові панельні перекриття; балкові збірно-монолітні перекриття.

Безбалкові перекриття: монолітні безбалкові перекриття; збірні безбалкові перекриття; збірно-монолітні безбалкові перекриття.

1.1.2. Монолітні залізобетонні перекриття

Плоскі перекриття з обпиранням на металеві балки

З початку освоєння залізобетону за відсутності збірних елементів монолітні перекриття широко використовували у будівлях різного призначення, переважно цивільного. За більш ніж сторічний період напрацьовано значну кількість конструктивних схем перекриттів з використанням монолітного залізобетону.

За незначних розмірів приміщень часто улаштовували монолітну плоску залізобетонну плиту поверх металевих балок, або в межах між балками.

Перевагою першого варіанту є нерозрізність плити і відповідно менша кількість матеріалу на її улаштування, другого – менша загальна висота перекриття.

Застосовували також монолітні плоскі перекриття з обпиранням на стіни приміщень незначних розмірів у плані.

Ребристі перекриття з балковими плитами

Для перекриття приміщень значних розмірів у плані часто використовували і використовують ребристі (балкові) монолітні залізобетонні перекриття. У найзагальнішому випадку в такому конструктивному вирішенні маємо систему головних і другорядних балок з проміжними плитними елементами між ними.

Розміри всіх складових конструктивних елементів монолітного залізобетонного перекриття (товщина плити, висота і ширина перерізу) та крок другорядних і головних балок є важливими параметрами оптимізації таких перекриттів з пошуком найбільш прийнятних техніко-економічних вирішень.

У практиці будівництва деяких країн використовують дещо інший підхід до конструктивних вирішень монолітних балкових перекриттів. Головні і другорядні

балки мають однакову висоту перерізу, а їх несуча здатність регулюється шириною перерізу, прольотами, кількістю поздовжньої робочої арматури тощо.

Монолітні часторебристі перекриття

Монолітні часторебристі 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 облегшених порожнистих блоків з різних матеріалів або облегшеної (розрідженої) опалубки.

За конструктивною схемою роботи розрізняють часторебристі перекриття двох типів: з ребрами одного напрямку; з ребрами в 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.

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 часторебристих перекриттів з однонапрямленим розташуванням балок з конструктивних міркувань доцільно улаштувати в них проміжні поперечні балки (діафрагми) з кроком ~2,5–3 м.

У часторебристих перекриттях з ребрами в двох напрямках використовують вставки, аналогічні до розглянутих вище, найчастіше з легкобетонних або керамічних каменів.

У книзі [280] подано загальну конструкцію декількох типів склозалізобетонних перекриттів, які зокрема в 1920–1930 рр. були поширені у Франції та Німеччині. Скляні вставки розмішуються між перехресними залізобетонними балками.

За кордоном розроблено опалубку системи SKYRAIL, яка дає змогу з використанням знімних коритоподібних пластмасових вставок створювати часторебристі монолітні перекриття загальною висотою 16–20–24 см за кроку балок 60 см і плитою між ними товщиною 4–5 см [292].

Ребристі перекриття з плитами, обпертими по контуру

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. Приміщення, над якими улаштовують кесонне перекриття, повинні мати прямокутну форму із 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 (~ під 45°) розташуванням балок, хоча вони є дещо складнішими у технології виготовлення. Проте в конструктивному відношенні (за статичною схемою роботи) діагональне розташування балок є вигідним: короткі прикутові діагональні балки є додатковими пружними опорами для довгих балок іншого напрямку.

У разі діагональних балок плани приміщень можуть бути більше видовженими.

Ефективним під час улаштування монолітних кесонних перекриттів є використання пластмасових порожниноутворювачів (рис. 1.2).

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

Рис. 1.1. Загальний вигляд монолітного кесонного перекриття під час виготовлення з використанням пластмасових порожниноутворювачів

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

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».

Широке використання перекриття з капітелями знайшли у холодильних і складських приміщеннях харчової промисловості [48, 255].

Улаштування капітелей є доцільним насамперед з конструктивних міркувань, оскільки дає змогу: зменшити розрахунковий проліт плити і 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 надкапітельні плити.

Різновидом безбалкових перекриттів з капітелями є перекриття із змінною товщиною плити. У міжколонних смугах у межах ширини верхньої частини капітелей товщина плит є більшою, а в середній частині – меншою. Таке конструктивне рішення полегшеного перекриття дає змогу суттєво зменшити витрати бетону (до 16–17 %), а також арматури (до 5–7 %).

В останні роки під час зведення житлових, адміністративних та інших будівель усе ширше використовують монолітні плоскі безбалкові безкапітельні перекриття, зокрема за нерегулярного розташування колон, стін-пілонів в обидвох напрямках.

У разі регулярного розташування колон можна створювати попереднє напруження в одному або двох напрямках перекриттів, що доцільно за значних (до 12–18 м) прольотах і дає змогу меншою мірою розвивати висоту перекриття порівняно з перекриттями із звичайною ненапружуваною арматурою.

Перекриття з профільованим металевим настилом

До особливого класу монолітних перекриттів належать перекриття по профільованому настилу. Суть цих плитних конструкцій у тому, що металевий профнастил у нижній частині перекриття використовують не лише як незмінну

опалубку, а заодно як додаткове армування розтягнутої зони. Для забезпечення спільної роботи профнастилу із бетоном необхідно передбачити анкери.

1.1.3. Збірні залізобетонні перекриття

Настили

Настили для використання в перекриттях появилися відразу ж після освоєння залізобетону; їх слід вважати початковим видом залізобетонних збірних перекриттів. На практиці розроблено і використано різні конструкції настилів, які відрізняються переважно формою поперечного перерізу.

За малих прольотів (до 2–3 м) використовували збірні плити суцільного перерізу. За прольотів до 4–5 м часто використовували плити з ребрами вгору. За ще більших прольотів (до 5–7 м) більш вигідними за техніко-економічними показниками виявилися порожнисті, П-подібні і двотаврові настили.

П-подібний настил, що його розробив у 1930-х роках О. О. Гвоздєв [214], тривалий час використовували для перекриттів промислових будівель, а також для перекриттів підвалів цивільних споруд. За значної довжини від 4 м до 6 м настил мав 3 проміжні поперечні ребра – діафрагми, розташовані з кроком 1–1,5 м.

Подальший розвиток ребристі настили отримали в збірних ребристих великорозмірних плитах.

Часторебристі (балково-блокові) перекриття

Збірні перекриття з часторебристих залізобетонних елементів використовують уже десятки років. За загальними конструктивними вирішеннями залежно від виду заповнення простору між балками-ребрами ці перекриття можна поділити на два типи: балкові з перекриванням прольоту між ребрами плоскими або ребристими плитами; із заповненням простору між балками ребрами порожнистими блоками.

Одна з основних переваг перекриттів з дрібними (малорозмірними) елементами – порівняно мала вага і витрата металу. Тому їх можна використовувати за відсутності монтажних кранів значної вантажопідйомності.

Перекриття з великорозмірних плит

Багатопустотні панелі

Найпоказовішими щодо оптимізації плитних конструкцій перекриттів є збірні багатопустотні плити. Їх широке застосування визначається значною міцністю та жорсткістю за невеликої висоти перерізу, незначної приведеної товщини, достатньої звукоізоляції, а також високим рівнем заводської готовності, гладкою стелею тощо.

У перекриттях будівель використовуються плити серій 1.041, 1.141, 1.020, ИИ-04 та ін. Довжина плит від 2,4 до 9 м. Розроблено також плити довжиною 12 м з висотою їхнього перерізу 300 мм.

Найширше застосування в Україні та в країнах колишнього Радянського Союзу мали і мають плити загальною висотою 220 мм і діаметром пустот 159 мм (рис. 1.3, *а*). Для збільшення порожнистості розроблені також конструкції плит з іншими формами порожнин і різної висоти перерізу (рис. 1.2, б, в).

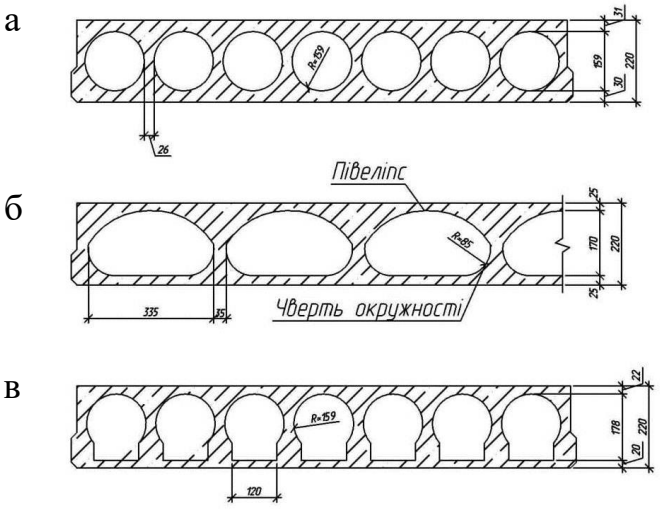


Рис. 1.2. Поперечні перерізи збірних порожнистих панелей

Високоіндустріальними є пустотні плити, що їх виготовляють методом безперервного формування. На довгих стендах можна виготовляти панелі шириною від 0,6 до 3,6 м висотою 120–300 мм. Панелі можуть мати не тільки круглої форми отвори. З відомих зарубіжних розробок це панелі «MaxRoth» (Німеччина) (рис. 1.3а), «Sripol» (Канада) (рис. 1.3б), панелі висотою 300 мм (СРСР) (рис. 1.4а), панелі «Dynaspan» (США) (рис. 1.4б), панелі «Partek» (Фінляндія) (рис. 1.4в) [200]. Панелі «Span-Deck» (рис. 1.5) (США), що виготовляють за спеціальною технологією, мають найбільший відсоток порожнистості – до 58–66 % [200].

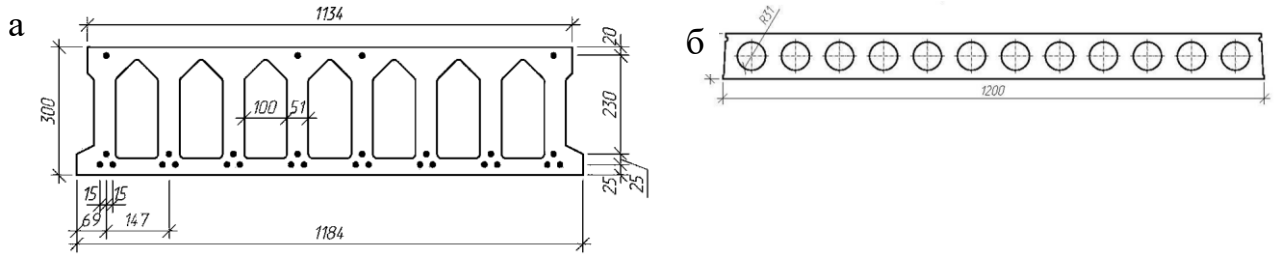


Рис. 1.3. Поперечні перерізи панелей «MaxRoth» (а) і «Spirol» (б)

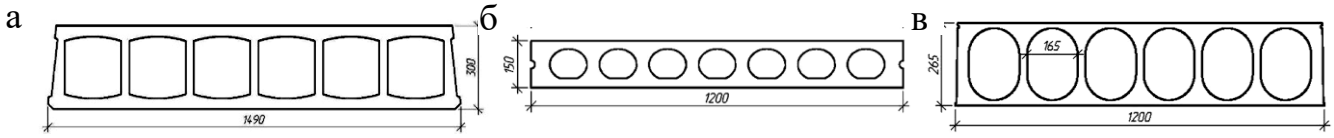


Рис. 1.4. Поперечний переріз панелей висотою 300 мм (а), «Dynaspan» (б), «Partek» (в)

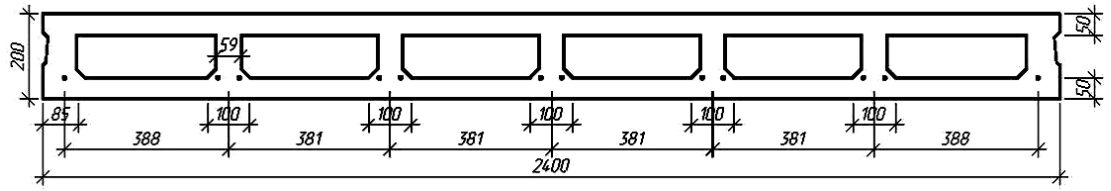


Рис. 1.5. Поперечні перерізи панелей «Span-Deck»

Ребристі панелі

Окрім порожнистих плит з різними формами порожнин, розроблені також ребристі плити, як з ребрами донизу, так і з ребрами догори (рис. 1.6). Порівняно з порожнистими плитами вони мають меншу загальну витрату бетону: приведена товщина таких плит 8 см за 10–12 см у порожнистих плитах за приблизно однакової витрати арматури.

Збірні ребристі плити застосовують переважно в перекриттях промислових будівель. Ребристі збірні плити мають широкий спектр розмірів у плані, перерізів та навантажень. Ребристі плити можуть складатись з двох або трьох поздовжніх ребер, можуть мати поперечні ребра.

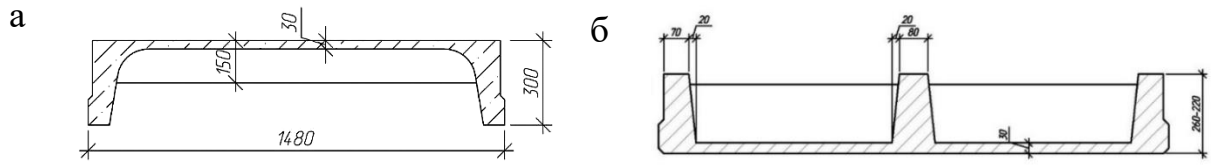


Рис. 1.6. Поперечні перерізи збірної плити з ребрами донизу (а) і вгору (б)

Об’єднання збірних плит у просторовий диск здійснюється за допомогою замонолічування швів між ними. З цією метою на бокових поверхнях збірних плит влаштовують різні шпонки: круглі, поздовжні та ін.

Круглі замкнуті шпонки добре передають як вертикальні, так і горизонтальні зусилля з плити на плиту. Повздовжня шпонка на боковій поверхні плити забезпечує лише передачу вертикальних зусиль взаємодії плит.

Безбалкові збірні перекриття

Безбалкові перекриття мають очевидні переваги порівняно з балковими перекриттями: конструктивні, естетичні, експлуатаційні тощо. Тому пошук раціональних таких перекриттів розпочато ще у 30-х роках ХХ ст. [214]. Конструктивна схема одного із вдалих вирішень збірного безбалкового перекриття така. На залізобетонні колони з круглими кільцевими колонами встановлюють квадратні в плані капітелі, на які укладають балки-плити в обидвох напрямках. Останніми монтують квадратні в плані середні панелі, які укладають на полиці балок плит і з’єднують їх зварюванням закладних деталей.

Суцільні, шатрові та розділені перекриття

У 1950-х роках розроблено конструкцію одно- і двошарових суцільних плит з шлакобетону [214].

Плоскі одношарові шлакобетонні плити з номінальними розмірами в плані 1,2×3,6 м мають прямокутний переріз з поздовжніми пазами на бокових гранях і з чвертями знизу для заробляння швів між панелями. Нижній шар двошарових суцільних плит формували з важкого бетону, у якому розташовували робочу арматуру. Для верхнього шару використовували легкий бетон міцністю.

Основні переваги шатрових плит: мала будівельна висота; простота виготовлення (на заводі або на полігоні), наявність гладкої стелі з карнизом по периметру, готової під викінчення.

Були напрацьовані також принципове конструктивне вирішення розділених панельних перекриттів, які складаються з нижньої (стельової) і верхньої (підлогової) плити.

У першому варіанті використано дві шатрові панелі, у другому – дві ребристі плити: нижня стельова з ребрами догори і верхня з ребрами донизу. Основне призначення і перевага розділених перекриттів – забезпечення кращих звукоізоляційних властивостей. Тому верхні плити укладали на нижні з використанням звукоізоляційних прокладок по всіх площі контакту.

1.1.4. Збірно-монолітні залізобетонні перекриття

Часторебристі збірно-монолітні перекриття

У часторебристих збірно-монолітних перекриттях основними несучими прогоновими елементами є балки-ребра, між якими укладені проміжні елементи різних форм, конфігурації та з різних матеріалів.

Конструктивно-технологічні рішення збірно-монолітних часторебристих перекриттів постійно вдосконалюються. За десятки років у світовій практиці напрацьована значна їхня кількість. Нижче подано окремі принципові рішення таких перекриттів.

У Швейцарії широко використовували збірно-монолітне перекриття з використанням проміжних криволінійних збірних елементів, що укладалися на нижні полиці попередньо напружених таврових балок висотою 18–20 см, яка відповідала загальній висоті конструкції перекриття.

Зверху укладався монолітний бетон, який враховувався у спільній роботі із збірними залізобетонними елементами. Відстань між балками – 59–78 см.

В Австрії розроблено конструкцію перекриття прогоном до 6 м із збірних залізобетонних балок і з пустотних бетонних блоків. Загальна висота перекриття – 20–26 см залежно від прольоту, крок балок – 60–65 см.

У Польщі широко використовували збірно-монолітне перекриття системи DMSZ, у якому використано попередньо напружені залізобетонні балки з кроком 65 см і двопорожнисті блоки.

Зокрема, збірно-монолітне ребристе перекриття з балками, що мають верхню випущену арматуру, використано в поширеній системі «TERIVA» та її модифікаціях (рис. 1.7).

За кордоном використовують також аналогічні до системи TERIVA збірно-монолітні перекриття: YTONG (Швеція) [217], Rectolight (Франція) [216], МАРКО (компанія Колумб) [218], Poroterm (компанія Wienerberger) [215], перекриття по серії ИЖ 670 (Росія) [222] та ін.

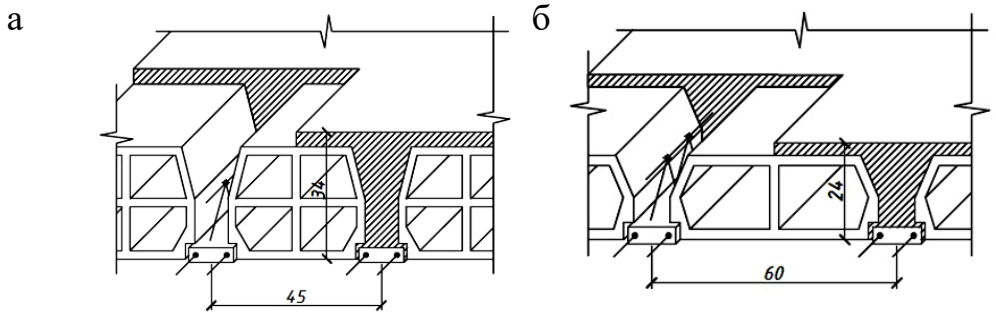


Рис. 1.7. Фрагменти збірно-монолітного перекриття «TERIVA»: а – типу 1; б – типу 2

В окремих випадках балки є попередньо-напруженими, блоки – з різних легких матеріалів, порожнисті або суцільні. Очевидним недоліком такого типу перекриттів є робота в одному напрямку.

Плитні перекриття

У плитних збірно-монолітних залізобетонних перекриттях поєднана робота збірних плит, що працюють разом після з бетоном після об'єднання замонолічування з утворенням в окремих випадках окремих балок-ригелів на ділянках замонолічування.

На рис. 1.8 подано конструкцію збірно-монолітного перекриття з використанням окремих залізобетонних плитних елементів, розроблену в НДІЗалізобетону. На консолі колон 1 укладають попередньо напружені плоскі елементи 2 з верхніми П-подібними випусками арматури. На ці елементи з обох боків обпираються ребристі залізобетонні плити 3, які в місцях стикування поздовжніх ребер мають жолоб для подальшого замонолічування. Після замонолічування і затвердіння бетону нарощений плитний елемент 2 перетворюється на балковий елемент – ригель значної висоти, достатній для сприйняття навантаження від власної ваги плит з бетоном замонолічування і корисного навантаження.

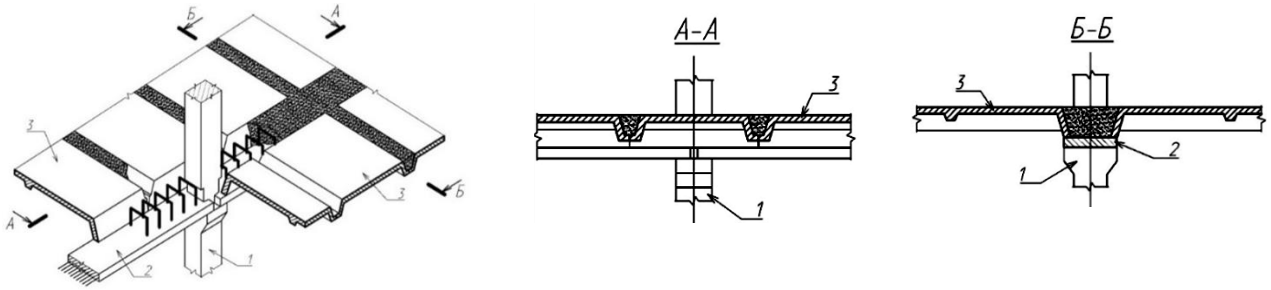


Рис. 1.8. Збірно-монолітного перекриття з основами із залізобетонних панелей

Подібне конструктивно-технологічне рішення збірно-монолітного перекриття розроблено в Науково-дослідному інституті будівельних конструкцій (м. Київ), яке має низку технологічних та економічних переваг порівняно із звичайними попередньо напруженими конструкціями перекриттів, адже передбачає раціональне поєднання і розташування напружуваних і звичайних залізобетонних елементів (рис. 1.9).

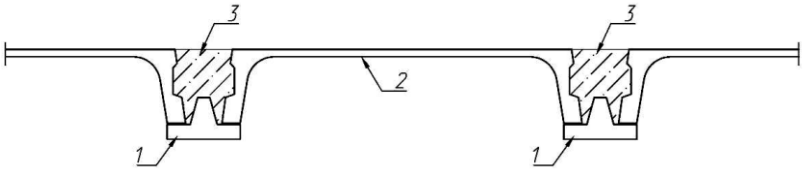


Рис. 1.9. Комбіноване перекриття конструкції НДІБК: 1 – попередньо напружений елемент; 2 – ненапружена плита; 3 – монолітний бетон

На відміну від попередньої конструкції (рис. 1.9), нижній попередньо напружений елемент має розвинутіші форми. Відтак порівняно з плоскою плитою, він є жорсткішим і міцнішим, що важливо як на стадії виготовлення елемента, так і на стадії виконання комплексних будівельно-монтажних робіт під час улаштування збірно-монолітного перекриття.

У монографії [118] подано конструктивне рішення збірно-монолітного перекриття багатоповерхових будівель із сіткою колон 12×6 м, яку розробив НДІБК спільно з Київським промбудпроектом. Експериментальне будівництво підтвердило техніко-економічну ефективність таких перекриттів.

Серед плитних збірно-монолітних перекриттів треба відзначити їхні комплексні конструктивно-технологічні розробки в складі різних систем будівель, що їх виконали харківські науковці та інженери під керівництвом В. С. Шмуклера [248-254].

Збірно-монолітне перекриття в складі архітектурно-будівельної системи «РАМПА» для масового житлово-цивільного будівництва складене із збірних

облегшених збірних плит, які по всьому периметру верхніми консольними виступами обпираються на нижні консольні виступи двотаврових ригелів [248]. Окрім бетону замонолічування, об'єднання плит і ригелів забезпечується зварюванням закладних деталей верхніми коритоподібними накладками (рис. 1.10). Це забезпечує загальну жорсткість диску перекриття в своїй площині і необхідну його податливість з площини перекриття при можливих нерівномірних деформаціях каркасу.

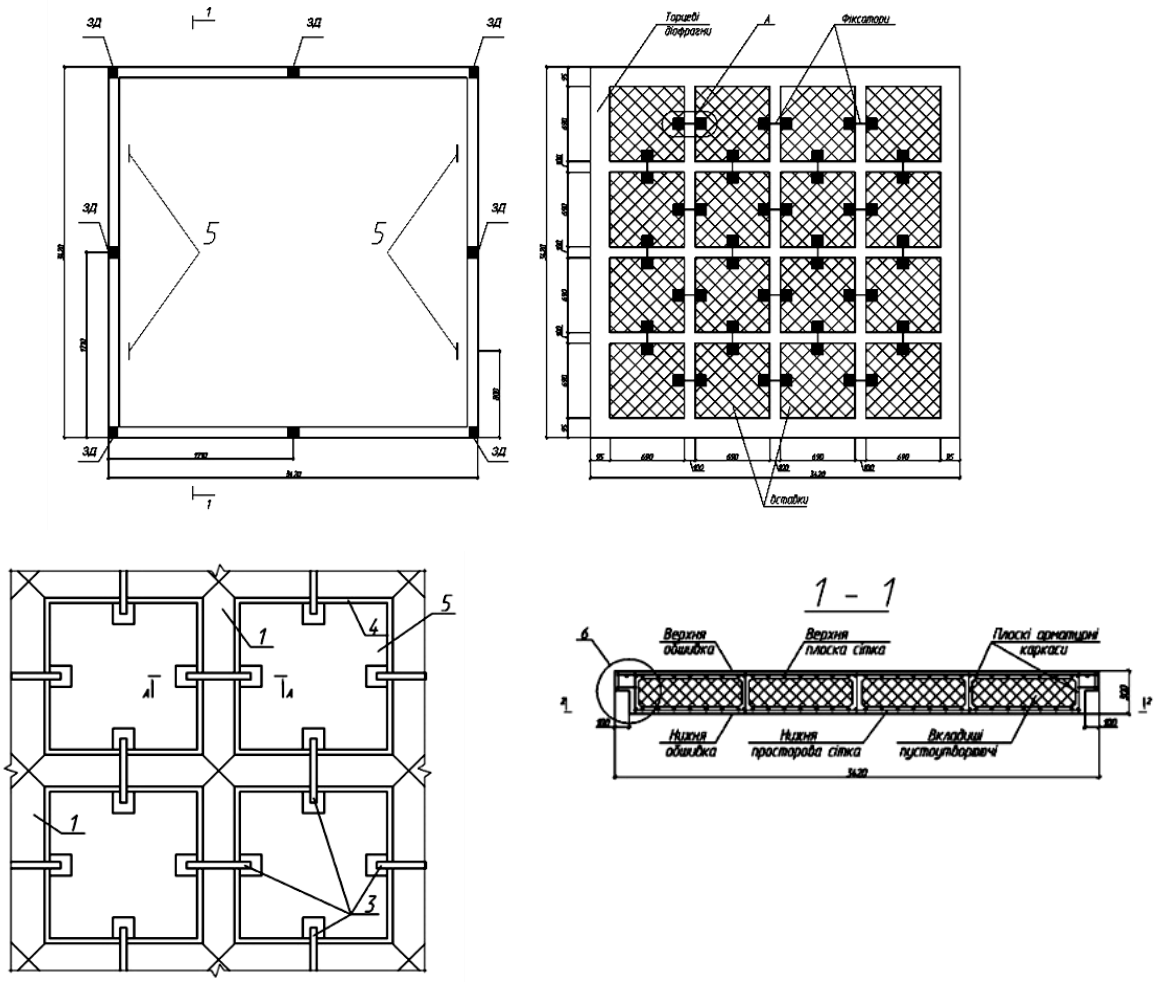


Рис. 1.10. Збірно-монолітне перекриття каркасно-панельної системи «РАМПА»: 1 – ригель; 2 – панель перекриття; 3 – листова накладка; 4 – бетон замонолічування; 5 – монтажні петлі

Високоіндустріальною каркасною системою для цивільного будівництва, розробленою харківськими науковцями, є також система «ІКАР»[252]. Порівняно з каркасом «РАМПА», в номенклатурі системи «ІКАР» відсутні крупногабаритні панелі перекриття на комірку. Основні розміри сітки каркасу 4,2×4,2 м; 4,2×2,1 м; 6×6 м; 8,4×8,4 м.

Компонування диску перекриття системи «ІКАР» подано на рис. 1.11. Диски перекриття складені з квазіблокових плит, розвернутих на 90º стосовно плит суміжних секцій. У кожній з секцій крайні плити перекриття обпираються зовнішнім поздовжнім ребром на ригелі, а внутрішніми краями об’єднані з сусідніми плитами верхніми листовими накладками, привареними до закладних деталей плит. Кожна секція (комірка) перекриття складається з непарної кількості плит перекриття, які мають підрізки по зовнішніх поздовжніх сторонах. Обпирання здійснюється від середніх плит до крайніх. Крім замонолічування швів, об’єднання плит між собою і ригелями здійснюється листовими накладками, розташованими відповідно з дією максимальних крутних моментів.

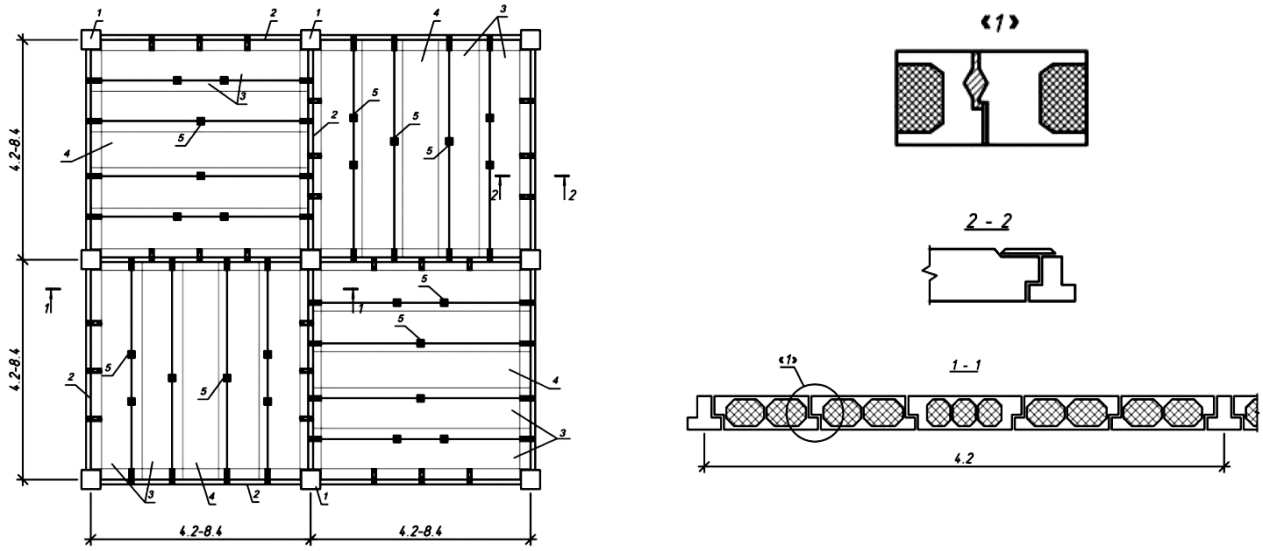


Рис. 1.11. Конструктивна схема перекриття системи «ІКАР»: 1 – колони; 2 – ригелі; 3 – крайні плити; 4 – середні плити; 5 – листові металеві накладки

Аналогічні підходи використано під час розроблення конструктивної системи перекриття конструктивно-будівельної системи «ДОБОЛ» [250].

У системі «ДОБОЛ» передбачене також анкерування плит у стінах каркасу, що пов’язано з виникненням розтягувальних зусиль. Це зменшує горизонтальні сили, які передаються на стіни після виникнення тріщин у плитах перекриття і розпору внаслідок зміщення нейтральної осі. Для зменшення маси перекриттів збірні плити виготовляють з використанням пінополістирольних вставок.

Логічним продовженням полегшених перекриттів у складі систем «РАМПА», «ІКАР», «ДОБОЛ» стала розробка оптимізованих перекриттів у складі системи

«МОНОФАНТ» [10], яка створена для нерегулярного розташування колон. Система передбачає використання пінополістирольних та інших вставок з органічних і неорганічних матеріалів, а також самоущільнувального бетону, на технологічні особливості тужавіння якого звернено значну увагу.

Треба зазначити, що створенню нових архітектурних конструктивно-будівельних систем «РАМПА», «ІКАР», «ДОБОЛ», «МОНОФАНТ» передували засадничі теоретично-методологічні дослідження, в основу яких покладено метод прямого проектування, що базується на енергетичних критеріях раціональності на інших важливих постулатах [249, 250]. Це дає змогу проектувати раціональні будівельні конструкції з простою зовнішньою і складною (але ефективною для конструкції) внутрішньою топологією, зокрема із скритими радіально розташованими ребрами внутрішньої капітелі в перекриттях довкола колон [10]. Порівняно з регулярними системами перекриттів з пластмасовими вставками, що використовують за кордоном [269, 273, 274], такий підхід дає можливість досягти ще більшої порожнистості перекриттів за обґрунтованого формоутворення та надійності конструкції.

Ефективним є збірно-монолітний варіант перекриттів, розроблений БелНИИС у складі архітектурно-будівельної системи багатоповерхових споруд «Аркос» (серія Б 1.020.1-7) - рис. 1.12.

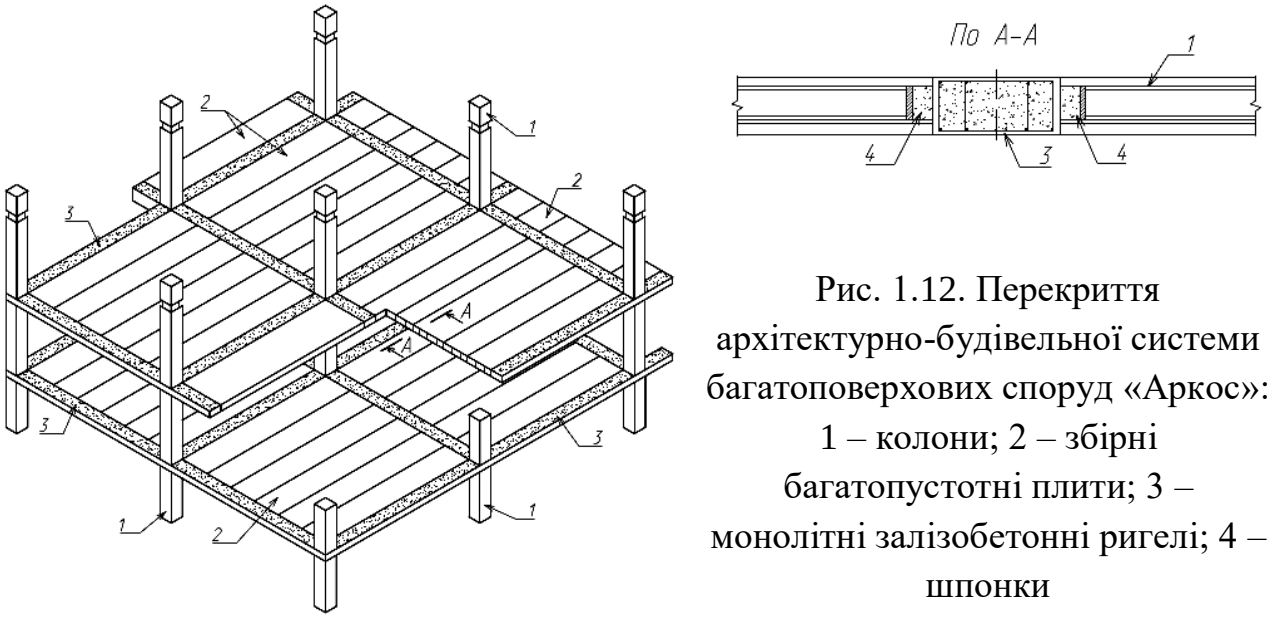


Рис. 1.12. Перекриття архітектурно-будівельної системи багатоповерхових споруд «Аркос»: 1 – колони; 2 – збірні багатопустотні плити; 3 – монолітні залізобетонні ригелі; 4 – шпонки

Каркас пропонованої конструкції є дуже простим, адже складається лише з двох типів виробів: традиційних багатопустотних плит та колон, що поєднані на місці монолітним залізобетоном несучих та в'язевих ригелів, схованих у площині перекриття. У такому разі диск перекриття можна виконати як з попереднім напруженням несучих монолітних ригелів в умовах будівельного майданчика, так і без нього [186].

До збірно-монолітних слід також віднести перекриття системи «Пластбау», в якій передбачено порожнистий пінополістирольний блок на всю довжину прольоту [68]. Ці блоки у нижній частині мають виступи (консолі) і після стикування між собою створюють простір у поздовжньому напрямку, в який поміщають арматурний просторовий каркас, а зверху по всій площі – сітку. Після замонолічування отримують ребристу конструкцію перекриття, жорстко з'єднану з ригелями і колонами каркасу. За кордоном подібне конструктивно-технологічне вирішення розроблено в системі Quad-Lock [272].

Кесонні збірно-монолітні перекриття

Кесонні монолітні перекриття є складними і трудомісткими у виготовленні. Під час їх зведення необхідно улаштувати підтримувальні риштування, а також виконувати трудомісткі роботи, пов'язані з армуванням, встановленням напружуваної арматури, її натягуванням та ін'єктуванням каналів та з іншими технічними і технологічними аспектами .

Б. Г. Гнідець розробив нові конструктивні системи збірно-монолітних кесонних залізобетонних перекриттів, у яких відсутні недоліки, притаманні монолітним кесонним перекриттям [49-51].

У розробленій ним конструкції збірно-монолітних кесонних перекриттів використано два види збірних залізобетонних елементів: попередньо напружені балки, як основні прогонові конструкції, і ребристі плити, які укладають на балки зверху. Залежно від форм плит отримано перекриття з квадратними (рис. 1.13, *а*) або трикутними (рис. 1.13, *б*) кесонами.

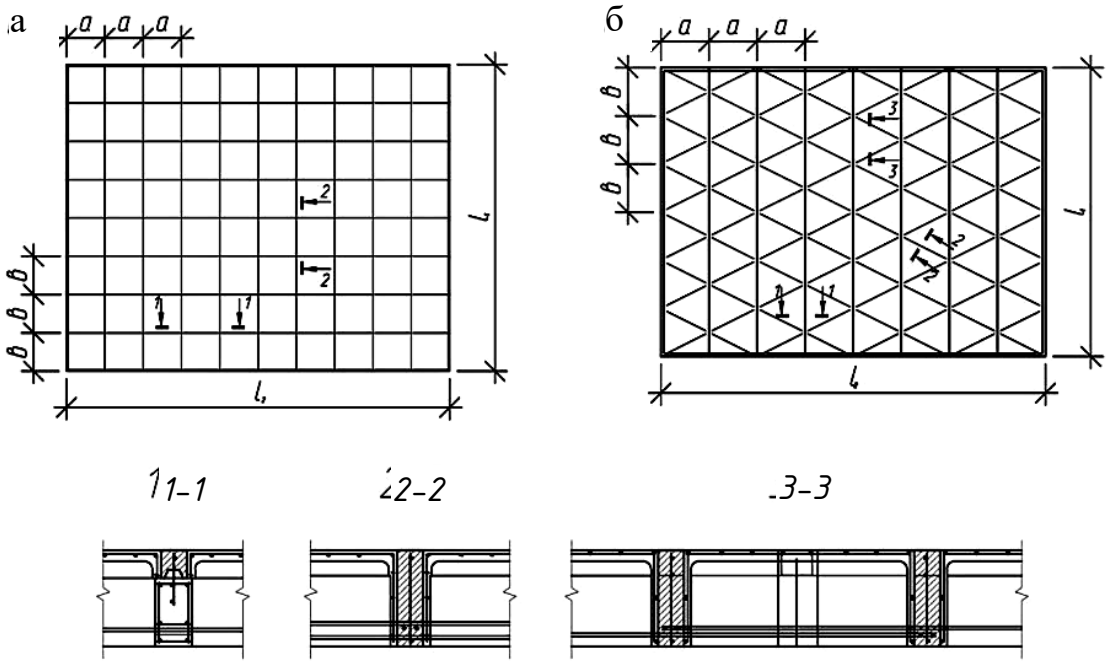


Рис. 1.13. Конструкція збірно-монолітних перекриттів з:
а – квадратними кесонами; б – трикутними кесонами

Крім прямокутних у плані приміщень, розроблено і реалізовано на практиці збірно-монолітні перекриття для будівель складної конфігурації в плані. У такому разі використані трикутні кесони (рис. 1.14).

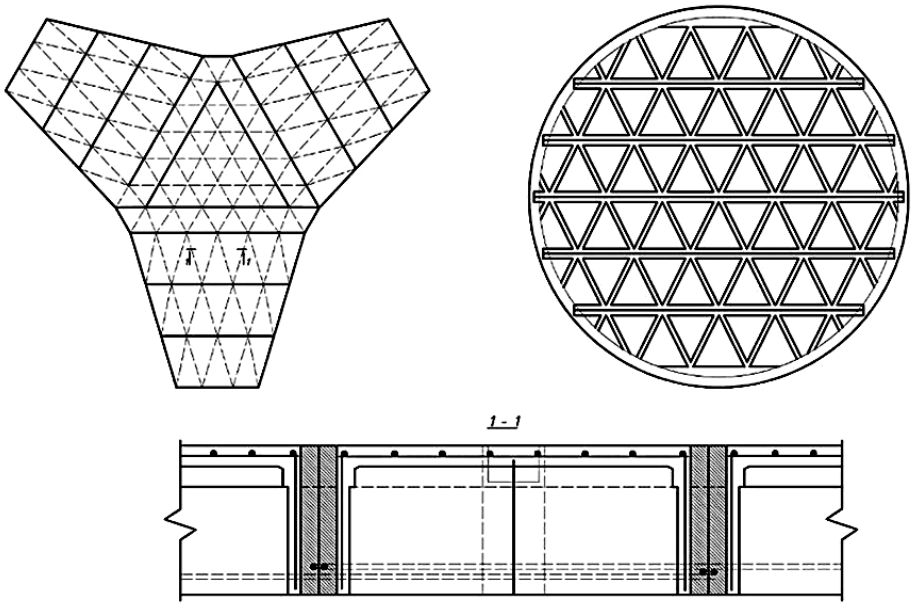


Рис. 1.14. Збірно-монолітні кесонні перекриття непрямокутної форми у плані системи Гнідця Б. Г.

Крім цього, Б. Г. Гнідець розробив конструкції каркасів і збірно-монолітних перекриттів для великих навантажень (15–50 кН/м^2) і збільшеної сітки колон (до 12

м) з напружуваною арматурою в стиках довгомірних збірних елементів [50, 51].

Перекриття плит з широкополичковими ригелями

Фахівці НДІЗБ (НИИЖБ) разом з КТБ розробили проект перекриття із збірних плит з широкополичковими ригелями для комірок 6×6 м, 6×9 м і 9×9 м під корисне навантаження 8 кгс/м^2 [89].

Середні і контурні плити перекриття обпираються на консолі колон через підрізку в ригелях. У прольоті полиці ригелів з'єднуються з центральною плитою по лініях, в яких згинальні моменти мають мінімальні значення.

Перекриття уніфікованого безригельного каркасу КУБ

Перекриття збірно-монолітного залізобетонного каркасу КУБ монтується з окремих плоских елементів заводського виготовлення з послідуючим зварюванням між собою і замонолічуванням швів.

Загалом у перекритті кожного поверху передбачено три типи плит: надколонна НП, міжколонна МП і середня СП. Товщина 160 мм і загальні розміри плит 298×298 см є однаковими. Надколонні плити у середній частині мають квадратний отвір відповідно до розмірів колон. Стики між плитами знаходяться в перерізах, де теоретичні значення згинальних моментів є нульовими.

У публікації [195] подано загальні конструктивні вирішення і умови використання безкапітельних безбалкових збірно-монолітних перекриттів, зокрема системи КУБ, їхні експлуатаційні властивості, рекомендації щодо розрахунку і конструювання, а також питання технології та техніко-економічної ефективності. Їх можна використовувати як окремо, так і в комплексі з іншими конструктивними елементами, зокрема сталезалізобетонними.

Особливості і переваги безкапітельно-безбалкової каркасної конструктивної системи будівель, а також результати окремих досліджень та досвід використання у Полтаві подано у публікації [196]. За техніко-економічними показниками вартість 1 м^2 житла системи КУБ порівняно з традиційними каркасами та стіновими системами є меншою майже на 40 %, а швидкість будівництва на 50 % більшою.

Аналізуючи декілька конструктивних схем багатоповерхових будівель

системи КУБ, автори досліджень [76] дійшли висновку, що найбільш економічним за загальними затратами є будівлі з малим кроком колон – від 3,0–3,3 м до 4,5–4,8 м.

1.1.5. Зарубіжний досвід улаштування монолітних залізобетонних перекриттів з порожниноутворювальними вставками

Дослідження та впровадження системи двовісних порожнистих перекриттів провела фірма COBIAX (Німеччина) [99, 273]. Головна перевага двовісних порожнистих плит порівняно з суцільними плитами – зменшення власної ваги та істотне збільшення загальної несучої здатності. Водночас працюючи в двох напрямках, вони мають більшу тріщиностійкість і жорсткість.

Система передбачає використання пластмасових порожнистих кулястих або еліпсоподібних вставок, які поставляються на будівельний майданчик разом з просторовим арматурним каркасом, в якому вони фіксуються (рис. 1.15).

У збірно-монолітному варіанті фірма COBIAX розробила систему Bubble-Deck, у якій пластмасові кулі і металевий каркас лежать на нижній залізобетонній плиті і яка є незнімною опалубкою під час укладання бетону на будівельному майданчику.

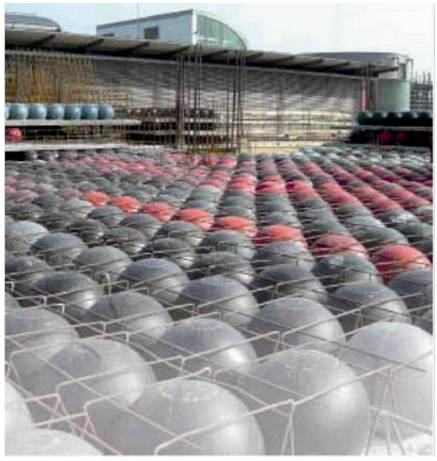


Рис. 1.15. Загальний вигляд на улаштування перекриття зі вставками сферичної форми системи COBIAX

Іншою перевіреною на практиці системою є інноваційна система U-boot [274]. Вона використовує пластмасові модульні одиниці IGLU' (рис. 1.16) для створення порожнин у фундаментних плитах і перекриттів.

Модулі IGLU' розроблені з пластмасових високоміцних матеріалів вторинної переробки. Вони неотруйні, не псуються і не втрачають своїх характеристик з часом.

а

б

Рис. 1.16. Загальний вигляд на улаштування перекриття з вставками систем U-boot (а) і пластмасові вставки IGLU' (б)

Широке використання за кордоном знайшла також система плоских перекриттів для великих прольотів BeePlate [269]. Висота перерізу сягає 45–55 см з можливістю встановлювати проміжні балки для прольотів більше ніж 12 м (рис. 1.17). Улаштування елементів BeePlate виконується без застосування підйомних механізмів. Порожнисті елементи повторюють у плані форму структури бджолиної соти, що дає змогу зменшити витрату бетону, знизити власну вагу, отже і зменшити витрату армування. Економія бетону досягає до 30 %.

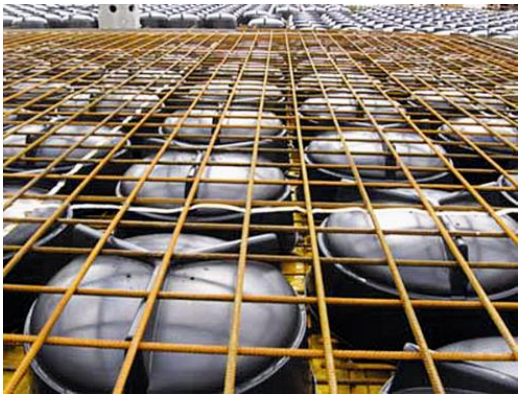


Рис. 1.17. Загальні вигляди улаштування перекриттів системи BeePlate

З інформаційних джерел відомі також інші конструктивно-технологічні системи перекриттів з вставками, що використовують за кордоном: Airdeck, U-BahnBeton, Donut Tupe [10].

Аналіз інформації щодо улаштування залізобетонних перекриттів з пластмасовими вставками показує, що вони мають, як правило, регулярну систему в двох напрямках і забезпечують порожнистість до ~20–30 %.

Зарубіжний досвід улаштування монолітних плоских перекриттів з пластмасовими вставками відображено також у посібнику [211].

Конструкцію монолітного залізобетонного перекриття з трубчастими картонними вставками використало проектно-конструкторське бюро «Катриэль», що подано в публікації [46]. Воно аналогічне до конструктивних рішень, яке використано раніше в Україні [6–8]. В електронному ресурсі [125] подано технологічні особливості улаштування таких перекриттів. Більш детально перекриття різного типу разом з ілюстраціями подані в монографії [181]. Технологічні особливості і економічні показники улаштування монолітних перекриттів за кордоном з використанням зазначених вище пластмасових вставок подані в публікації [184].

Огляд пластмасових вставок у монолітних і збірно-монолітних перекриттях, що використовують за кордоном, подано в монографії [10]. Розглянуто загальну конструкцію і характеристику вставок різних форм і відповідно перекриттів з вставками різних типів, послідовність виконання робіт та інші технологічні особливості улаштування плоских перекриттів з пластмасовими вставками.

1.2. ПЛИТНІ ЗАЛІЗОБЕТОННІ ФУНДАМЕНТИ

Як відомо, для зведення споруд цивільного, промислового та іншого, зокрема спеціального, призначення використовують окремо стоячі, стрічкові та плитні фундаменти.

Плитні фундаменти доцільно насамперед застосовувати в разі слабких і неоднорідних ґрунтів, зокрема з карстовими утвореннями. Їх також улаштовують у випадках, коли колони чи стіни суттєво завантажені і тиск на ґрунт під підошвою окремих чи стрічкових фундаментів є значним.

Суцільна плита дає змогу перерозподілити зусилля між більш і менш завантаженими ділянками ґрунтів, вирівнюючи таким чином різкий перепад осідань окремих частин будівель, зокрема з різними загальними масами. Суцільні плити

залізобетонні фундаментні улаштовують плоскими, ребристими або коробчастими. Вибір конструкції суцільного плитного фундаменту залежить від таких основних факторів як конструктивна схема будівлі, величина і вид розподілу навантаження в плані, геологічні умови, зокрема несуча здатність і деформативність ґрунтів.

Розміри фундаментної плити та її конфігурацію в плані доцільно приймати такими, щоби центр ваги підошви плити приблизно збігався з рівнодійним зусиллям від основних вертикальних навантажень на будівлю.

Найпростішими в конструюванні і виготовленні є фундаменти у вигляді суцільної плити (рис. 1.18, *а*). Її можна улаштувати з використанням відомих індустріальних методів. Плоскі фундаментні плити рекомендують за відстаней між колонами до 9 м і навантаженні на колони до 1000 кН. Попередньо товщину плити можна приймати в межах 1/5–1/7 від відстані між колонами.

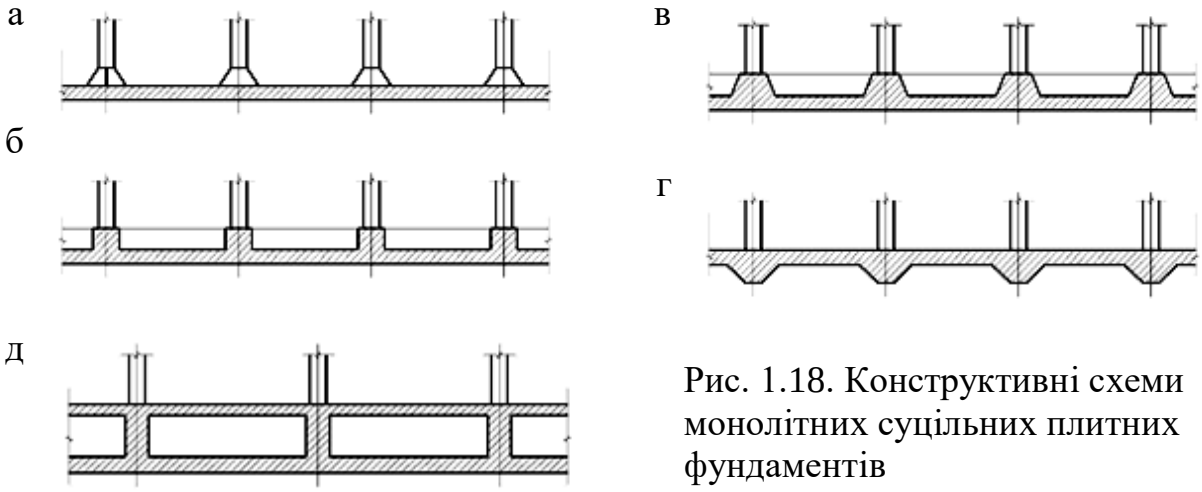


Рис. 1.18. Конструктивні схеми монолітних суцільних плитних фундаментів

Практика проектування і використання на практиці показала, що витрати арматури і бетону в плоских суцільних плитах є дещо більшими порівняно з ребристими фундаментними плитами. Коли навантаження на колони і відстані між ними є більшими і коли необхідно збільшити загальну жорсткість фундаментних плит, доцільно улаштовувати ребристі плити. Ребра в такому разі, як правило, розташовані по осях колон. Товщина плити приймається в межах 1/8–1/10 від її прольоту. Зазвичай ребра розташовані вгору (рис. 1.18, *б, в*). Для вирівнювання підлоги фундаменту простір між ребрами заповнюють ґрунтом, пісним бетоном чи іншими матеріалами

або закладають окремими елементами. За малих відстаней між ребрами на них можна укласти збірні залізобетонні плити.

У фундаментних плитах з ребрами донизу ребра зазвичай улаштовують з трапецієподібним перерізом (рис. 1.18, *г*). Це дає можливість відмовитися від опалубки, коли відкоси виритих траншей фіксуються без кріплення ґрунтів. У плитах з ребрами донизу верхня частина фундаменту є плоскою і готовою для улаштування підлоги. Фундаментні плити з ребрами донизу доцільно використовувати в разі похилого напластування ґрунтів, оскільки ребра перешкоджають вільному ковзанню фундаментної плити.

Найбільшу жорсткість серед плитних фундаментів мають коробчасті фундаменти (рис. 1.18, *д*), проте вони у традиційному виконанні є складними у виготовленні і більш матеріалозатратними. Досвід проектування показав, що за однакових навантажень і ґрунтових умов коробчасті плити мають майже вдвічі більшу витрату бетону і арматури. Тому рекомендовано коробчасті фундаменти улаштовувати лише за спеціального техніко-економічного обґрунтування.

1.3. ПРОГОНОВІ БУДОВИ МОСТІВ

Залізобетонні прогонові будови є і в осяжному часі залишатимуться основним конструктивним матеріалом мостових споруд. Широке їх застосування визначається низкою важливих конструктивних і експлуатаційних показників, таких як: міцність (зокрема за динамічних і багаторазових навантажень), жорсткість, довговічність, значний опір атмосферним впливам.

Форма поперечного перерізу прогонових залізобетонних будов мостів – важливий чинник, від якого значною мірою залежать техніко-економічні, механічні та експлуатаційні властивості мостових споруд.

Одним із найважливіших питань з початку освоєння і масового використання залізобетону в мостах було зменшення власної ваги прогонової залізобетонної будови, що важливо як для конструкцій мостової споруди, так і для витрати матеріалів.

Оптимізація конструктивно-технологічних вирішень прогонових будов мостів стосується як збірних, так і монолітних та збірно-монолітних мостів.

Важливим чинником, який треба враховувати у розробленні конструктивних рішень мостових прогонових будов, є значна власна вага залізобетону. Для зменшення власної ваги залізобетонні прогонові будови улаштовують балковими, балково-ребристими, коробчастими тощо.

Одними із найпоширеніших є балкові розрізні збірні прогонові будови залізобетонних мостів малих і середніх прогонів, які масово почали використовувати зі середини 50-х років XX ст. Прогонову будову, залежно від габариту, складають з відповідної кількості тонкостінних балок таврового перерізу, армованих каркасами. Балки з'єднують лише на рівні полиці залізобетонних поздовжніх стиків між балками (рис. 1.19, *а, б*). Такі прогонові будови розроблені за декількома типовими проектами: вип. 56д; вип. 167; вип. 3.0503.12 [231]. В останньому випадку таврові балки мали потовщену нижню частину ребер для розташування попередньо напруженої арматури діаметром 5 мм класу В-II.

З'єднання балок лише на рівні полиць не забезпечує просторової роботи прогонової будови. Для усунення цього конструктивного недоліку розроблено діафрагмові збірні прогонові будови (вип. 56, вип. 149-62, вип. 122-62 та ін.). Крім основних конструктивних елементів (поздовжніх балок), у них передбачені поперечні ребра (діафрагми), з'єднані в місцях стикування зварюванням місцевих закладних деталей (рис. 1.19, *в, г*).

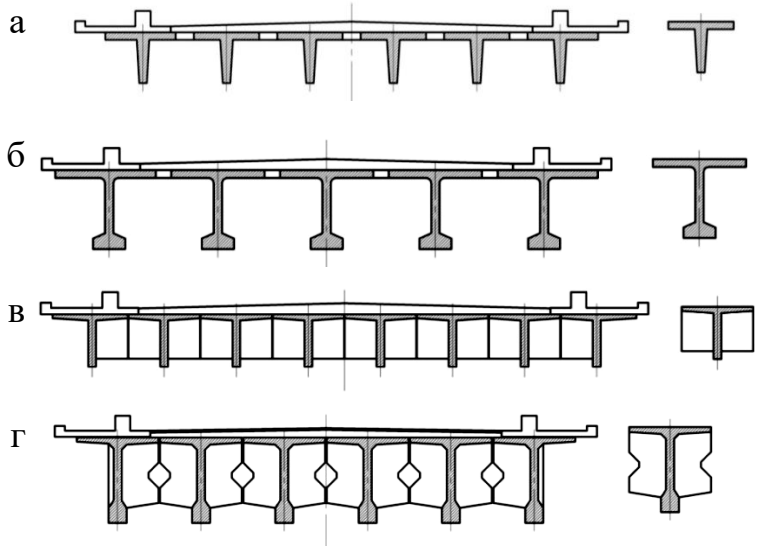


Рис. 1.19. Збірні залізобетонні прогонові будови з ребристими балками: а; б – без діафрагм; в; г – з діафрагмами

Доволі поширеними є плитні прогонові будови. За незначних прольотів використовували плоскі збірні залізобетонні плити суцільного перерізу за типовими проектами вип. 31, ТП 5-04-145 та ін. (рис. 1.20, *а*). Збільшення прогонів потребує збільшення висоти перерізу плитної конструкції, що

призводить до суттєвого збільшення власної ваги прогонової плитної конструкції. Для її зменшення у плитних збірних залізобетонних елементах прогонових будов улаштовують порожнини: круглі – за менших прогонів, і овальні – за більших (рис. 1.20, *б*). Зокрема такі плити широко використовують у типових проектних рішеннях вип. ВТП-16, вип. 384/43 [231].

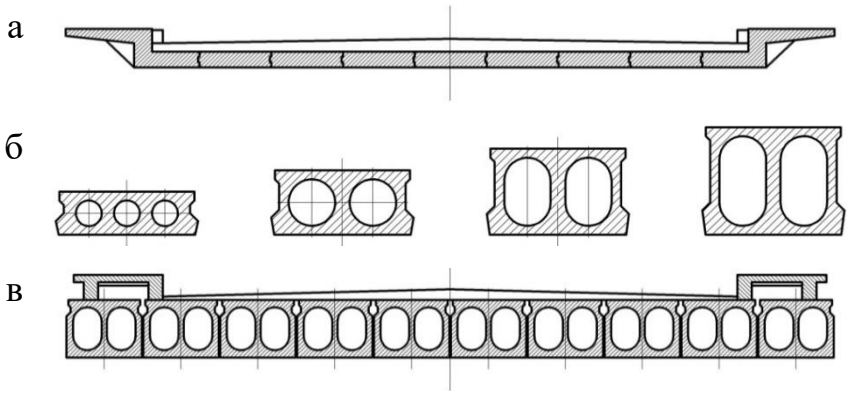


Рис. 1.20. Залізобетонні плитні прогонові будови: а – зі суцільних плит; б, в – з порожнистих плит

Конструктивне об’єднання цих окремих збірних елементів здійснюють через шпонки замонолічуванням вертикальних швів між сусідніми плитами. Для цього на бокових гранях плит передбачені поздовжні пази. Варіант прогонової будови моста, зібраної з плитних елементів з овальними порожнинами, поданий на рис. 1.20, в.

Оптимізація монолітних залізобетонних прогонових будов за принциповими конструктивними рішеннями є аналогічною до рішень збірних залізобетонних балкових (ребристих) прогонових будов.

У найпростішому для виготовлення випадку монолітна прогонова будова улаштована з поздовжніх балок і верхньої плити (рис. 1.21, а, б).

Для забезпечення просторової жорсткості передбачають поперечні елементи – балки, які можуть бути як проміжними опорами для плити, так і діафрагмами жорсткості (рис. 1.21, в, г). Відстань між головними балками, крок поперечних балок, геометричні розміри і конфігурація балок є важливими чинниками конструкції прогонових монолітних будов, які необхідно враховувати у техніко-економічному варіантному порівнянні. Тому під час проектування монолітних прогонових будов маємо значно більше конструктивних рішень порівняно зі збірними елементами. Деякі з них подано на рис. 1.21.

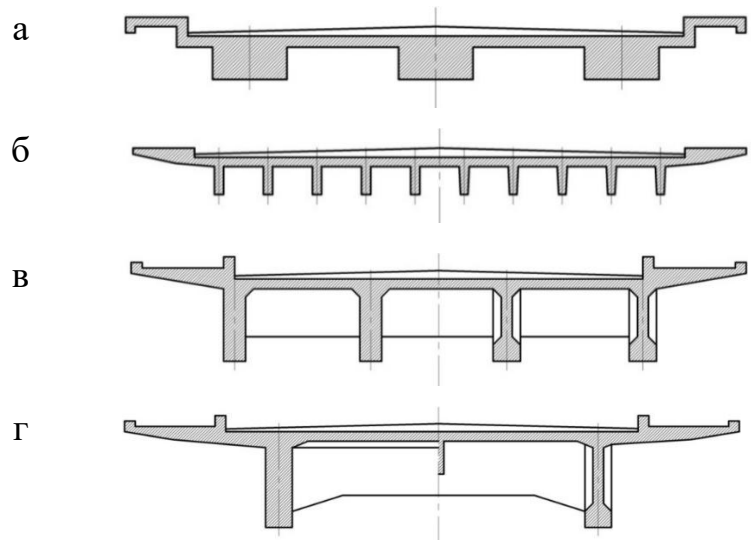


Рис. 1.21. Ребристі монолітні прогонові будови: а; б – без поперечних балок; в; г – з поперечними балками

Конструкції монолітних ребристих прогонових будов за їх доволі ефективної просторової роботи є складними у виготовленні й обмеженими у використанні за значних прогонів.

Ефективнішими у таких випадках є монолітні коробчасті прогонові будови великих прольотів (рис. 1.22). Проте їх улаштування потребує спеціальних технологій.

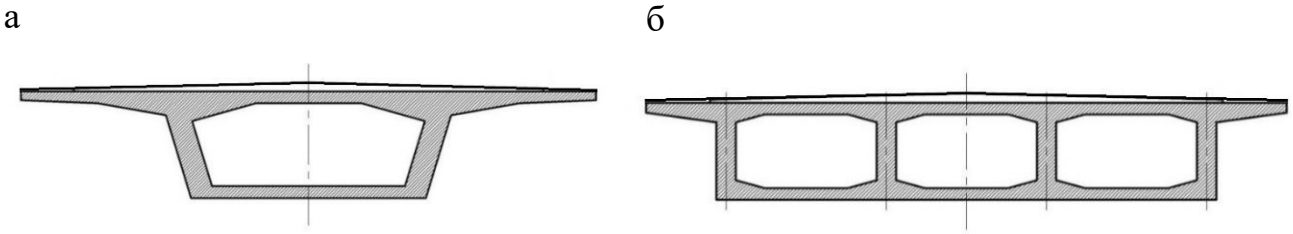


Рис. 1.22. Монолітні коробчасті прогонові будови: а – з однією порожниною; б – з трьома порожнинами

Таврові, двотаврові й коробчасті балки широко використовують також у конструктивних вирішеннях збірно-монолітних залізобетонних прогонових будов мостів.

Гнідець Б. Г. запропонував конструктивні вирішення збірно-монолітних прогонових будов мостів, зокрема з використанням типових збірних двотаврових балок, з отриманням після замонолічування (обетонування) одно-, дво- або багатокоробчастих поперечних перерізів [50]. На рис. 1.23 подані два поперечні перерізи з декількох розроблених варіантів конструкцій. У першому випадку збірні залізобетонні балки об’єднуються зверху монолітною залізобетонною плитою проїзної частини (рис. 1.23, *а*). Інше конструктивне вирішення передбачає використання збірних двотаврових балок зі ширшими полицями у нижній частині перерізу, які мають випуски арматури і об’єднуються замонолічуванням цих випусків. Зверху балки об’єднуються

монолітною залізобетонною плитою (рис. 1.23, *б*). Спосіб поділу коробчастих конструкцій прогонових будов мостів на великорозмірні елементи дає змогу виготовляти їх у заводських умовах попередньо напруженими з подальшим монтажем і об'єднанням на будівельному майданчику.

а б

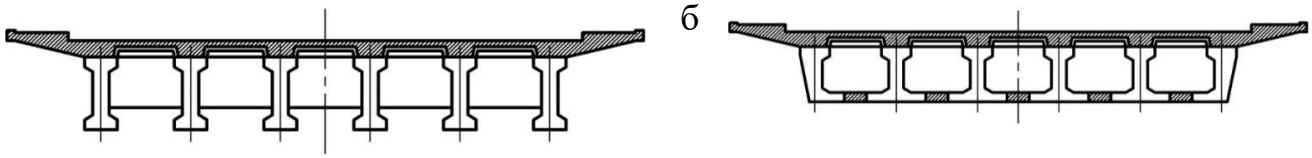


Рис. 1.23. Збірно-монолітні конструкції прогонових будов: а – ребриста балкова конструкція зі збірними двотавровими балками; б – багатокоробчаста балкова конструкція зі збірними двотавровими балками

Ефеективні системи реконструкції автодорожніх мостів з використанням збірної, збірно-монолітної і монолітної залізобетонної накладної плити були запропоновані Квашою В.Г. [105,106]. Експериментальному, а згодом і масовому, використанню цих систем передували комплексні наукові і дослідно-конструктирські роботи і натурні випробування мостів.

У збірному варіанті (рис. 1.24, а) залізобетонні ребристі плити з одним несучим ребром (рис. 1.24, б) вкладають поперек існуючої будови – по дві плити симетрично у поперечному перерізі моста. В конструкції накладних плит передбачені вікна, в яких улаштовуються вузли їх об'єднання і забезпечення спільної роботи з балками прогонової роботи. Вікна розташовані в місцях над поздовжніми ребрами балок. Крім цього, плити об'єднуються зварюванням закладних деталей. Після монтажу і з'єднання плит з балками і між собою поперечні і поздовжні шви між плитами замонолічуються.

Аналогічною до збірного варіанту є збірно-монолітна конструкція накладної плити. Як і в збірному варіанті, використовують по дві збірні плити по ширині моста, проте конструкція плит є іншою. Вони мають не одне, а два поздовжні у своїй конструкції ребра, що розташовані по краях і мають змінну висоту на консольній частині.

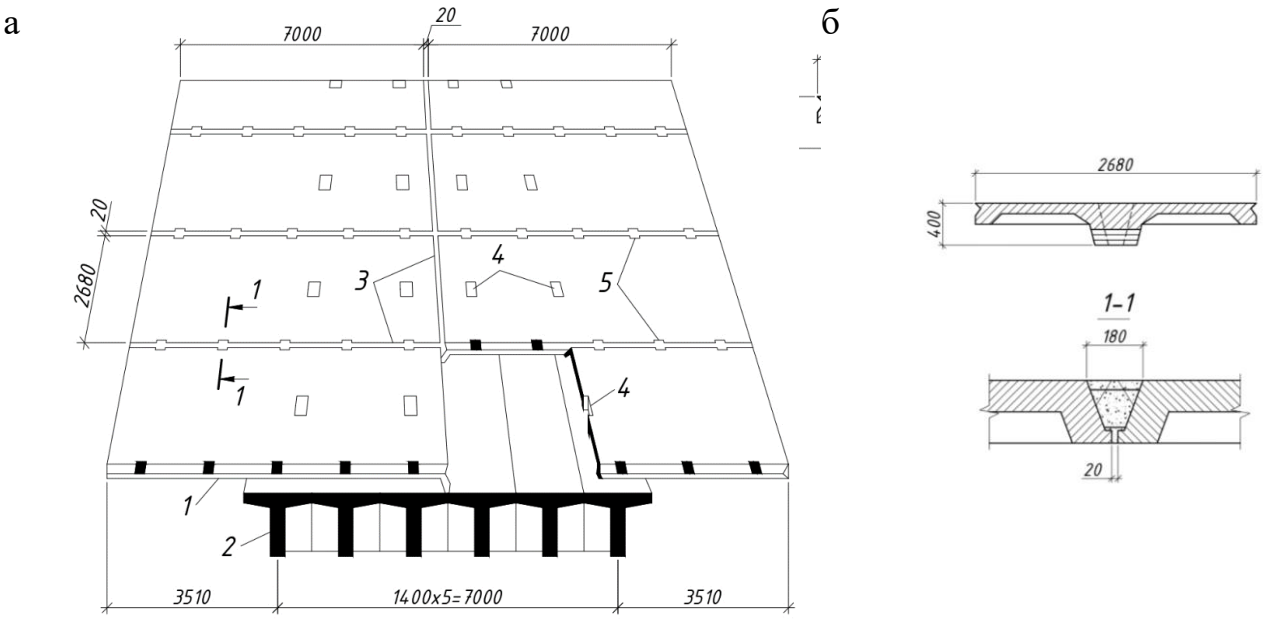


Рис. 1.24. Збільшення ширини прогонової будови збірною накладною плитою: 1 – збірні блоки накладних плит; 2 –існуючої балки; 3 – поздовжні і поперечні шви замонолічування; 4 – вікна збірних плит; 5 –закладні деталі

Кваша В.Г. розробив також різні варіанти збільшення ширини прогонових будов автодорожніх залізобетонних мостів з використанням монолітної накладної плити. Деякі з цих варіантів подані на рис. 1.25.

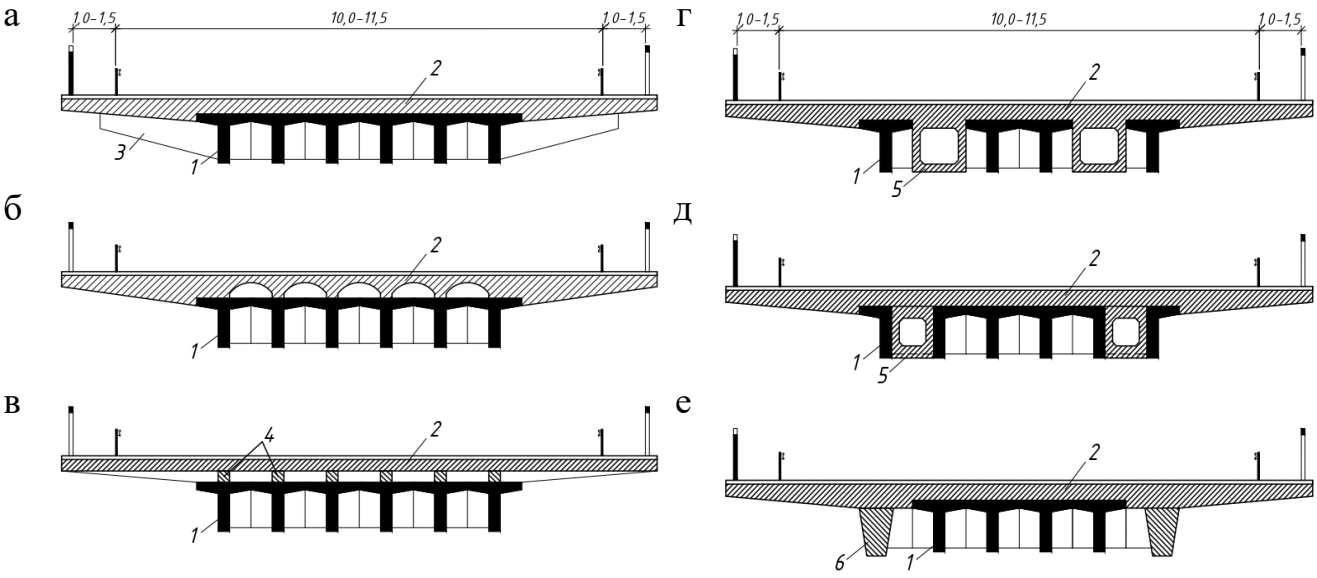


Рис. 1.25. Збільшення ширини прогонових будов монолітною накладною плитою: 1 – балки існуючої прогонової будови; 2 – накладна плита; 3 – поперечні ребра; 4 – збірні призматичні балки; 5 – нові коробчасті елементи; 6 – нові збірні елементи

У першому варіанті для цього використовують суцільну накладну залізобетонну плиту, яка на консолях підкріплена ребрами3, розташованими в одній вертикальній площині з поперечними ребрами (діафрагмами) існуючих балок прогонової будови (рис. 1.25, а). Без ребер 3 можна досягти габариту проїзної частини 8-9 м з двома тротуарами шириною 1 м.

При збільшенні товщини накладної плити можна обійтися без ребер 3. Для зменшення власної ваги плити в основній її частині улаштовують склепінчастою (рис. 1.25, б), або ребристою з використанням поздовжніх збірних призматичних балок (рис. 1.25, в).

Очевидно, що у всіх варіантах для забезпечення спільної роботи монолітна плита конструкційно повинна бути з'єднаною з існуючими балками прогонової будови.

Один з варіантів передбачає демонтаж двох симетрично розташованих балок з улаштуванням замість них монолітних коробчастих балок, об'єднаних з накладною плитою (рис. 1.25, г). Улаштувати порожнисті балки можна також після полиць сусідніх балок (рис. 1.25, д).

Варіант, поданий на рис. 1.25, е, передбачає демонтаж крайніх балок, які часто є в найбільш незадовільному стані, і улаштування замість них таких збірних елементів 6, які конструкційно з'єднуються з монолітною накладною плитою.

Розроблені варіанти збірної, збірно-монолітної і монолітної накладної плити реалізовані на десятках мостових об'єктів, забезпечивши важливий ефект розширення габаритів прогонових будов з одночасним збільшенням їх несучої здатності.

1.4. БЕТОННІ ПОРОЖНИСТІ КОНСТРУКЦІЇ

З початку масового використання в стрічкових фундаментах збірних бетонних блоків вони виявилися в усіх відношеннях економнішими за найбільш розповсюджені до цього часу фундаменти з бутового каменю. Застосування бетонних блоків разом з армованими бетонними подушками дозволило зменшити тиск на грунт і відповідно зменшити їх ширину - з 80 см до 30...60 см. Проте навіть в такому поєднанні збірні бетонні блоки стін підвалів працювали з великим запасом міцності, зумовленим, з одного боку,

мінімальною шириною товщини вищележачої стіни, а з другого - мінімальною маркою (класом) бетону, який приймався не так з умови міцності, як з умов довговічності (морозостійкості, водонепроникності) і технологічних факторів тощо.

В результаті блоки одинакової конструкції однаково застосовувалися і застосовуються як для кількоповерхових так і для багатоповерхових будівель, де їх міцність використовується лише на 10...30 %.

Тому були запропоновані конструкції більш ефективних стінових блоків підвалів на зміну суцільних, які в переважній більшості є надто матеріалозатратними і малоефективними. Низку конструктивних рішень більш ефективних по витраті бетону блоків подано в [129]. Окремі з них подано нижче.

Гриновський Н. і Єгоров І. запропонували конструкцію блока і опалубки нестандартних розмірів (рис. 1.26) з порожнистістю 38%. Проте з поданого перерізу і короткого опису неможливо відтворити повну його конструкцію.

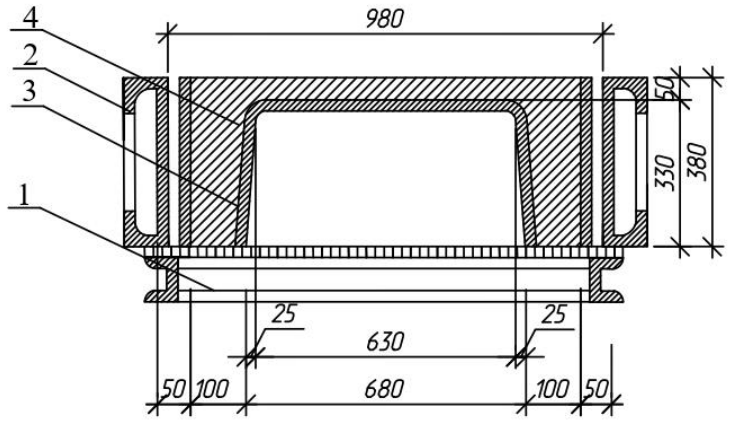


Рис. 1.26. Конструкція вставки до форми блока: 1 – днище металевої форми; 2 – відкриті борти; 3 – вставка для утворення порожнистості; 4 – бетонний блок

Заслуговує на увагу конструктивне рішення блоків коробчатого перерізу при будівництві Гребенківської МТС в Київській області (рис. 1.27). При габаритних розмірах 2х0,66х0,5 м і товщині поздовжніх стінок 100 мм забезпечено порожнистість блока 40 %. Кожен блок має по дві відкритих знизу порожнини і при монтажі необхідно забезпечити точне їх співпадання. Для цього товщина середнього поперечного ребра є подвоєною і рівною 200 мм. З метою підвищення тріщиностійкості стінки блоків армували сіткою з дроту Ø4 мм, крок 50...60 мм.

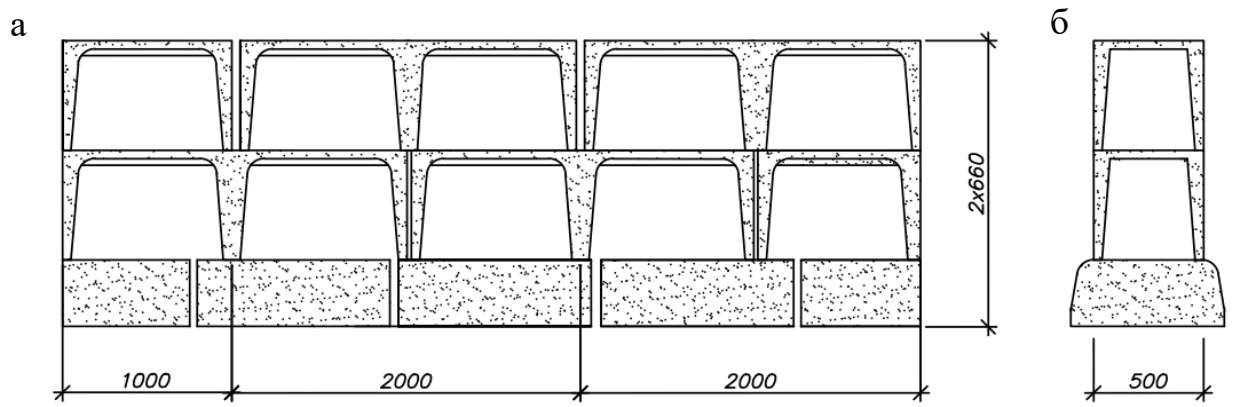


Рис. 1.27. Поздовжня перев’язка швів блоків при будівництві Гребенківської МТС: а – поздовжній переріз; б – поперечний переріз

Будівельне управління №11 тресту № 2 Литовської РСР освоїло випуск блоків пустотністю 41%, конструкцію яких розробив УкрНДІБ (рис. 1.28). Використання при виготовленні блоків привантажуючих пристроїв дозволило підібрати жорсткі суміші бетону і знизити витрату портландцементу марки 500. При використанні високоміцного портландцементу добавлялася тонкомолота зола естонських сланців (“кукерміт’).

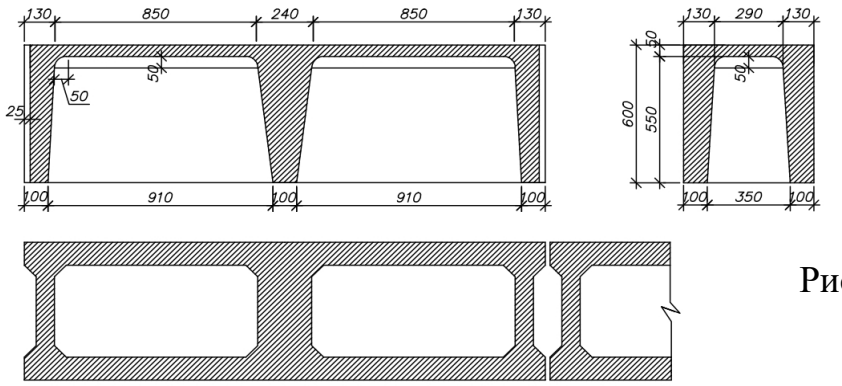


Рис. 1.28. Порожнистий блок конструкції УкрНДІБ

Були пропозиції виготовлення блоків з горизонтальним розташуванням отворів, але відомі не всі геометричні параметри таких блоків і технологія їх виготовлення (рис. 1.29 а). На практиці використовуються вкрай рідко блоки, в яких з метою економії бетону і зменшення власної ваги з обидвох боків улаштовані відкриті порожнини. В результаті отримано конструкцію блока двотаврового перерізу з періодичним розташуванням вертикальних підкріплюючих ребер (рис. 1.29 б).

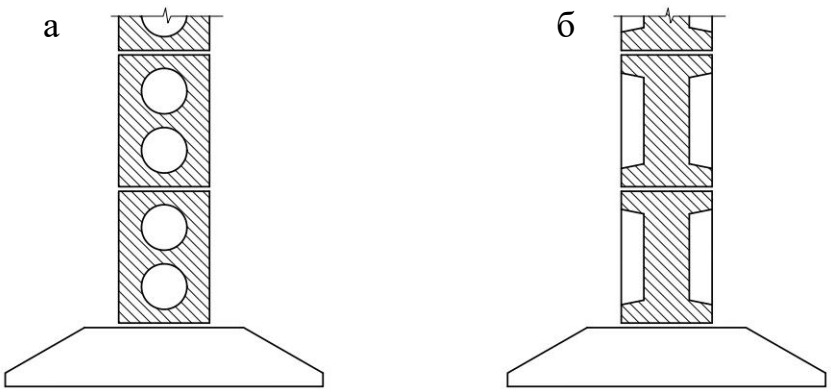


Рис. 1.29. Блоки стін підвалів з горизонтальними порожнинами (а) і з вертикальними ребрами (б)

Бетонні блоки стін підвалів двотаврового і швелерного перерізу за ТУ 35-2066-90 порівняно з цільними блоками дають економію бетону відповідно 20…30% і 13…27%.

Ефективними як по витраті матеріалів, так і по технології виготовлення є бетонні стінові блок-панелі, розроблені Львівською політехнікою і Тернопільським облагробудом та виготовлені Микуленецьким комбінатом "Будіндустрія" (рис. 1.30) [194]. Для їх виготовлення використовували важкий бетон проектного класу С12/15 на гранітному щебні з використанням золошлакових відходів фракції до 2 мм в кількості 720 кг/м^3.

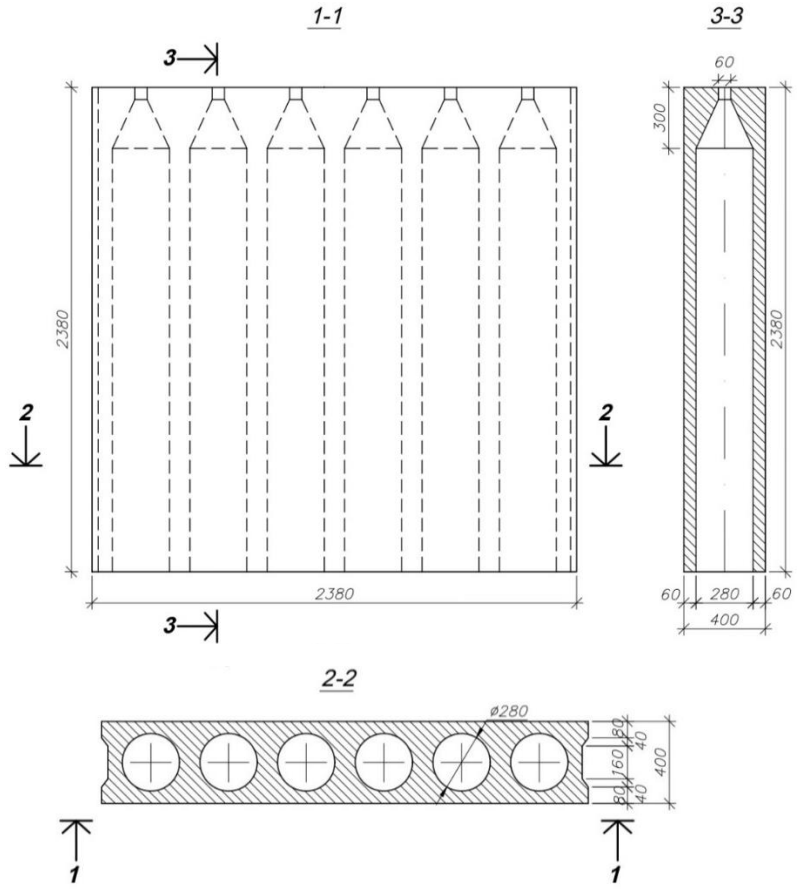


Рис. 1.30. Конструкція круглопорожнистих стінових блок-панелей на всю висоту підвалу

З усіх конструкцій ефективних блоків стін підвалів єдиним відомим стандартизованим виробом є масивні блоки стін підвалів з номінальними розмірами по довжині 2,4 м, висоті 0,6 м і ширині 3, 4, 5 і 6 дм, які випускаються за ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Це блоки марки ФБП з пустотністю від 13,2 до 28,6 % в залежності від типорозміру (рис. 1.31). Однак останні не знайшли широкого використання на практиці у зв'язку з технологічними проблемами при їх виготовленні. Значно площа контакту металоформ з внутрішньою бетонною поверхнею виробу і обтискаючі деформації усадки практично унеможливлюють його повне розопалублення і виймання з металоформ.

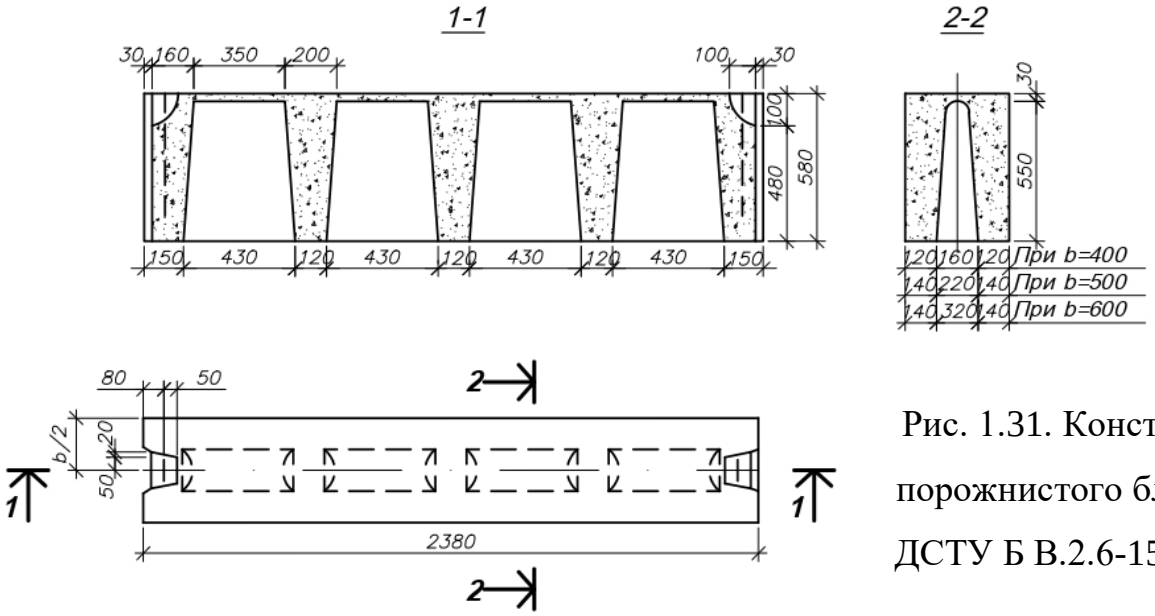


Рис. 1.31. Конструкція порожнистого блоку за ДСТУ Б В.2.6-156:2010

Для зменшення впливу цих факторів було запропоновано зменшити котангенс кута нахилу стінок порожнин до основи блоку в поперечному напрямі не менше 1:9, а в поздовжньому - не менше 1:3 (Патент України №22, БПВ №3, 1998 р.). Експериментальне виготовлення таких блоків здійснено на одному з Львівських заводів будіндустрії, проте масово вони не використовувалися.

В роботі [253] подані принципові конструктивні вирішення блоків з відкритими знизу і закритими порожнинами (рис. 1.32). Відкриті порожнини були запропоновані у двох варіантах: з однією і з 3-ма у поперечному перерізі порожнинами; в поздовжньому перерізі при цьому передбачено 4-и порожнини.

У випадку закритих порожнин в поперечному перерізі запропоновано одна і три порожниноутворювальні вставки; в поздовжньому напрямку – дві вставки на

всю довжину блока з одним проміжним ребром.

Для подальших теоретичних і експериментальних досліджень були виготовлені блоки з 4-ма відкритими знизу порожнинами. Конструкція цього бетонного блоку використовувалася також в подальших дослідженнях [126].

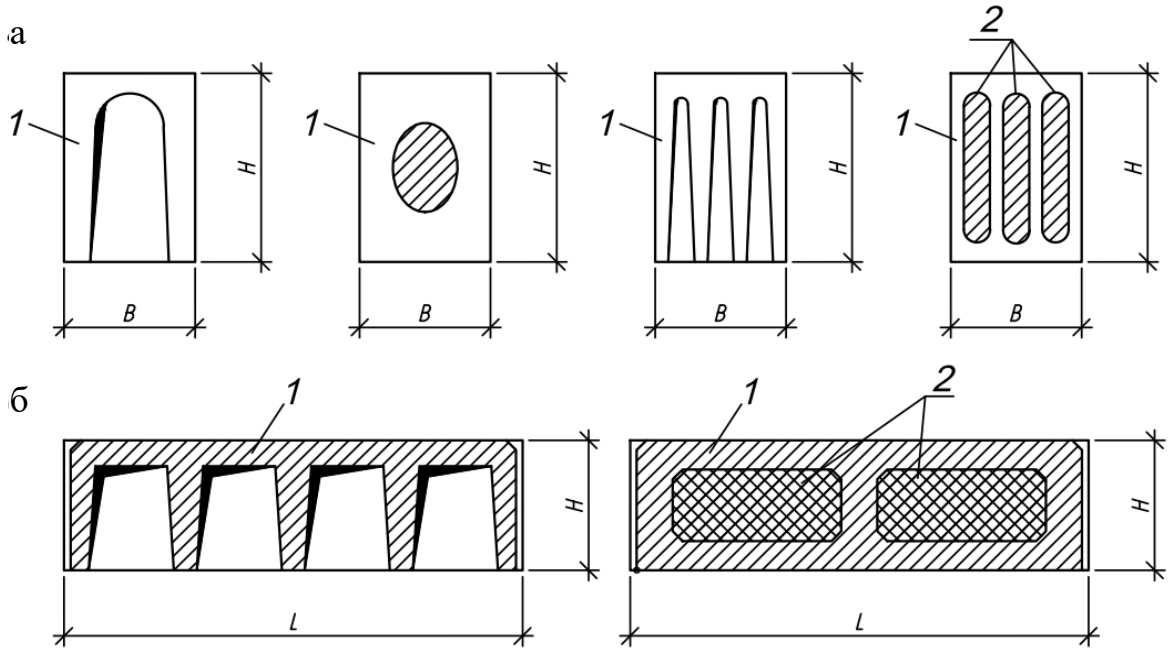


Рис. 1.32. Форми поперечних (а) і поздовжніх (б) перерізів ефективних бетонних блоків: 1 - бетон; 2 – порожниноутворювальні вставки

За кордоном широкого розповсюдження набули стінові бетонні елементи фірми “Bau-Innovation” (Австрія), яка починаючи з 1981 р. налагодила їх випуск з покращеними теплоізоляційними властивостями. В різних країнах Європи і Азії випускають різні модифікації блоків цієї фірми з розмірами по ширині і довжині від 90 до 500 мм, по висоті – від 129 до 220 мм. Товщина пінопласту – від 41 до 115 мм, що забезпечує коефіцієнт теплопровідності 0,25-0,7 Вт/м^{2}·°С і звукоізоляцію від 35 до 52 дБ [268].

Як бачимо, з часу масового використання бетонних блоків як несучої і огороджуючої конструкції стін підвалів було запропоновано ряд ефективних рішень, спрямованих на їх облегшення і економію бетону. Деякі з них були використані на практиці, як правило, дослідного будівництва і не мали широкого застосування у зв’язку з конструктивними, технологічними і експлуатаційними особливостями.

За конструкцією оптимізовані блоки можна об’єднати в такі групи: з крупними порожнинами, відкритими знизу, з вертикальними закритими і наскрізними порожнинами, горизонтальними порожнинами і ребристі.

Більшість порожнистих блоків є відкритими знизу і без башмаків чи подушок укладати безпосередньо на грунт їх не можна. Крім зазначених вище проблем щодо виготовлення стикаємося з додатковими проблемами при настиланні розчину при їх монтажі. Незамкнутість порожнин спричиняє меншу стійкість (міцність) відкритих елементів (ребер) блока і обмежує зменшення їх перерізу для збільшення порожнистості.

Ребристі блоки потребують спеціальної оснастки і є незручними при нанесенні гідроізоляції, в конструктивному відношенні вони поступаються цільним блокам в стійкості форм. Горизонтальне розташування порожнин є небажаним в конструктивному відношенні, оскільки отвори розташовуються в площині, перпендикулярній до діючих сил, і спричиняють виникнення складного напруженого стану з неоднозначним і нерівномірним розподілом напружень. Крім цього, відкритість порожнин на торцьових, кутових і поворотних ділянках фундаменту потребує додаткових матеріало- і трудозатрат на їх закладання. Ці недоліки відсутні в блоках з вертикальними наскрізними порожнинами. Проте, маючи досить високу несучу здатність, вони мають інші недоліки. Так для перев'язки блоків в стінах підвалів зміщаються один відносно одного аналогічно як при муруванні цеглою, що унеможливлює співпадання порожнин і ребер і спричиняє неодинакову площу контакту верхнього та нижнього блоків і, як результат, перенапруження одних ділянок і недонапруженн.я інших. При незначних розмірах цільної частини блока стає проблематичним і настилання розчину, який спадає в порожнини. Тому при улаштуванні порожнин бажано їх закрити з одного боку - краще нижнього, що вимагає при виготовленні блоків спеціалізованого складного обладнання з кантуючими пристроями.

Блоки на всю висоту підвального поверху, зокрема з круглими вертикальними порожнинами, є ефективними в конструктивному відношенні, проте досить проблемними у використанні. При монтажних роботах їх необхідно

вивіряти і тимчасово закріплювати. Не забезпечується перев'язка вертикальних швів, необхідно передбачати індивідуальні блоки з прорізами для прокладання комунікацій або поєднувати їх зі звичайними типовими блоками за ДСТУ Б В.2.6-150: 2010 тощо.

Отже, розроблені конструкції ефективних блоків стін підвалів потенційно дають можливість значно облегшити їх і зекономити бетон. Проте майже всі запропоновані рішення не знайшли широкого використання на практиці - в основному внаслідок технологічних проблем. Необхідно продовжити пошук ефективних конструктивно- технологічних рішень блоків стін підвалів, впровадження яких дозволяє суттєво зменшити витрату бетону.

1.5. ДОСЛІДЖЕННЯ І МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЛИТНИХ ТА БЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

1.5.1. Дослідження плитних залізобетонних конструкцій

Комплексні теоретичні дослідження просторової роботи дисків перекриттів, складених із збірних залізобетонних плит, провів Т. Н. Азізов [1–3]. 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 із 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 [86] використані пінополістирольні квадратні в плані вставки. Дослідження виконували на моделі в масштабі 1:4 і реалізували на практиці для зведення 6-поверхового житлового будинку [84].

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 [258] проаналізовано ефективність використання монолітних перекриттів з вставками різних типів та приведені витрати бетону і арматури на одиницю площі перекриття. Крім цього, В. В. Таран дослідив пооопераційне 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 працемісткість укладення призматичних піностирольних вставок з урахуванням їх переміщення в межах перекриття.

У публікації [259] подано досвід використання монолітної залізобетонної плити з призматичними пінополістирольними вставками розмірами 1×1×0,84 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 дослідженнях [236] проаналізовано вплив конструктивних і технологічних факторів у монолітних плитах перекриттів з вставками різних форм і типів. Показано, що для оптимізації технологічних і організаційних рішень необхідно розглядати систему «технологія–конструкція».

У монографії [193] 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 [250-252, 254]. 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 рівноміцності; трансформацію геометрії залізобетонних конструкцій у зв'язку з раціоналізацією їх параметрів.

Комплексні експериментальні дослідження передбачали: натурні випробування 2-поверхового і 3-поверхового фрагментів каркасу 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 і розвинуті в монографії [10]. 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 [27, 251]. Для цього використано новий гідравлічний метод випробувань [201]. За 1-ї схеми навантаження інтенсивністю 6,0 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 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 [126] 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 [117] аналізували і досліджували різні технологічні, економічні й експлуатаційні фактори, пов’язані з використанням пінополістирольних вставок у збірних і монолітних залізобетонних перекриттях. У іншій роботі вони за результатами теоретичних досліджень запропонували спосіб зменшення прогинів збірно-монолітних перекриттів полегшеного типу, в яких використовують ребристу залізобетонну плиту як незмінну опалубку перекриття [116].

У дослідженнях І. А. Стебловського [229], 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 натурного перекриття за двома схемами навантаження.

Дослідження І. А. Стебловського є важливими для врахування багатоваріантного впливу навантажень на перекриття з ефективними вставками і 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 [250].

У публікації [232] 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 облегшених 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 і без

тріщин [4]. 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 [72]. Плити мали верхній і нижній шари з важкого бетону, середній шар – з керамзитобетону.

Мета натурних випробувань перекриття експериментального житлового будинку № 12 на житловому масиві «Нова Богданівка» Броварського району Київської обл. – перевірка прогинів у центрі монолітної тришарової з порожнинами залізобетонної плити товщиною 30 см [204]. Загальна конструкція і спосіб улаштування порожнин не зазначені. За навантаження 5,97 кН/м^2 заміряний погин становив 0,2 мм, що суттєво менше від контрольної величини прогину 14,1 мм. Проте треба зауважити, що завантажували плиту лише на центральній ділянці з прольотами у двох напрямках 2,6 м.

В інформаційних матеріалах GOBIAX опубліковано результати експериментальних і теоретичних досліджень плитних фрагментів монолітного залізобетонного перекриття із сферичними пластмасовими вставками [99]. 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 приопорних 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 і була майже на 10 % вищою, ніж обчислена за будівельними нормами Німеччини DIN 1045-1. Тріщиноутворення і 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 [112] 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 [119]. 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 [88] 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 ненапружуваними 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 і теоретичні дослідження коротких збірно-монолітних плит з

використанням пінобетону [71], за результатами яких рекомендовано використовувати їх в перекриттях житлових і громадських будівель під характеристичне навантаження до 2 кН/м^2.

В. І. Шеховцов досліджував міцність залізобетонних плит у разі їх продавлювання штампами різної геометрії [246], що пов'язано з широким використанням у будівництві монолітних залізобетонних будівель з безригельним і безкапітельним каркасом. Для інженерних розрахунків запропоновано враховувати фактичне зменшення кутів нахилу бічних граней піраміди продавлювання, які змінюються в межах від 23° до 44° і виконувати розрахунки з використанням ПК, моделюючи роботу об'ємними скінченими елементами у нелінійній постановці кроково-ітераційним методом.

К. В. Єгупов і Ю. І. Нємчинов [83], 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 із зменшенням маси перекриттів вплив цього фактора зменшується. Встановлено також, що під час землетрусів суттєво пошкоджується 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. Важливі для забезпечення сейсмостійкості будівель чинники відображені також в роботах [189, 190].

У публікації [75] 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.

С. Л. Фомін розробив методику розрахунку вогнестійкості монолітних залізобетонних будівель з безригельним каркасом, які усе більше поширюються

[237]. Методика орієнтована на використання програмних комплексів з урахуванням нормативних документів України, які гармонійно пов’язані з Єврокодами групи А.

У монографії [10] оцінено вогнестійкість перекриттів системи «МОНОФАНТ» з пінополістирольними призматичними вставками з моделюванням одновісного напруженого стану бетону і арматури в діапазоні від 20° до 1200° за Цельсієм.

1.5.2. Огляд методів розрахунку залізобетонних перекриттів

У 1909 р. А. Ф. Лолейт та 1923 р. М. Я. Штаєрман до появи точніших способів розрахунку безбалкових перекриттів з проміжними колонами з капітелями запропонували свої практичні способи розрахунку [255].

За способом А. Ф. Лолейта 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 М. Я. Штаєрмана [255] виділені плитні ділянки і умовні балки, що розташовані в обох напрямках у межах смуг, обмежених габаритами капітелей над колонами.

Такий підхід давав змогу порівняно із способом А. Ф. Лолейта 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 знаходитися у рівновазі із зовнішніми силами. У зв’язку із суттєвою складністю розрахунку за цією теорією був запропонований простіший, проте достатній для практики метод заміняючих жорстких рам. Цей метод передбачає розрахунок двох взаємно перпендикулярних рам, які містять колони і частину перекриття в межах

вантажної смуги. Розрахункова ширина ригеля кожної рами дорівнює півсумі прилягаючих з обидвох боків прольотів.

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

Проте запропонований Лєв'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 [255]. Проте, на відміну від попередньої методики, Б. Г. Гальоркін 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 і давали можливість визначити прогини і 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 і результатів експериментальних досліджень, ЦНІПС в 1933 р. розробив

Інструкцію по розрахунку і проектуванню безбалкових перекриттів, яку тривалий час використовували в практиці проектування таких перекриттів [255].

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 надколонною і міжколонною (прольотною) смугами у кожному напрямку перекриття. Ширина надколонної і прольотної смуги приймалася рівними із 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 О. О. Гвоздєва [43] 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 прольотного перерізу.

За результатами теоретично-експериментальних досліджень Т. Н. Азізов розробив практичні методи розрахунку збірних і монолітних залізобетонних перекриттів [1, 2], зокрема: інженерну методику розрахунку зусиль у збірних перекриттях; визначення згинальних і крутних моментів, поперечних сил та переміщень в елементах перекриттів, розрахунок ребристих перекриттів за обвідними епюрами; методику визначення характеристик жорсткості для елементів залізобетонних перекриттів.

Огляд методів розрахунку монолітних та інших залізобетонних перекриттів показав [140], що для загального статичного розрахунку монолітних плит, що

працюють в обидвох напрямках, у багатьох пропозиціях використовують метод розрахунку тонких пружних пластин, прогин яких є співрозмірним з товщиною пластини [234, 235]. Основою цього методу є диференційні рівняння, що описують зігнуту поверхню пластини та залежності між моментами та деформаціями з використанням у всіх залежностях циліндричної жорсткості:

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

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 міжколонних плит

сталезалізобетонного перекриття [192] вирішення рівняння (1) записано у вигляді подвійних тригонометричних рядів (рішення Нав'є). За умови $L_1 = L_2 = L$:

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

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.

А. С. Семченков розробив технічну теорію напівмоментної конструктивно-ортотропної плити для розрахунку диску перекриття із збірних залізобетонних плит [221]. 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 $H = 2\left(D_{yx} + D_{xy}\right) + \nu_x D_y + \nu_y D_x$

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 С. Г. Лєхніцький для пластин, підкріплених ребрами [123]:

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

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

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 $в_0$ 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 [86]. 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); напрямок балок та осі ортотропної пластини збігаються; стальний і бетонний матеріал перекриття, неоднорідний за властивостями і розподілу 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 і бетону:

$$I_{red} = \sum I_j = \sum \int_{A_j} x^2 dA \,. \qquad (1.9)$$

Проте розроблений у роботі [86] 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 [90, 102-104, 111].

На відміну від найпоширенішого зараз методу скінчених елементів, який використовують для розрахунку будівельних конструкцій різного призначення, автори роботи [93] розробили новий точніший аналітично-числовий метод – метод макроелементів ММЕ. Його подано на прикладі конструкції з двох прямокутних плит, що лежать на пружній основі Вінклера.

В публікації [238] розглянуто вплив динамічного навантаження на міцність, деформативність і мікротріщиноутворення бетону при його одно- і двовісному стисканні. В роботі [276] подана ортотропна модель бетону, що зазнає двовісного і тривісного динамічного навантаження. В публікаціях [285, 286] подано результати досліджень під високошвидкісним динамічним навантаженням. Проте, як і в роботі [238], розглянуті динамічні впливи не є характерними для плитних залізобетонних конструкцій, що розглядаються.

За результатами досліджень [295] 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 [279] 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 [284]. Проте поданий в статтях аналітичний опис цих змін є складним для використання.

В дослідженнях [293] 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 в 2…3 рази меншою від дослідного бетону. За результатами випробувань кубічних (10·10·10 см) зразків в дослідженнях [291] обґрунтовано критерії відмови бетону при двовісному і тривісному стисканні. Але запропоновані п’яти- і шестипараметричні моделі міцності бетону є складними для використання в інженерних розрахунках. Експериментально-теоретичні дослідження деформування бетону за двовісно-напруженого стану [21, 29] стосувалися лише бетону і були використані для розрахунку балок, що лежать на податливій основі.

Пропозиції щодо розрахунку монолітних плоских залізобетонних перекриттів та інших плитних конструкцій з однонаправленим розташуванням вставок, що висвітлені в публікації [287], стосуються визначення жорсткісних характеристик плит в обидвох напрямках при їх загальному статичному розрахунку, але без врахування змінених характеристик бетону.

З наявних літературних джерел можна зробити висновок, що відсутні обґрунтовані розрахункові схеми та аналіз напружено-деформованого стану, які можна використати для розрахунку плитних конструкцій з двонаправленим розташуванням вставок з врахуванням двовісної роботи бетону.

1.5.3. Огляд досліджень і методів розрахунку бетонних порожнистих конструкцій

Над оптимізацією фундаментних та стінових бетонних блоків працювали Кваша В.Г., Левчич В.В., Шмуклер В.С., Молодченко Г.А., Буряк Н.П., Коляков М.І., Савицький М.В., Санников І.В., Трофимович М.В., Савинський М.О. та ін.

Натурні випробування укрупнених порожнистих блоків (блок-панелей на всю висоту підвалу) були проведені у 1989р. на випробувальному стенді Львівського ЗБВ №1 в рамках госпдоговору між Львівською політехнікою і Тернопільським облагробудом (керівник роботи – Кваша В.Г.). Блоки, виготовлені Микуленецьким комбінатом «Будіндустрія», мали загальні габаритні розміри 0,4х2,4х2,4 м і шість вертикальних круглих порожнин діаметром 28 см. Випробування навантаженням дали можливість встановити їх несучу здатність за найневигідніших схем завантаження [194].

Проведені дослідження дозволили отримати дані про напружений стан, міцність і характер руйнування дослідних зразків. Вони детально подані в звіті [194]. На основі порівняння експериментальних і теоретичних даних встановлено, що такі бетонні блоки можна розраховувати за чинними на той час нормативними документами (СНиП 2.03.01.84) за критеріями міцності і тріщиностійкості.

Низка досліджень порожнистих бетонних блоків була проведена в Харківській національній академії міського господарства. Кабір Акрамул під керівництвом Шмуклера В.С. досліджував напружений стан бетонних блоків стін підвалів з відкритими порожнинами з метою оптимізації їх геометричних параметрів [100]. При цьому досліджувався вплив як силових так і експлуатаційних чинників.

Експериментальним дослідженням передувала теоретична модель задачі, яка базується на обгрунтованих спрощуючих гіпотезах та певних допущеннях. Це дало можливість визначити основні керівні параметри задачі, обгрунтувати критерії якості і розрахункову схему. Ця схема дозволяє знаходити компоненти напруженого стану в блокові довільної конфігурації за різних умов навантаження. При цьому використано формалізацію обмежень, які впливають з процедури меетоду прямого проектування. Побудована теоретична модель дозволяє незалежно вивчати вплив технологічних параметрів при виготовленні експериментальних порожнистих блоків.

В натурному експерименті з порожнистих блоків запропонованої конструкції був викладений фрагмент кутової ділянки підвальної частини будинку. В порожнини блоків через просвердлені отвори заливалася вода (імітація роботи в

обводнених грунтах). На протязі 2-х місяців при мінусових температурах досліджувався вплив можливих експлуатаційних несилових факторів, що дало можливість оцінити особливість деформування порожнистих блоків і прийнятність їх конструкції. Крім цього, в роботі [100] подані також результати натурного експериментального дослідження напруженого стану порожнистого блока, яке проводили за розробленою методикою у порівнянні з суцільним блоком. Спеціально розроблена установка дозволяла оцінити характер напруженого стану дослідних бетонних блоків за різних умов: в складі стінки та при дії технологічних і монтажних навантажень.

Порівняння епюр напружень в двох характерних перерізах показало добру збіжність теоретичних і експериментальних значень напружень σ_x, σ_y. Разом з тим показано, що для порожнистих блоків більш суттєвим є їх згин, тому рекомендовано крім розрахунку на стиск розраховувати такі блоки на розтяг від згину. Проведені дослідження підтвердили ефективність порожнистих блоків. При економії бетону в блоках шириною 40 см і 60 см відповідно 20% і 35% руйнівне навантаження лише на 15…17% є меншим порівняно з цільними блоками.

Лугченко О.І. під керівництвом Молодченко Г.А. виконала теоретичні та експериментальні дослідження бетонних блоків стін підвалів з відкритими знизу порожнинами, які виготовляли за спеціальною технологією [126]. Для цього була розроблена нова конструкція металевої інвентарної форми для виготовлення оптимізованих блоків загальними габаритними розмірами 40х59х238 см. Крім цього на пресі були випробувані два блоки із загальними габаритними розмірами 404(a)х690(b)х575(h) мм, які мали відкриту знизу порожнину розмірами відповідно 160х410х483 мм. Для порівняння випробовували два цільних блоки з такими самими габаритними розмірами. Експериментальні значення руйнівного центрово прикладеного навантаження дали добру збіжність з теоретичними значеннями. Причому для порожнистих блоків перевищення складало 5,8% і 7,3%, а для цільних – навпаки, теоретичні значення руйнівного навантаження перевищували експериментальні значення на 7,8% і 7,9%. З використанням ПК Ліра було виконано також числове моделювання напруженого деформованого стану цільного

і порожнистого бетонного блоків з габаритними розмірами 40х20х20 (h) см з розмірами порожнин 35х35х17 (h) см.

З наявних літературних джерел можна зробити висновок, що досліджень порожнистих бетонних блоків проведено небагато.

В роботі [194] подано розрахунки міцності і тріщиностійкості позацентрово стиснутих блок-панелей, випробуваних при різних ексцентриситетах завантаження – від 7 до 16 см. Розрахунки виконували за чинними на час досліджень нормативними документами (СНиП 2.03.01-84*). Згідно з отриманими результатами, розраховані величини несучої здатності на 9,9-12,7% є меншими від експериментальних величин руйнівного навантаження. Тому було рекомендовано для розрахунку порожнистих блок-панелей на всю висоту поверху використовувати чинні на той час нормативні документи в розділі, що стосується бетонних конструкцій.

Для розрахунку центрально завантажених блоків зазначеної вище конструкції рекомендовано враховувати коефіцієнт поздовжнього згину.

В дослідженнях [194] при випробуванні блока, завантаженого з найбільшим ексцентриситетом, виникли поперечні тріщини на грані, більш віддаленої від стискаючої сили. Для розрахунку тріщиноутворення цього дослідного зразка була також використана методика СНиП 2.03.01-84.

Розрахунок дав добру збідність з експериментальними значеннями навантаження, при якому утворилися тріщини (різниця +1,2%). Тому загалом за результатами досліджень [194] було рекомендовано для розрахунку порожнистих блок-панелей фундаментних стін використовувати методику діючих на той час чинних нормативних документів (СНиП 2.03.01-84).

В роботі [100] запропонована кінцевоелементна розрахункова схема, яка дозволяє визначити компоненти напруженого стану в блоках порожнистих довільної конфігурації і за різних схем їх закріплення і завантаження. Побудована теоретична модель дає можливість вивчити вплив керуючих параметрів на критерії оптимізації, зокрема технологічних факторів. На основі побудованої моделі поставлена задача оптимізації параметрів бетонних

порожнистих блоків. Внутрішні зусилля у всіх перерізах блока визначають, використовуючи метод кінцевих елементів (пакет «Ліра») у вигляді підсистеми.

Розроблена методика дозволяє з врахуванням деформування бетону визначити деформації і напруження в різних перерізах блока і розраховувати компоненти тензора напружень, задавшись діаграмою $\sigma_b - \varepsilon_b$. Співставлення з експериментальними даними показало, що вона дає задовільну збіжність напружень в різних напрямках блока, як об'ємного елемента – $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$.

1.5.4. Огляд методів розрахунку фундаментних плит

І. А. Сімвуліді розробив методи розрахунку залізобетонних балок, плит і рам, які лежать на ґрунті, що його розглядають як пружну основу [224]. Для цього він використав рівняння плоскої задачі теорії пружності (плоска деформація). Ґрунт основи розглядають як суцільне однорідне пружне середовище безмежної товщини, яке характеризується модулем деформації і коефіцієнтом Пуассона. Фундаментна конструкція розглядається як тонкий пружний елемент, що деформується лише по довжині. З метою спрощення отримання загальних формул прийнято умову, що пружні лінії прогнутої під навантаженням фундаментної конструкції і поверхня ґрунту, яка під нею просіла, приблизно збігаються. Тому реактивний тиск ґрунту подано у вигляді 4-членного ступеневого ряду з чотирма невідомими параметрами. Для визначення цих параметрів прийняті такі умови контактності балки з ґрунтовою основою: прогини балки і ґрунт на лівому кінці балки є однаковими; ординати обидвох кривих у середині балки є однаковими; площі, утворені ординатами обидвох ліній деформацій, є рівними; треті похідні обидвох функцій прогинів у середині балки є рівними. Ці чотири умови доповнені двома умовами рівноваги балки і двома граничними умовами. У результаті розв'язку вісьмох рівнянь автор отримав у простій замкнутій формі загальні розрахункові залежності для будь-якого виду діючого на балку навантаження. Розроблений для балок розрахунковий апарат є базовим і був розвинутий і використаний також для перехресних фундаментних балок і плит, що лежать на пружній основі.

Б. Н. Жемочкін розробив розрахунок фундаментних прямокутних у плані плит розміром *lxb*. На 1-му етапі плиту розраховують на все навантаження як умовну балку шириною *b* і довжиною *l,* що лежать на пружному півпросторі. У такому разі згином і нерівномірністю розподілу напружень у поперечному напрямку нехтують. На 2-му етапі плиту розраховують у поперечному напрямку. Для цього в поперечному напрямку умовно вирізають смугу шириною 1 м і довжиною *b,* яку розраховують за умов плоскої деформації, приймаючи навантаження на плиту в межах виділеної смуги, що дорівнює тиску на пружну основу, визначеному на 1-му етапі. Для виведення і спрощення розрахункових залежностей Б. Н. Жемочкін замінив криволінійну епюри тиску (реакції) ґрунту ступінчастою. Крім цього, прийняв, що зв'язок між фундаментом і основою здійснюється через окремі стерженьки, умовно поставлені посередині прямолінійних ділянок.

У роботі Б. Н. Жемочкіна та А. П. Сініцина [87] розроблений точніший розрахунок плит як систему перехресних балок, проте цей метод є дуже трудомістким.

Для розрахунку ґрунтів і фундаментів з використанням ЕОМ можна застосувати числові методи: метод кінцевих елементів; метод кінцевих різниць; метод граничних елементів та ін.

У посібнику з проектування фундаментних плит каркасних будинків [209] подані чотири групи розрахункових схем: I група – прямокутні плити, які розраховували з наявними на той час електровичислювальними машинами (ЕВЧ) з використанням технічної теорії розрахунку ізотропних плит на пружній основі; II група – плоскі і ребристі плити, прямокутні плити (зокрема плити складені з прямокутників), які слід розраховувати за дискретною схемою у вигляді системи ортогональних перехресних балок; III група – аналогічні в плані до II групи плити, розрахункова схема яких прийнята у вигляді системи перехресних балок-смуг на дискретних пружних опорах; IV група – приблизні розрахункові схеми, які слід приймати для складних у плані фундаментних плит.

С. Д. Семенюк запропонував розрахункову модель і методику розрахунку монолітних та збірно-монолітних залізобетонних фундаментів будівель, що

зводяться в складних ґрунтових умовах [219, 220]. Розрахункова модель прийнята у вигляді системи перехресних балок на пружній основі. Використовуючи спосіб Б. Н. Жемочкіна, розроблено комплексний підхід, що ґрунтується на теорії лінійно-деформованого середовища і власних експериментальних дослідженнях. Розроблена методика застосована для розрахунку просторових фундаментів на пружній клиноподібній основі.

Зараз, як правило, для розрахунку фундаментів різного типу використовують програмні комплекси, зокрема «Ліра».

1.5.5. Огляд методів загального статичного розрахунку залізобетонних прогонових будов мостів

За тривалий час проектування залізобетонних мостів науковці та інженери розробили різні методи їх розрахунку на тимчасові рухомі навантаження від автомобільних та інших транспортних засобів.

Метод важеля використовують, якщо кількість балок (прогонів) не перевищує 2-х, або за більшої кількості прогонів, коли конструкція плити проїзної частини та поперечні балки розірвані (розрізані) над прогонами і не з’єднані між собою. За такого підходу найбільший тиск від транспортних засобів при їх розташуванні в поперечному перерізі, згідно з вимогами мостових норм, визначають шляхом множення величини рухомого навантаження на коефіцієнт поперечного розподілу КПР. КПР визначається як півсума ординат ліній впливу тиску під рядами коліс відповідного нормованого навантаження АК, НК та іншого за «старими» і «новими» Нормами [65-67] (в припущенні, що за одиницю прийнято тиск осі автомобіля). Метод важеля використовують також для визначення зусиль на приопорних ділянках прогонових будов.

Метод позацентрового стиску передбачає, що балки і плити прогонової залізобетонної будови жорстко зв’язані між собою. У результаті поперечна жорсткість всієї прогонової будови є настільки значною, що під автомобільними та іншими навантаженнями увесь поперечний переріз прогонової будови спільно прогинається і повертається на деякий кут внаслідок найбільш невигідного

несиметричного розташування тимчасового навантаження в поперечному перерізі моста. У такому припущенні будують лінії впливу тиску на окремі балки, які змінюються за прямолінійним законом, а ординати ліній впливу тиску на крайні балки визначають від одиничного вантажу P = 1, розташованого на одній з крайніх балок. Якщо поперечні перерізи прогонів різні, моменти розподіляються між прогонами пропорційно їхнім жорсткостям, що враховується відповідними залежностями. Коефіцієнти поперечного розподілу визначають аналогічно до попереднього випадку.

Метод пружних опор розроблений насамперед для порівняно широких мостів, для яких відношення ширини прогонової будови до її довжини є більшим ніж 0,5. У цьому разі поперечні перерізи моста, на відміну від 2-х попередніх методів, мають значні деформації і діафрагми (як поперечні елементи) доцільно розглядати як балки, що лежать на пружних опорах, якими є головні балки. Пружність головних балок визначають за величиною прогинів під рухомими навантаженнями. Для побудови лінії впливу реакції пружних опор використовують формули, що отримані на основі теорії нерозрізних балок на пружних опорах.

Метод балкового ростверку розглядає прогонову будову моста як ростверк, тобто як систему ортогональних поздовжніх і поперечних балок. Плита проїзної частини є частиною перерізу балок. Розподіл навантаження між поздовжніми і поперечними балками залежить від жорсткості балок, їхнього кроку і прольоту. Загалом багаторазово розглядають невизначену систему перехресних балок, для якої обчислюють взаємні силові впливи поздовжніх і поперечних балок у місцях їхнього перетину. Моменти і поперечні сили в будь-якому елементі прогонової будови обчислюють, знаючи величину і розташування навантаження та зусилля в місцях перетину балок.

Метод балкового ростверку розвинув Б. П. Назаренко, який за результатами теоретично-експериментальних досліджень запропонував величину тиску X у місцях перетину балок визначати з врахуванням коефіцієнта розподілу навантаження η, який залежить від відстані між поздовжніми ребрами, розрахункового прольоту і співвідношення моментів інерції поздовжніх і

поперечних балок [207]. Для збірних прогонових будов були складені таблиці для декількох характерних систем (з різною кількістю поздовжніх і поперечних балок і відстаней між ними), що дають можливість визначити тиск X і згинальні моменти в середині прольотів поздовжніх балок залежно від коефіцієнта η. За результатами досліджень Б. П. Назаренко визначив, що кількість поперечних балок мало впливає на зміну згинальних моментів у головних балках.

Метод ортотропної плити, розроблений В. Г. Донченко, базується на класичній методиці просторового розрахунку пружної поверхні ортотропної плити, у цьому разі плити прогонової будови з частим розташуванням поперечних ребер-діафрагм, що обпираються на поздовжні вільнообперті на двох кінцях балки [74]. Для такої конструктивної системи автор розв'язав систему диференціальних рівнянь, яка описує функцію прогинів пружної поверхні прогонової будови. Знаючи функцію прогинів, можна визначити згинальні моменти M і поперечні сили Q у поздовжніх і поперечних балках. Для зручності використання цього методу на практиці, розроблені таблиці для визначення ординат поверхні впливу за таких параметрів: коефіцієнт ширини прогонової будови як відношення ширини моста до довжини b/a = 0,5; 1,0; 2,0; відносна жорсткість згину прогонової будови як відношення жорсткостей у поперечному і поздовжньому напрямках $S = D_2/D_1$ = 0,1; 0,2; 0,3; відносна жорсткість крутіння прогонової будови як відношення крутної жорсткості D_3 до жорсткості D_1 в поздовжньому напряму $\theta = D_3/D_1$ = 0,1; 0,2; 0,3.

За методом ребристої плити прогонову будову розглядають загалом як ізотропну плиту, яка підтримується поздовжніми і поперечними ребрами, і лежить на двох опорах. Для опису пружної поверхні плити використовують алгебраїчну залежність, у яку входять функції, що змінюються в поперечному і поздовжньому напрямках за синусоїдальними законами і разом відображають зігнуту в обидвох напрямках поверхню плити. Для розв'язку системи рівнянь методом переміщень використано варіаційне рівняння Лагранжа, в якому повна енергія прогонової будови, яка складається з плити, поперечних і поздовжніх балок, під навантаженням подана як різниця енергії внутрішніх і зовнішніх сил.

М. Є. Гібшман склав таблиці для розрахунку прогонових будов транспортних споруд, які за лініями впливу дають змогу визначити зусилля і переміщення прямих та косих у плані мостів, пішохідних переходів і багатоповерхових стоянок для автомобілів з кількістю до шести балок у поперечному перерізі і з різними умовами обпирання [45]. Метод можна використати також і для бездіафрагмових прогонових будов.

В. Г. Кваша для ефективних систем розширення і підсилення залізобетонних балкових прогонових будов автодорожніх мостів з використанням накладної плити розробив спосіб розрахунку, який ґрунтується на розв'язанні системи рівнянь методу сил [105]. Запропонований метод просторового розрахунку прогонових будов ґрунтується на дискретній просторовій розрахунковій схемі як у пружній, так і в пружно-пластичній стадіях роботи на рівні експлуатаційних навантажень і в граничному стані 1-ї групи. Враховується нелінійність деформування залізобетонної прогонової будови, наявність тріщин, дефектів та пошкоджень, перерозподіл зусиль внаслідок зміни жорсткості залізобетону в процесі експлуатації з відповідним перерозподілом зусиль, характерним для статично невизначених систем. Розроблений метод можна застосувати при реконструкції мостів, розширених і водночас підсилених монолітною, збірною або збірно-монолітною ребристою накладною плитою з виступаючими консолями без розширення опор. Метод перевірений на комплексних експериментальних дослідженнях просторової роботи великорозмірних моделей і натурних прогонових будов, розширених різними способами і випробуваних при експлуатаційних та руйнівних рівнях навантаження.

В роботі [261] запропоновано розраховувати перехресно-ребристі несучі системи автодорожніх залізобетонних мостів методом переміщень і змішаним методом. Розроблена методика проілюстрована прикладами розрахунку. У цьому методі конструктивна схему розглядають як система перехресних простих балок, що знаходяться в одній горизонтальній площині і перетинаються під прямим кутом [108]. Для такої системи основними невідомими є прогини (вертикальні переміщення у вузлах) та вузлові моменти в поздовжньому і поперечному напрямках.

Тепер у наукових дослідженнях та в інженерній практиці розрахунку залізобетонних прогонових будов усе ширше використовують комп'ютерні програмні комплекси.

1.6. ВИСНОВКИ ЗА РОЗДІЛОМ ТА ЗАДАЧІ ДОСЛІДЖЕНЬ

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

Проведений патентний пошук показав, що порожниноутворення є одним з найбільш ефективних і дієвих способів оптимізації бетонних і залізобетонних конструкцій, направлених на зменшення матеріало- і енергозатрат.

Систематизовано, доповнено і подано з відповідними ілюстраціями класифікацію монолітних, збірних і збірно-монолітних перекриттів різного типу. Показано, що незалежно від конструктивно-технологічних вирішень перекриттів, оптимізація їх конструкції досягається переважно двома способами:

– улаштуванням відкритих порожнин з використанням ребер (поздовжніх, проміжних, поперечних) з плоскою, як правило, верхньою плитою;

– улаштуванням замкнутих порожнин (порожниноутворювальних вставок).

Подано конструктивні схеми та опис монолітних фундаментних плит різного типу.

Наведено огляд збірних, збірно-монолітних і монолітних залізобетонних прогонових будов мостів. Як і в перекриттях, зменшення ваги прогонових будов можна досягти за допомогою порожниноутворення та використання поздовжніх і поперечних балок.

З аналізу сучасного стану досліджень і використання найбільш розповсюджених порожнистих залізобетонних і бетонних конструкцій можна зробити такі висновки:

1. Основні конструктивні елементи найпоширеніших балкових збірних і збірно-монолітних перекриттів забезпечують роботу тільки в одному напрямку.

2. Досліджень плитних монолітних залізобетонних конструкцій з вставками (перекриттів, фундаментів, прогонових будов мостів та ін.) проведено мало.

3. Методи розрахунку безбалкових перекриттів у першій половині минулого століття були розроблені для монолітних плоских перекриттів, що обпираються, як правило, на стіни по периметру і на проміжні колони з капітелями і з регулярною схемою опор та розраховані на значне корисне навантаження, характерне зокрема для перекриттів складських приміщень харчової промисловості.

4. Відомі методи розрахунку перекриттів базуються, як правило, на класичних рівняннях плоскої пружної пластини з використанням, зокрема, тригонометричних і бігармонійних рядів, що є складним для використання на практиці.

5. Для розрахунку фундаментних плит запропоновано різні методики, які є трудомісткими. Тому в практиці проектування застосовували спрощені розрахункові схеми.

6. Для розрахунку залізобетонних прогонових будов монолітних, збірних і збірно-монолітних мостів використовували різні спрощені інженерні методи та більш точні числові методи.

7. У загальному статичному розрахунку всіх плитних конструкцій перекриттів, фундаментів, прогонових будов мостів необхідно знати величину жорсткості в обох напрямках. У розглянутих методиках вона приймалися, як правило, незмінною без урахування геометричної та фізичної нелінійності.

8. Бетонні блоки стін підвалів є масивними конструкціями, несуча здатність яких навіть при багатоповерховому будівництві використовується ~ на 10...40 %.

9. Розроблені дотепер різні порожнисті блоки стін підвалів були ефективними в конструктивному відношенні, але ускладнювали технологію виготовлення. Вони мали індивідуальне вирішення, були застосовані на окремих об’єктах, але масово не використовувалися.

10. Комплексні цілеспрямовані експериментально-теоретичні дослідження ефективних блоків стін підвалів не проводилися.

11. Необхідно продовжити пошук ефектних конструктивно-технологічних рішень блоків стін підвалів, що залишаються одними з найбільш масових виробів

збірного залізобетону. Їх запровадження дозволить зекономити до 25...40% бетону, що використовується при виготовленні блоків.

Виходячи з вище викладеного, в дисертаційній роботі були потавлені такі задачі досліджень:

- на основі аналізу проведених патентних, інформаційно-методологічних досліджень вдосконалити існуючі і розробити нові конструктивно-технологічні рішення порожнистих бетонних і залізобетонних конструкцій;
- експериментально дослідити закономірності впливу навантаження на напружено-деформований стан монолітних порожнистих залізобетонних перекриттів з одно- і двонапрямленим розташуванням різних за формою порожниноутворювальних вставок (надалі – вставок) на фрагментах перекриттів і на натурному перекритті;
- дослідити експериментальним шляхом натурні порожнисті бетонні блоки стін підвалів з різними за формою порожнинами та їх малогабаритні моделі;
- розробити на основі сучасних допущень та передумов, в тому числі з використанням деформаційного методу, методи розрахунку плитних залізобетонних конструкцій з одно- і двонапрямленим розташуванням різних за формою вставок;
- змоделювати роботу і виконати оцінку впливу на напружено-деформований стан в процесі зміни навантаження порожнистих бетонних конструкцій чисельним методом з використанням різних програмних комплексів та розробити рекомендації щодо їх конструювання і розрахунків та впровадження у практику будівництва;
- виявити і проаналізувати технологічні та експлуатаційні особливості залізобетонних порожнистих конструкцій та розробити відповідні рекомендації для їх застосування в практиці будівництва;
- розробити і дослідити раціональний за витратою матеріалів склад арболітових вставок з відходів деревини і розробити рекомендації щодо їх використання;
- оцінити техніко-економічну ефективність запропонованих порожнистих бетонних і залізобетонних конструкцій порівняно із звичайними аналогічними конструкціями.

РОЗДІЛ 2
ПРИНЦИПОВІ ВИРІШЕННЯ ПОРОЖНИСТИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

2.1. КОНСТРУКТИВНО-ТЕХНОЛОГІЧНІ ТА ЕКСПЛУАТАЦІЙНІ ОСОБЛИВОСТІ МОНОЛІТНИХ ПЛИТНИХ КОНСТРУКЦІЙ З ПОРОЖНИНОУТВОРЮВАЛЬНИМИ ВСТАВКАМИ

У другій половині 90-х років XX ст. у Львівській політехніці під керівництвом автора цієї дисертаційної роботи розпочали комплексні методологічні та експериментально-теоретичні дослідження порожнистих бетонних і залізобетонних конструкцій, зокрема монолітних залізобетонних перекриттів та інших плитних конструкцій з ефективними порожниноутворювальними вставками [139, 141].

Численні патентні та літературні дослідження, проведені у країнах з розвиненою будівельною індустрією, дали змогу проаналізувати і згрупувати основні способи зменшення матеріало-, енерго- і працемісткості під час виготовлення бетонних і залізобетонних конструкцій [92]. Серед них необхідно виділити такі:

– створення порожнистості з метою зменшення витрати бетону і власної ваги виробів;

– підвищення міцності бетону;

– приведення перерізів конструкцій відповідно до діючих у них зусиль;

– нові формоутворення;

– використання нових комбінацій матеріалів;

– використання відходів виробництва і порівняно дешевих місцевих матеріалів;

– утворення комплексних конструкцій, зокрема для поєднання конструкційних властивостей з теплозвукоізоляційними;

– оптимізація конструкцій і розвиток методів їхнього розрахунку;

– позитивний вплив на конструкційні, технологічні та експлуатаційні чинники.

Серед зазначених способів на першому місці стоїть пустотоутворення як спосіб безпосередньої економії насамперед бетону і зменшення маси за одночасного збереження експлуатаційних властивостей. Проведені експериментальні і теоретичні дослідження доказують беззаперечну ефективність пустотних перерізів порівняно з суцільними різних типів.

Улаштування наскрізних порожнин використовують, як правило, лише для збірних плитних конструкцій. Їх виробництво можливе лише на спеціалізованому стаціонарному устаткуванні (наприклад, з використанням пуансонів під час виготовлення порожнистих плит) і в силу технологічних особливостей не може бути використане для монолітних залізобетонних перекриттів.

В останні роки стрімко зростає улаштування монолітних залізобетонних перекриттів у будівлях різного призначення, особливо монолітних плоских перекриттів.

Проте зі збільшенням прольоту суттєво зростають згинальні моменти і, відповідно, висота (товщина перерізу) перекриттів. Загальну тенденцію цієї залежності подано на рис. 2.1. Вона залежить від розмірів і співвідношення сторін перекриття в плані, величини корисного навантаження, умов обпирання, загальної статичної схеми роботи, армування тощо. Частина корисного навантаження порівняно з власною вагою перекриття зі збільшенням прольотів істотно зменшується (рис. 2.2).

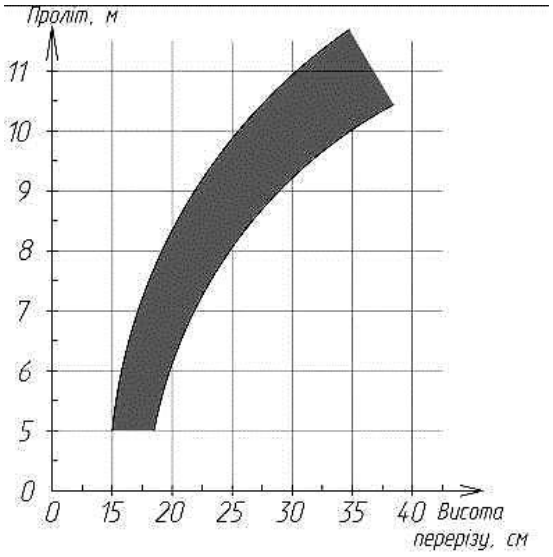


Рис. 2.1. Залежність висоти перерізу суцільного плоского монолітного перекриття від прольоту

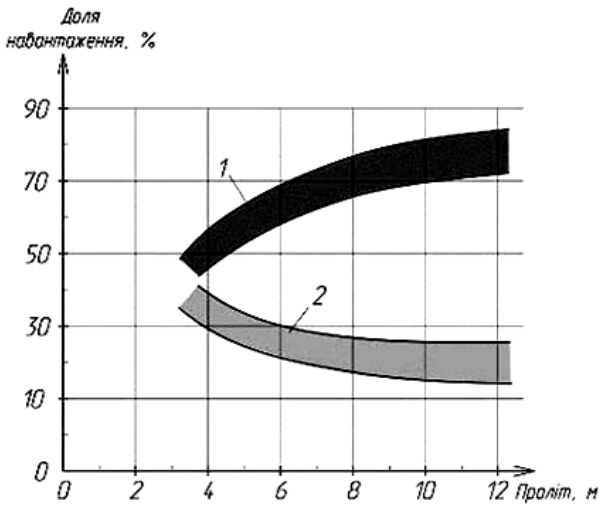


Рис. 2.2. Відносне навантаження на перекриття: 1 – від власної ваги; 2 – від корисного навантаження

Доцільно під час улаштування монолітних залізобетонних перекриттів використовувати ефективні вставки, які залишатимуться в тілі виробу [146]. Результатом введення вставок є улаштування замкнутих контурів всередині конструкції. Утворений замкнутий об'єм може бути порожнистим (тонкостінним) або заповнений повністю матеріалом, з якого виготовлені вставки, хоча можливе і композиційне вирішення самих вставок.

Очевидно, що такі вставки повинні бути порівняно легкими і дешевими. Порівняно з довколишнім бетоном, міцність і жорсткість вставок є на порядок меншими, тому простір, який вони займають, можна вважати порожниною [139, 141].

Такий спосіб виготовлення монолітних порожнистих перекриттів дає можливість ширше використовувати пустотоутворення. Крім можливого забезпечення узагальнених вище шляхів ресурсоекономії, цей спосіб має низку інших позитивних сторін, викладених нижче [139, 141].

Зменшення витрат бетону і власної ваги виробів. Використання вставок дає змогу створити порожнини (замкнуті внутрішні контури) із значною порожнистістю – до 50 %. Так наприклад, у збірних плитах перекриття 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. За використання вставок, які можна виготовити будь-яких форм, обвалювання неможливе і розміри порожнин можна істотно збільшувати і визначати з конструктивних міркувань.

Увідповіднення перерізів елементів діючих у них зусиллям. Зміна зусиль у перерізах конструктивного елемента по довжині дає можливість відповідно змінювати його конструктивні параметри. На практиці, як правило, це реалізується шляхом регулювання кількості поздовжньої і поперечної робочої арматури або зміною геометричних параметрів перерізу.

Використання вставок дозволить змінювати форми і розміри перерізів зсередини. У плитних елементах можна приймати довжину опорних ділянок з

цільним перерізом з умов анкерування арматури чи забезпечення міцності похилого перерізу за одночасного зменшення кількості поперечної арматури.

Отже, отримуємо додаткові можливості для внутрішнього формоутворення та оптимізації конструкцій відповідно до діючих зусиль. Показовими в цьому аспекті є експериментальні дослідження, проведені з тришаровими плитними елементами [197], в яких, як один з варіантів, для більшого облегшення плит використовували гіпсові П-подібні короби. Квадратні в плані вільно обперті плити розмірами 5,3×5,3 м з коробами, розміщеними в одному напрямку, руйнувалися по похилих перерізах задовго (66,5 %) до вичерпання несучої здатності нормальних перерізів. За раціональнішого розташування коробів (по діагоналях) несуча здатність нормальних і похилих перерізів використано повністю.

Проте використані в [197] для порожниноутворення гіпсові коробчасті елементи не знайшли широкого застосування. Вони мали обмежене використання в досліджуваних тришарових плитах і розташовувалися в межах висоти середнього шару зі шлаку між верхнім та нижнім шарами бетону. Відкритість з одного боку практично унеможливлює їх використання в звичайних одношарових бетонних чи залізобетонних елементах.

Використання відходів виробництва з порівняно дешевих місцевих матеріалів як компоненти бетону з метою його здешевлення за рахунок зменшення витрати насамперед цементу обґрунтовано багатьма дослідженнями. Найчастіше на практиці використовують золу виносу ТЕС та золошлакові суміші як ефективні заповнювачі бетону. Проте проведені дослідження показали, що підвищений вміст залізнистих сполук у золі та золошлакових сумішах спричиняє утворення гальванічних пар з металом у бетоні і, як наслідок, локальні пошкодження арматури, які є особливо небезпечними для термічно зміцненої сталі. Тому ці відходи в залізобетоні необхідно використовувати з певними застереженнями.

Для вставок таких обмежень немає. Під час їх виготовлення можна широко використовувати золи, шлаки та іншу вторинну сировину з відходів виробництва чи місцевих матеріалів. Матеріали для вставок повинні бути порівняно легкими,

дешевими, технологічними й екологічно безпечними. Значною мірою цим критеріям відповідає композиційна суміш на основі відходів деревини, подібна за складом до арболіту, але з меншою кількістю в'яжучих речовин.

Оптимізація конструкцій і розвиток методів їхнього розрахунку. Як відомо, метою оптимального проектування є отримання конструкції, яка б задовольняла наперед задані умови міцності і деформативності і була мінімально затратною під час виготовлення, транспортування, монтажу та експлуатації. Як правило, критерій матеріало- і енергоресурсів є визначальним і пошук найоптимальнішого рішення зводиться насамперед до оцінки їхньої вартості.

Проектування економних монолітних плоских перекриттів та інших плитних конструкцій залежить також від точності оцінки напруженого стану елемента і пов'язаної з цим їх надійності за показниками міцності, жорсткості та тріщиностійкості – особливо це стосується порожнистих тонкостінних елементів, доцільних з точки зору оптимізації. Адже форма перерізу впливає на міцність, тріщиностійкість і деформативність залізобетонних конструкцій [59]. Значної економії матеріалів, особливо в конструкціях масового виготовлення, можна досягти на основі методів оптимального проектування. Великого значення набуває теорія розрахунку конструктивних елементів складних форм. Ефективні вставки дають змогу створити такі форми, як у монолітних перекриттях та в інших плитних конструкціях.

Отже, проблему оптимізації плоских монолітних плитних конструкцій шляхом їх формоутворення зсередини необхідно розглядати в комплексі з розробленням методів і вдосконалення теорії розрахунку таких ефективних систем. Як теоретичні, так і експериментальні дослідження повинні проводити на основі реальних можливостей практики.

Конструктивні фактори. До переваг у конструктивному відношенні плитних конструкцій зі вставками треба зарахувати 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 перекриття з вставками, маючи істотно меншу власну вагу і витрати бетону, повністю зберігають важливі конструктивні властивості, притаманні взагалі монолітним перекриттям.

Технологічні фактори. Основною технологічною позитивною стороною елементів з ефективними вставками є зменшення товщини перерізу і, як наслідок, зменшення маси бетонної суміші, яку необхідно укладати, ущільнювати, і в окремих випадках обробляти теплом для прискореного тверднення (зокрема електропрогрівання у холодний період року). Менша товщина (кількість) бетонної суміші дає змогу: зменшити тиск на форму (опалубку), а отже й облегшити її (як на заводах будівельної індустрії для збірних виробів, так і на будівельному майданчику для монолітних конструкцій); зменшити час вібрування, а отже негативний вплив на людей і устаткування, збільшуючи термін його служби; широко використовувати литі бетони; зменшити кількість добавок-прискорювачів твердіння бетону.

Експлуатаційні фактори. Як зазначено вище, з метою оптимізації залізобетонних плитних конструкцій, зокрема перекриттів, їм часто надають ребристих, таврових, двотаврових та інших форм. Це збільшує площу відкритої поверхні, кількість кутових країв, впадин, що приводить до збільшення корозійних пошкоджень бетону під час експлуатації, відколу кутів та ін. За використання внутрішніх вставок кількість і площа відкритих поверхонь, кутів і впадин зменшується.

Важливими експлуатаційними факторами є також збільшення звуко- і теплоізоляції конструкцій, що зокрема є важливим для перекриттів і фундаментних плит.

З врахуванням проведених патентних досліджень автором дисертаційної роботи були розроблені принципові конструктивно-технологічні вирішення порожнистих залізобетонних і бетонних конструкцій, поданих нижче. Це конструктивні схеми різних в плані монолітних і збірно-монолітних перекриттів з одно- і двонаправленим розташуванням вставок, окремі плитні та інші збірні конструкції, монолітні залізобетонні конструкції різних споруд, монолітні плоскі

плитні залізобетонні фундаменти, прогонові залізобетонні і сталезалізобетонні будови мостів.

Розроблені автором конструкції фундаментних порожнистих блоків подані в розділі 5.

2.2. ПОРОЖНИСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННІ ПЕРЕКРИТТЯ

2.2.1. Монолітні перекриття

Принципові конструктивні схеми перекриттів з вставками, які були розроблені в кінці 90-х років [143], подані на рис. 2.3–2.6. У першому варіанті (рис. 2.3) порожнини улаштовані за рахунок круглих трубчастих елементів, розташованих в одному, коротшому, напрямку з кроком ***a***. На відміну від згаданих вище часторебристих конструкцій з проміжними вставками, які розчленовують перекриття в поперечному до балок напрямку, пропоноване монолітне перекриття забезпечує роботу в обох напрямках за рахунок можливості розташування арматури в розтягнутій зоні і наявності бетону в стиснутій зоні як у поздовжньому (паралельно по осі трубчастих вставок), так і в поперечному напрямках.

Ще більшої економії бетону і відповідно облегшення перекриття можна досягти використанням трубчастих вставок з більш розвинутими формами (рис. 2.4). Проте за значної ширини порожнин необхідно армувати бетон над ними. Раціональнішим у цьому аспекті є склепінчасте вирішення верхньої поверхні вставки без армування верхньої частини плити (рис. 2.5). Геометрію таких вставок необхідно приймати на підставі експериментально-теоретичних досліджень.

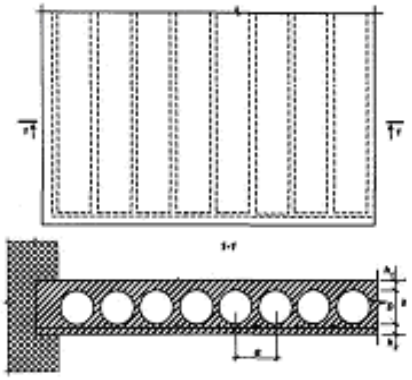


Рис. 2.3. Конструкція перекриття з круглими трубчастими вставками

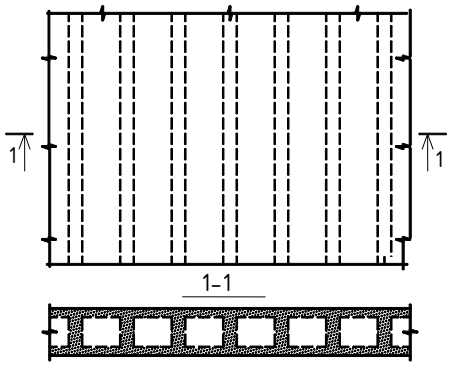


Рис. 2.4. Конструкція перекриття з трубчастими вставками прямокутних форм

Заслуговує на увагу конструктивне рішення перекриття, фрагмент якого поданий на рис. 2.6. Квадратні або прямокутні в плані вставки дають змогу за допомогою внутрішнього формоутворення отримати монолітну облегшену залізобетонну конструкцію з розташуванням ребер-балок в обох напрямках.

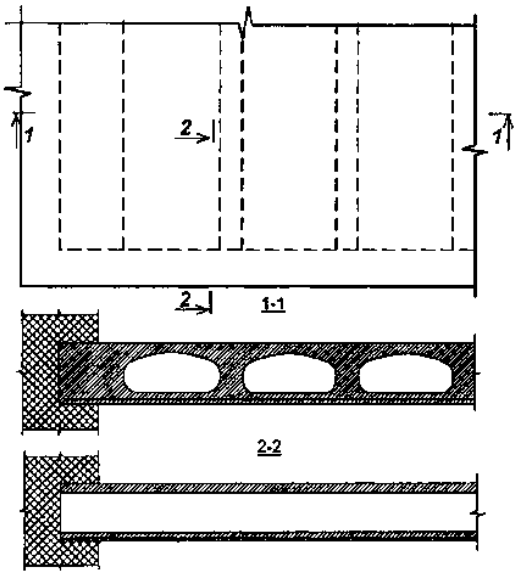


Рис. 2.5. Конструкція перекриття з трубчастими вставками розвинутої форми

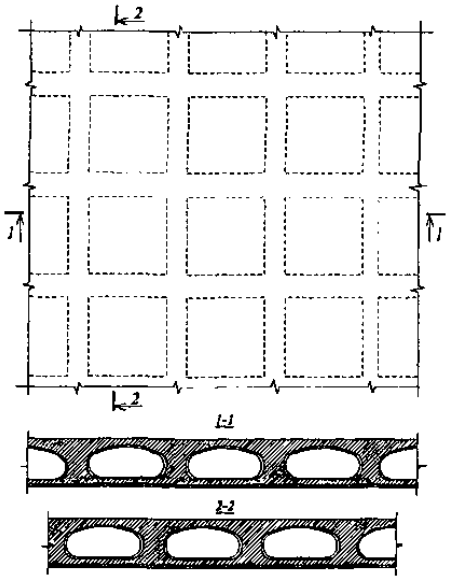


Рис. 2.6. Конструкція перекриття з окремими квадратними в плані вставками

Монолітні залізобетонні перекриття складної конфігурації з ефективними вставками

Можливі варіанти використання вставок у перекриттях складної конфігурації подані на рис. 2.7–2.9 [153].

За трапецієподібного планування приміщень та їх значної протяжності доцільно використати трубчасті вставки, розташовані у короткому напрямі (рис. 2.7, *а*).

За приблизно однакових розмірів у плані доцільнішим у конструктивному відношенні є дискретне розташування квадратних або прямокутних у плані вставок відповідно до роботи перекриття в обох напрямках (рис. 2.7, *б*).

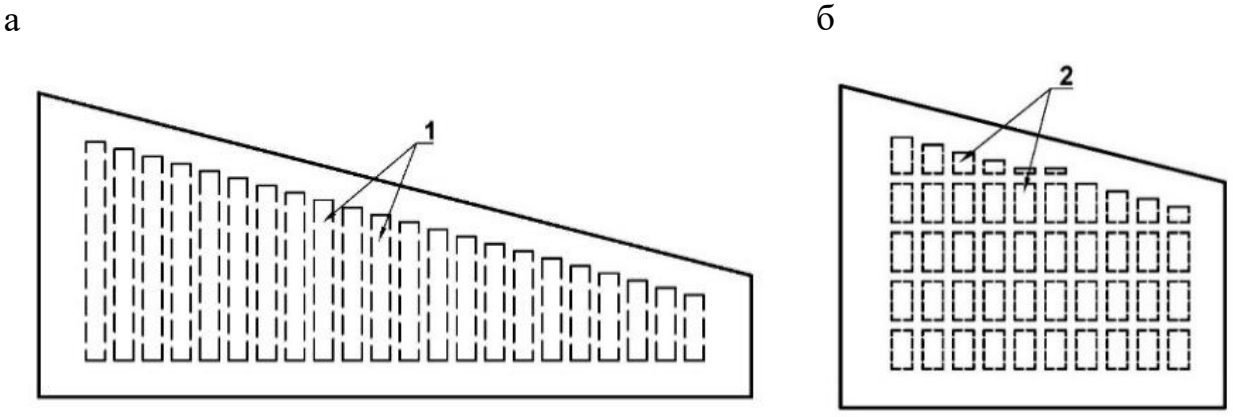


Рис. 2.7. Розташування вставок у трапецієподібних у плані перекриттях:
1 – трубчасті вставки; 2 – квадратні або прямокутні вставки

Розташування вставок у перекриттях з криволінійними обрисами залежатиме від загальної конфігурації приміщення і співвідношення сторін. Так, для перекриття на рис. 2.8 доцільно використовувати трубчасті вставки, що розташовані у короткому напрямку. За незначної різниці розмірів сторін перекриття в плані тип і розташування вставок може бути аналогічним до рішення, поданого на рис. 2.7, *б*.

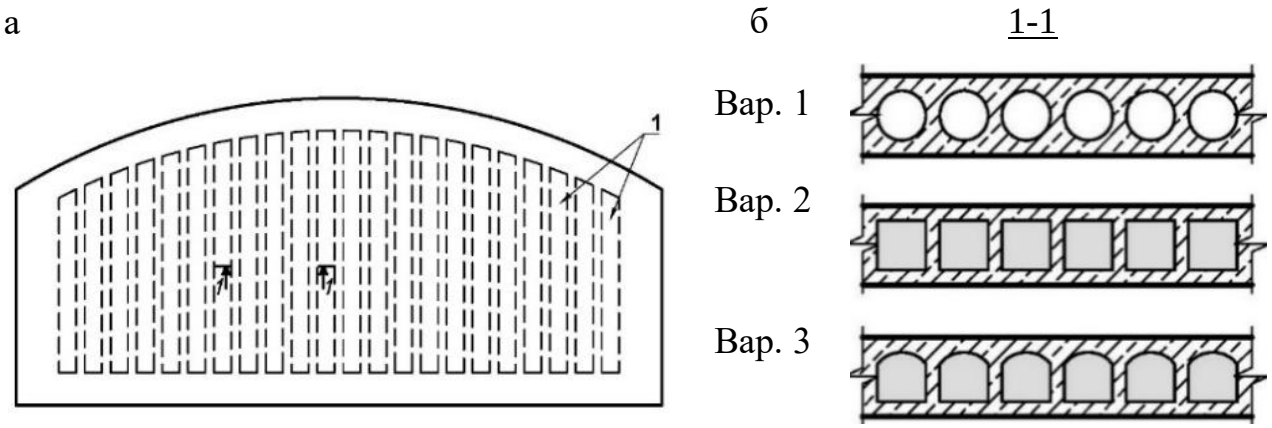


Рис. 2.8. Розташування вставок у перекриттях з криволінійними обрисами в плані (а) і форми перерізів (б) вставок; 1 – трубчасті вставки

У круглих у плані перекриттях доцільніше передбачати секторні вставки, які можуть бути як безперервними лише з проміжними радіальними балками (рис. 2.9, *а*), так і дискретними з додатковими дуговими балками (рис. 2.9, *б*). Секторне розташування вставок особливо доцільне за наявності центральної опори перекриття.

Трубчасті вставки можуть бути у перерізі круглими або квадратними чи прямокутними (рис. 2.8, *б*, вар. 1, вар. 2). З конструктивних міркувань верхній обрис вставок доцільно улаштовувати склепінчастим (рис. 2.8, *б*, вар. 3). Це стосується і окремо розташованих у плані вставок, верхній обрис яких матиме двоопуклу кривизну.

Подане на рис. 2.7–2.9 розташування вставок є схематичним. Точне розташування вставок залежить від загального статичного розрахунку перекриття і приймається з урахуванням розрахункових значень моментів і поперечних сил, меншої несучої здатності похилих перерізів уздовж порожнин тощо.

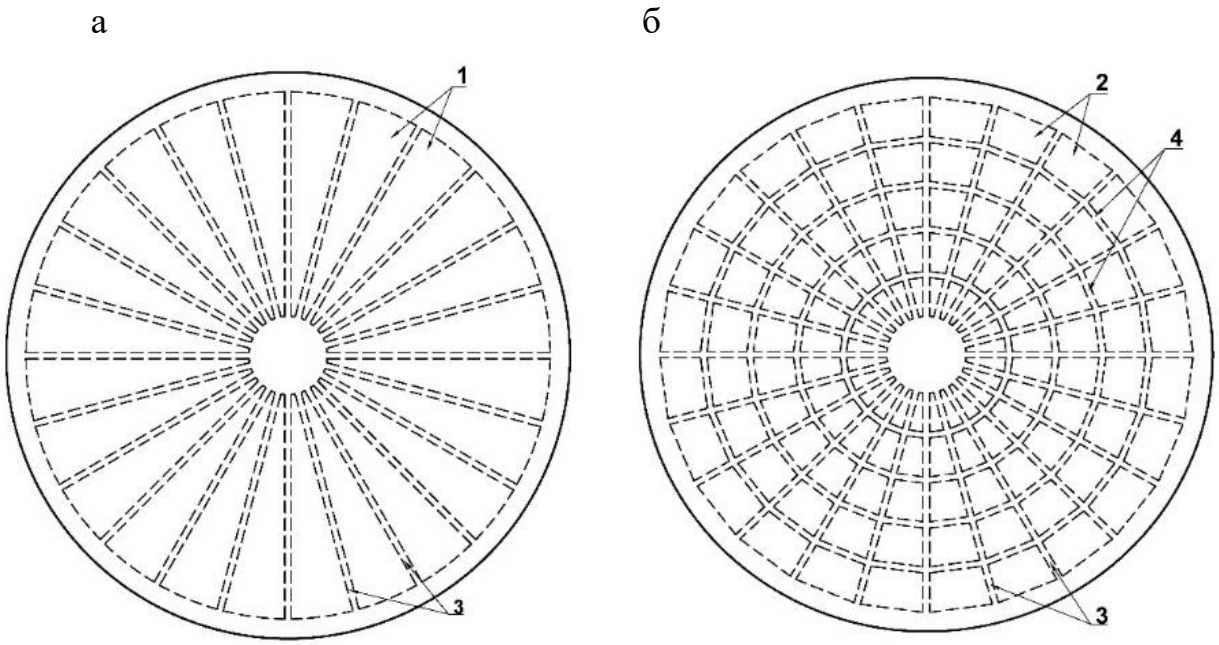


Рис. 2.9. Розташування вставок у круглих в плані перекриттях: 1 – секторні безперервні вставки; 2 – секторні дискретні вставки; 3 – радіальні балки – ребра; 4 – дугові балки – ребра

2.2.2. Збірно-монолітні перекриття

Для улаштування перекриттів в окремих випадках доцільно також поєднувати збірні залізобетонні елементи з монолітними ділянками.

У найпростішому випадку збірні плити перекриття розсувають і між ними улаштовують монолітні ділянки із вставками (рис. 2.10). Збірні плити у цьому разі потрібно розрахувати на частину додаткових навантажень від цих ділянок.

Такі перекриття особливо є доцільними в будівлях, що розташовані на сейсмічно активних територіях. У цьому разі необхідно улаштувати контурні монолітні пояси на торцевих ділянках і боків крайніх плит. Ділянки, що знаходяться в площині зовнішніх стін, доцільно також улаштувати з вставками.

Умовно до збірно-монолітних перекриттів можна зарахувати перекриття, у яких частина площі перекрита збірними елементами, а інша – монолітними ділянками перекриттів із вставками.

Важливою проблемою при цьому є оцінка спільної роботи крайніх збірних плит і монолітної ділянки в зоні їх стикування.

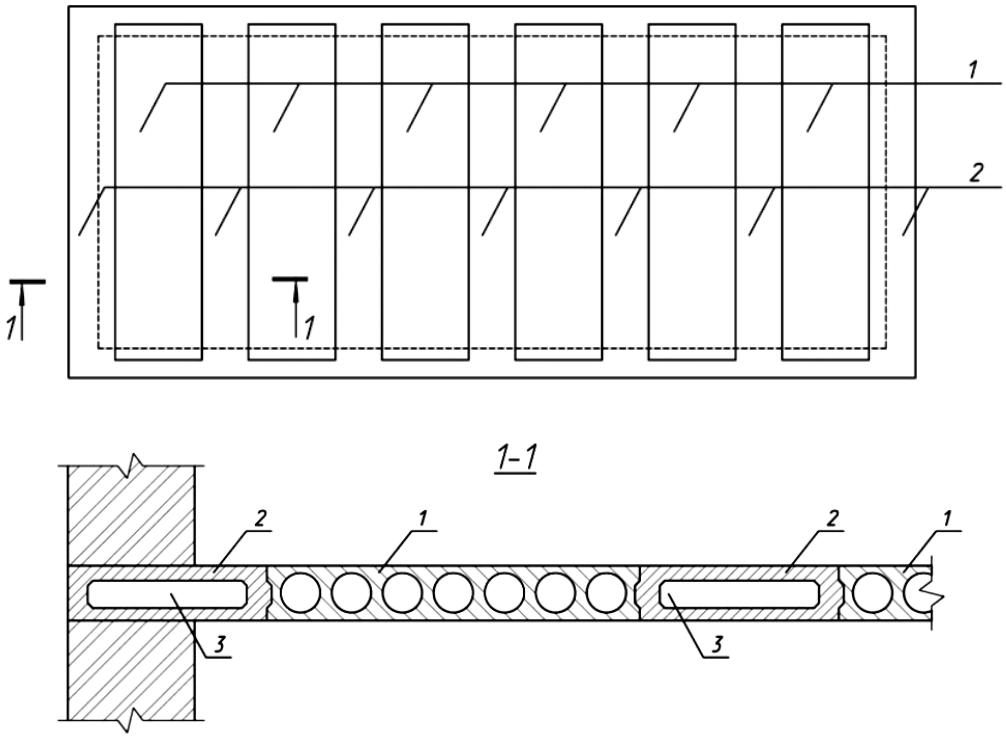


Рис. 2.10. Конструктивна схема збірно-монолітного перекриття з вставками:
1 – збірні порожнисті залізобетонні плити; 2 – монолітні залізобетонні ділянки;
3 – вставки

2.3. ЗБІРНІ ПЛИТНІ ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ З ВСТАВКАМИ

З використанням ефективних вставок можна виготовляти окремі плитні конструктивні елементи, зокрема ті, що випускаються за традиційною технологією.

Зокрема, це стосується круглопустотних плит, що виготовлялися і виготовляються в заводських умовах з використанням спеціального устаткування за стендовою та екструдерною технологіями.

Плити масового застосування у житловому та іншому цивільному будівництві прольотами до 5,7–6 м можна виготовити звичайними (без попереднього напруження) з використанням полегшуючих вставок. На відміну від традиційних пустотних плит висотою 22 см такі плити можна виготовляти змінної висоти в залежності від довжини прольоту.

Як приклад, на рис. 2.11 подано конструкцію збірної плити перекриття номінальними розмірами 1,5×6,3 м з пінополістирольними вставками, альтернативну до плит, що виготовляються за типовими альбомами різних серій.

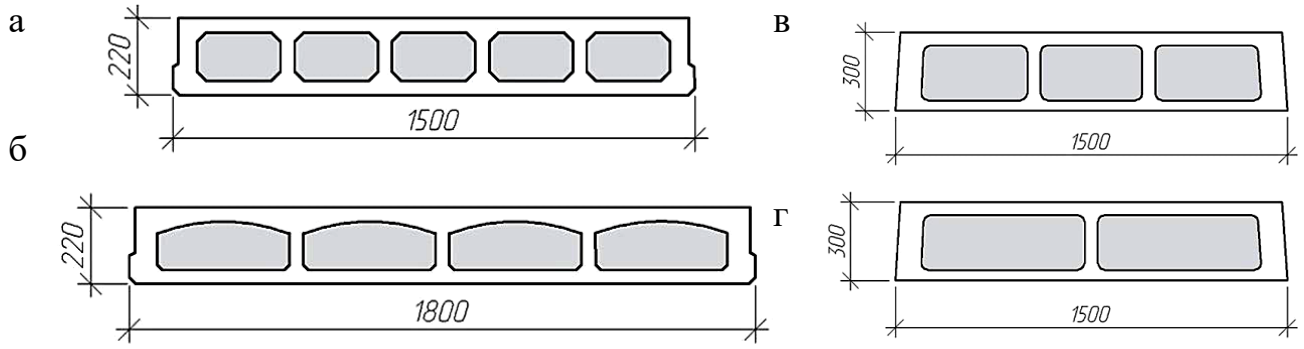


Рис. 2.11. Поперечні перерізи збірних плит з вставками

2.4. ПОРОЖНИСТІ МОНОЛІТНІ ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ РІЗНИХ СПОРУД

Порожниноутворювальні вставки можна використати також для оптимізації геометричних форм залізобетонних споруд різного призначення.

Плитну залізобетонну конструкцію з вставками можна використати в стінах і днищі круглого в плані резервуара (рис. 2.12). Квадратні в плані вставки створюють систему ортогональних балок.

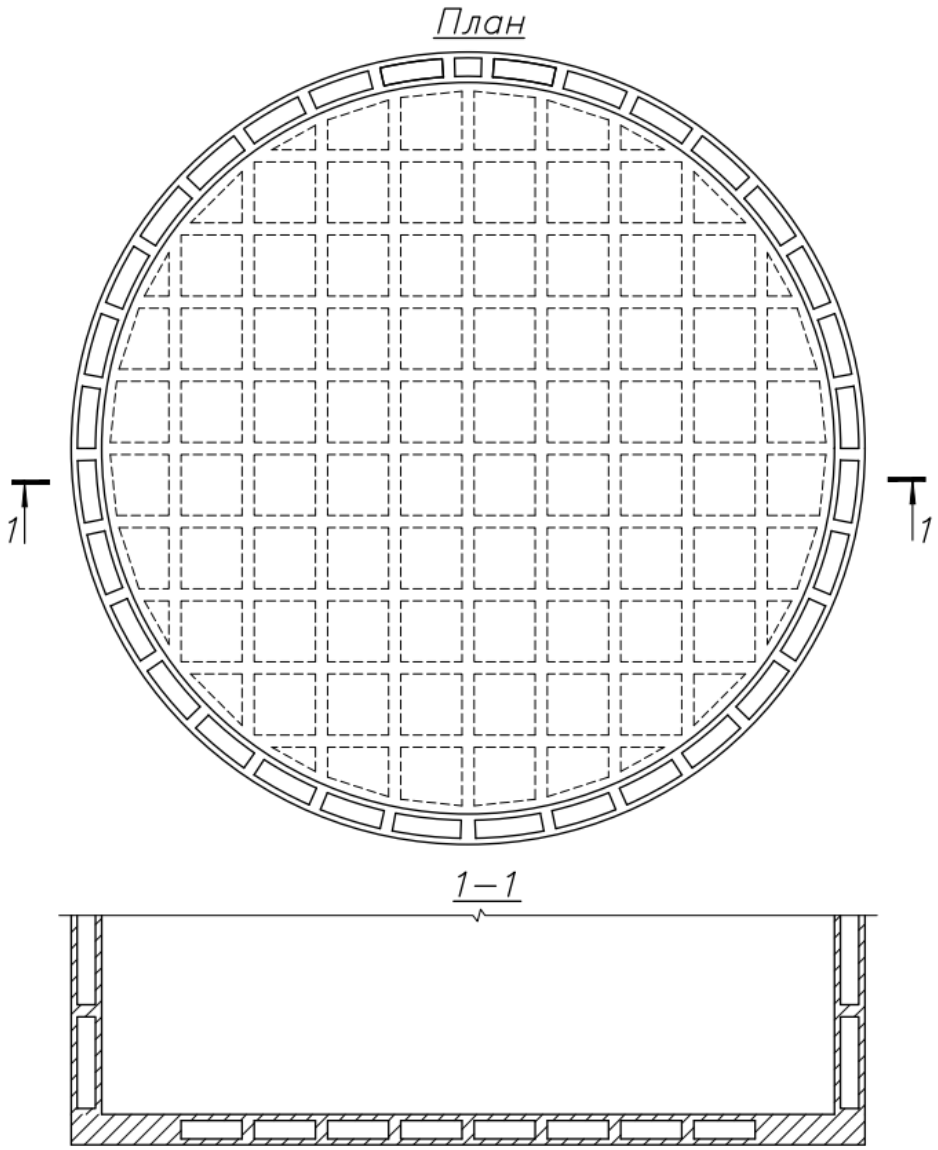


Рис. 2.12. Розташування вставок в днищі і стінках резервуара

В іншому варіанті з конструктивних міркувань доцільним є радіальне розташування балок в днищі.

На рис. 2.13 подано поперечний переріз залізобетонного басейну. В днищі басейну і в його стінках доцільно улаштувати вставки з пінополістиролу або з іншого матеріалу з низьким коефіцієнтом теплопровідності. Використання саме таких вставок суттєво покращує теплотехнічні характеристики чаші басейну і дозволяє з меншими енергозатратами підтримувати тепловий режим води. Тому слід приймати значні розміри вставок в плані з улаштуванням проміжних ребер в днищі і в стінках басейну.

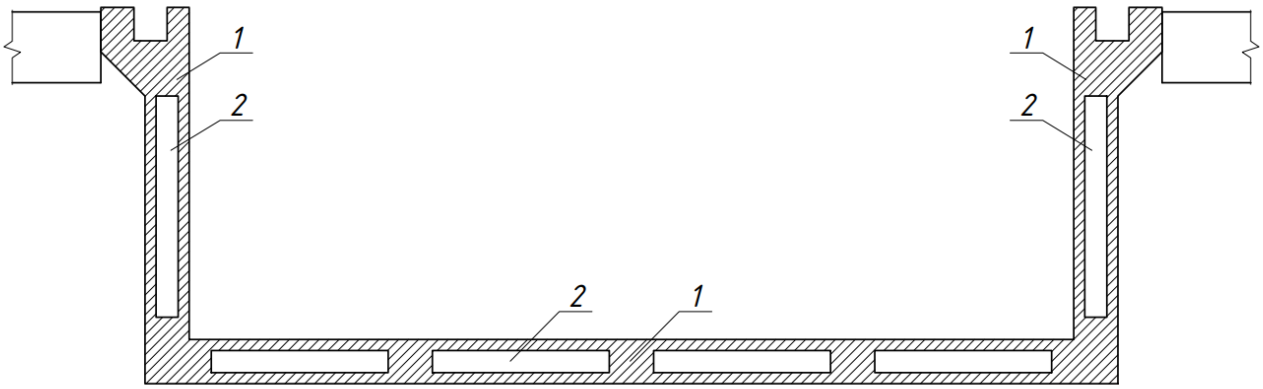


Рис. 2.13. Поперечний переріз залізобетонного басейну: 1 – монолітний залізобетон; 2 – пінополістирольні вставки

Відомо, що в багатоповерхових будівлях зусилля у вертикальних елементах є найбільшим у колонах першого поверху і поступово по поверхах зменшуються до найменших у верхньому поверсі. В практиці проектування і будівництва використовують колони та пілони без зміни загальної форми і площі їх поперечного перерізу. Зміна їх несучої здатності по поверхах регулюється різною кількістю поздовжньої і поперечної арматури.

За використання порожниноутворювальних вставок можна і доцільно змінювати площу поперечного перерізу колон по висоті, поступово зменшуючи її шляхом використання вставок різного поперечного перерізу. На першому поверсі ширина перерізу вставок b_1 є меншою від ширини перерізу на другому поверсі b_2 і так аналогічно для решти поверхів.

Таке конструктивно-технологічне вирішення із зміною площі поперечного перерізу колон дозволяє в принципі не змінювати основне поздовжнє і поперечне армування по всіх поверхах колон.

Крім колон, доцільно також улаштовувати порожнистими у балках (ригелях) залізобетонного каркасу. Вони можуть бути реалізованими як окремо, так в поєднанні з монолітними порожнистими перекриттями (див. вище), що особливо доцільним є при будівництві у районах з підвищеною сейсмічною активністю.

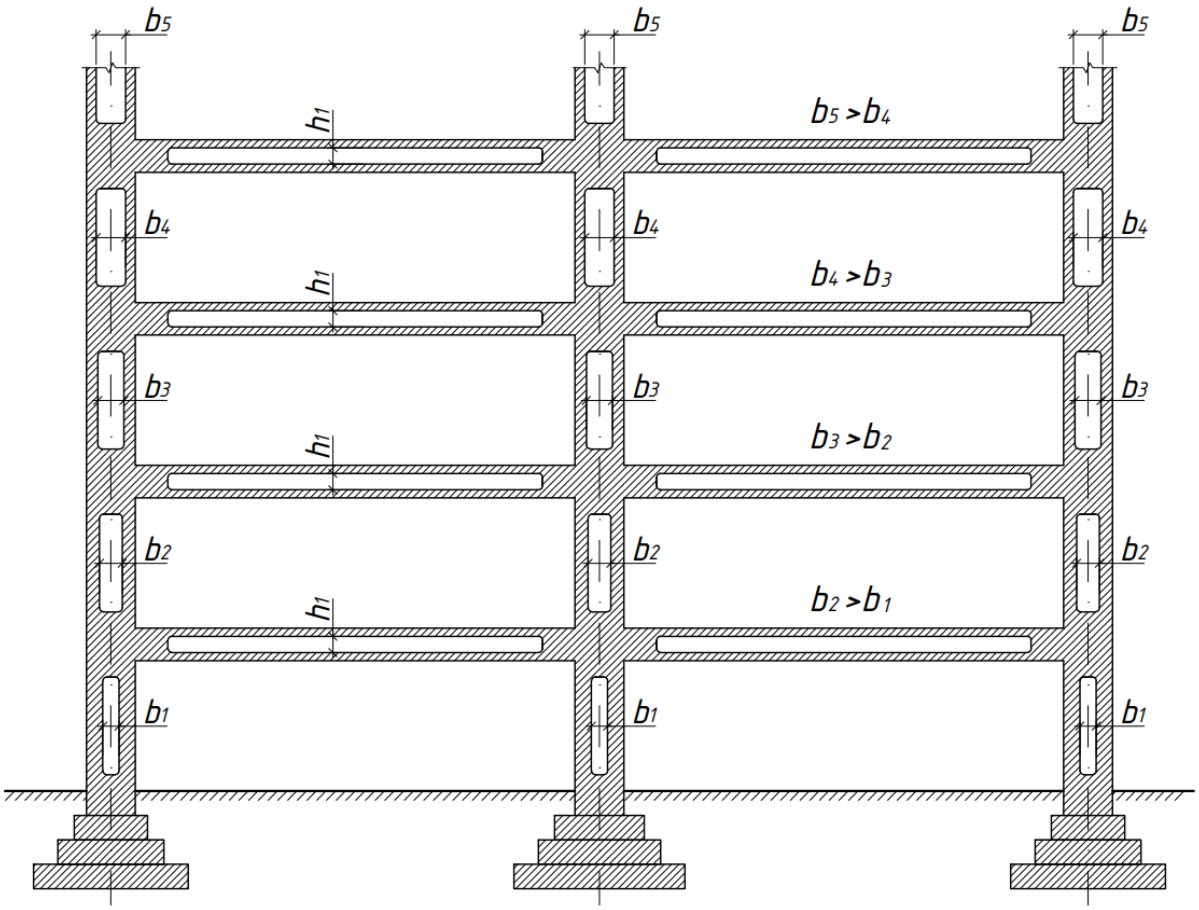


Рис. 2.14. Принципова конструктивна схема залізобетонного каркасу багатоповерхової будівлі

Нижче показано можливість і доцільність використання вставок в окремих конструктивних та інших елементів ангару для зберігання зерна.

Основними конструктивними елементами ангару є залізобетонні плоскі стіни у нижній частині будівлі металеві конструкції у вигляді ламаних ферм (рис. 2.15).

Залізобетонна підлога є спільною конструкцією із залізобетонними поздовжніми і торцьовими стінами.

У конструкції стінових плит, відповідно до зміни тиску зерна по висоті, передбачено зміну товщини перерізу по висоті.

У стінах доцільно використати пінополістирольні вертикально орієнтовані вставки із значними загальними габаритними розмірами більшою товщиною у нижній частині і меншою – у верхній частині стіни.

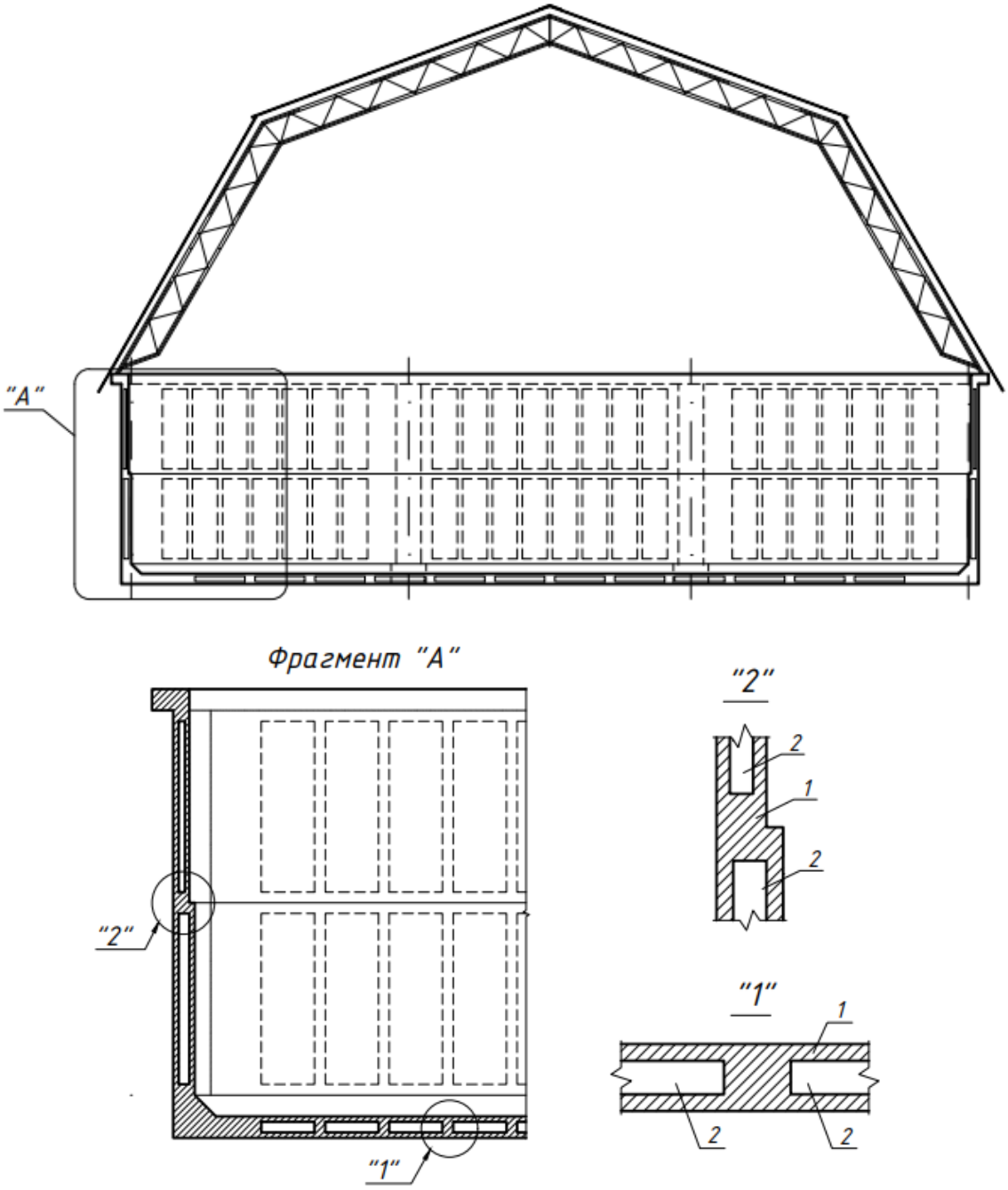


Рис. 2.15. Плитні конструкції ангару для зберігання зерна

Пінополістирольні вставки також є доцільними в конструкції залізобетонної підлоги.

Окрім суттєвої економії бетону, вставки у стінах і підлозі дають значне збільшення теплового опору цих елементів, що важливо за тепловологісного режиму зберігання зерна.

2.5. ПЛИТНІ ПОРОЖНИСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННІ ФУНДАМЕНТИ

Принципові конструктивні схеми плоских монолітних залізобетонних фундаментних плит з вставками подані на рис. 2.16, 2.17.

Вони в принципі є аналогічними до конструктивних вирішень монолітних плоских перекриттів з вставками.

За значної протяжності стін доцільно використати трубчасті вставки різних форм перерізу: круглі, квадратні чи прямокутні, з овальними обрисами та ін. (рис. 2.16).

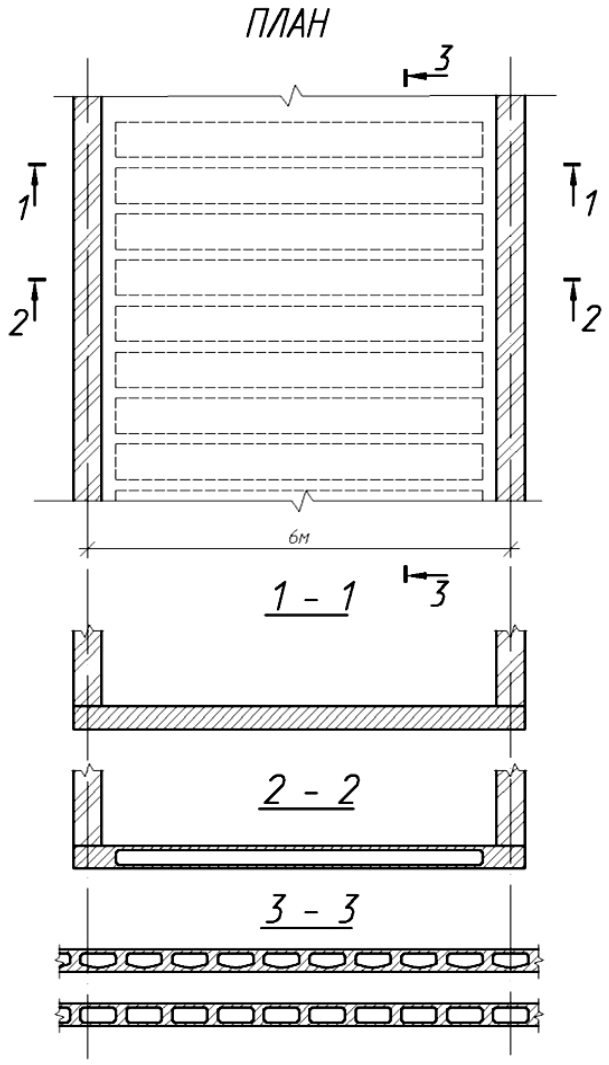


Рис. 2.16. Конструктивна схема плитних плоских фундаментів з однонапрямленим розташуванням вставок

Двонапрямлене розташування вставок (рис. 2.17) є доцільним у фундаментній плиті під каркасні будівлі та безкаркасні, коли співвідношення відстаней між основними вертикальними конструктивними елементами не перевищує 1,5–2. Можливі також інші розташування вставок залежно від конструктивної схеми будівлі.

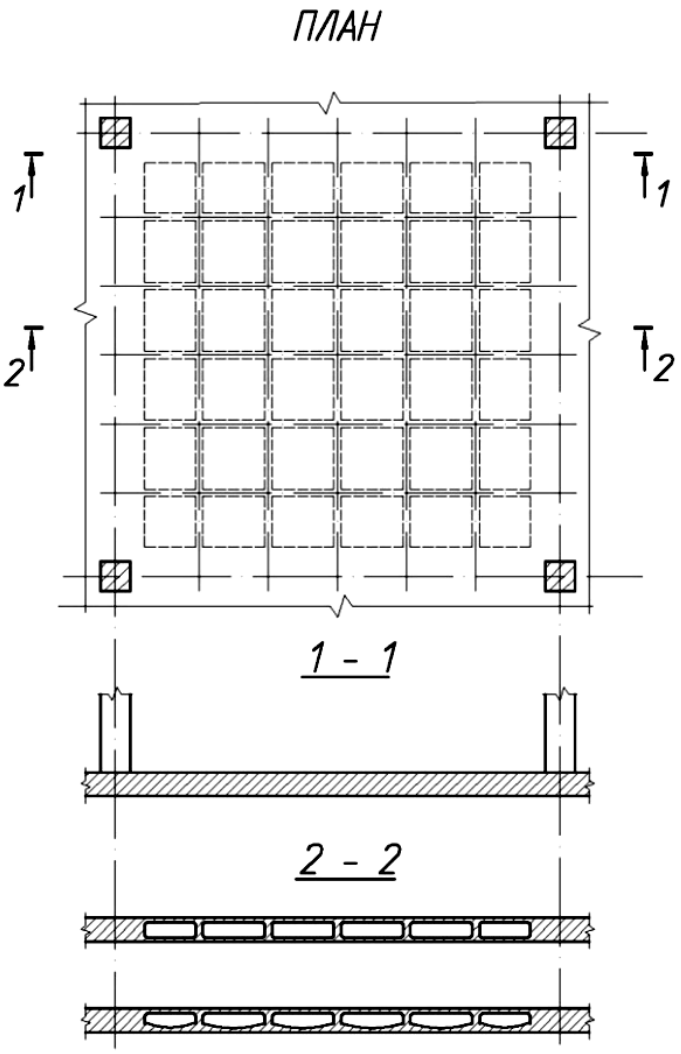


Рис. 2.17. Конструктивна схема плитних плоских фундаментів з двонапрямленим розташуванням вставок

2.6. ПОРОЖНИСТІ ПРОГОНОВІ БУДОВИ МОСТІВ

2.6.1. Монолітні залізобетонні прогонові будови

Для мостів малих і середніх прольотів пропонують конструктивно-технологічне рішення, подане на рис. 2.18. У принципі за конструкцією це плоска зверху і знизу залізобетонна прогонова будова, у якій під час виготовлення всередині перерізу залишають полегшувальні вставки з порівняно легких і дешевих матеріалів [142].

Використання вставок дає змогу зменшувати власну вагу прольотної будови від 30 % до 45 %. Поперечні перерізи вставок можуть бути різними: круглими, квадратними, прямокутними, овальними тощо. Зважаючи на динамічність навантажень

на мостову споруду, під час виготовлення квадратних, прямокутних чи інших вставок у місцях прямого примикання контурів вставок доцільно улаштовувати вути.

Одним з найпростіших у виготовленні є трубчасті круглі порожнисті вставки, насамперед пластмасові (рис. 2.18, *а*). Більшу порожність дають вставки незначної ширини: квадратного або прямокутного перерізу (рис. 2.18, *б*). Ще більшу порожнистість і, відповідно, зменшення власної ваги, забезпечують вставки розвинутих по ширині форм (рис. 2.18, *в*), проте вони потребують армування полиці над ними. Складнішими у виготовленні, проте ефективними за конструкцією, є монолітні прогонові будови з верхньою склепінчастою конфігурацією вставок (рис. 2.18, *г*).

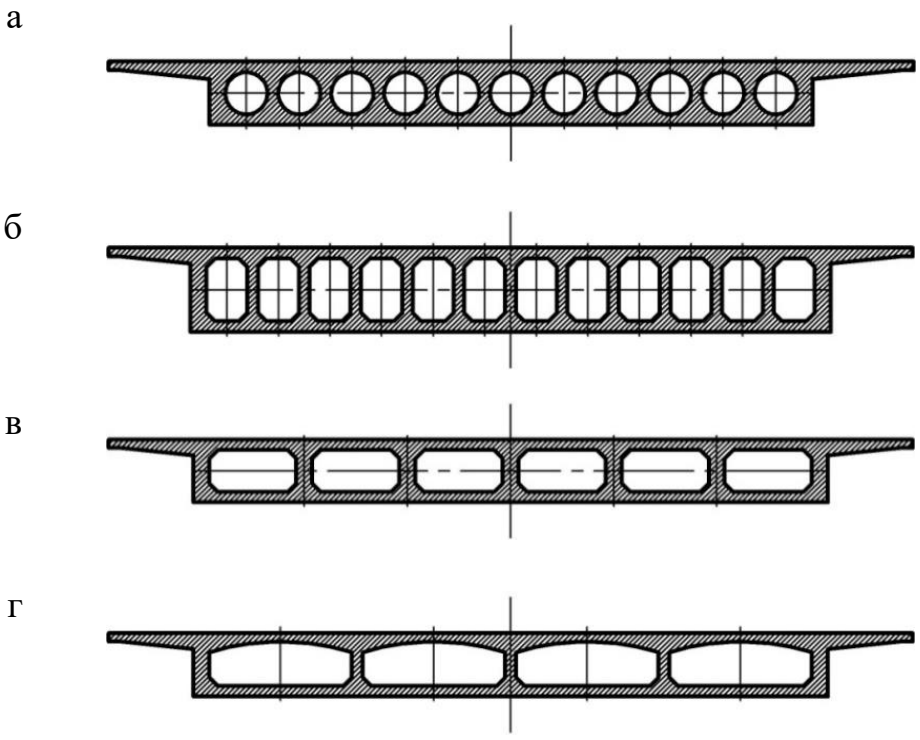


Рис. 2.18. Поперечні перерізи принципових конструктивних рішень прогонових будов з ефективними вставками

У конструктивно-технологічних вирішеннях монолітної порожнистої плоскої залізобетонної прогонової будови з вставками відсутні недоліки, притаманні відомим збірним, монолітним і збірно-монолітним конструкціями, найбільш суттєвими з яких є:

– малий захисний шар і часте недоущільнення бетону в місцях значної концентрації пакету арматури в тонкостінних ребрах збірних таврових балок (типовий проект вип. 56 та ін.);

– втомне руйнування стержнів пакету поздовжньої робочої арматури в місцях їх з'єднання (ТП вип. 56 та ін.) [107];

– зміщення діафрагм у плані внаслідок відхилення від проектного положення, що зумовлює ненадійне стикування і з'єднання діафрагм між собою (ТП вип. 56 та ін.);

– корозія закладних деталей і з'єднуючих пластин та їх втомне руйнування (ТП вип. 56 та ін.);

– відсутність або пошкодження шпонкових стиків між порожнистими плитами прогонових будов (вип. ВТП-16 та ін.);

– сколи та інші механічні пошкодження поздовжніх і поперечних балок та ребер;

– значна загальна площа відкритої поверхні залізобетонних конструкцій балкових мостів, що зазнають тривалого атмосферного впливу під час експлуатації (зволоження, заморожування, відтаювання тощо).

Крім цього, монолітна плоска залізобетонна прогонова будова з вставками має низку інших переваг та позитивних сторін [170].

Так, перериваючи вставки по довжині, отримуємо поперечні балки, тобто внутрішні ребра – діафрагми жорсткості, які, як відомо, є важливими конструктивними елементами для забезпечення просторової роботи прогонової будови (рис. 2.19).

Через те, що крайні балки прогонової будови більш завантажені відповідно до коефіцієнта поперечного розподілу, їх можна улаштовувати більш «потужними» по ширині перерізу з додатковими арматурними каркасами з

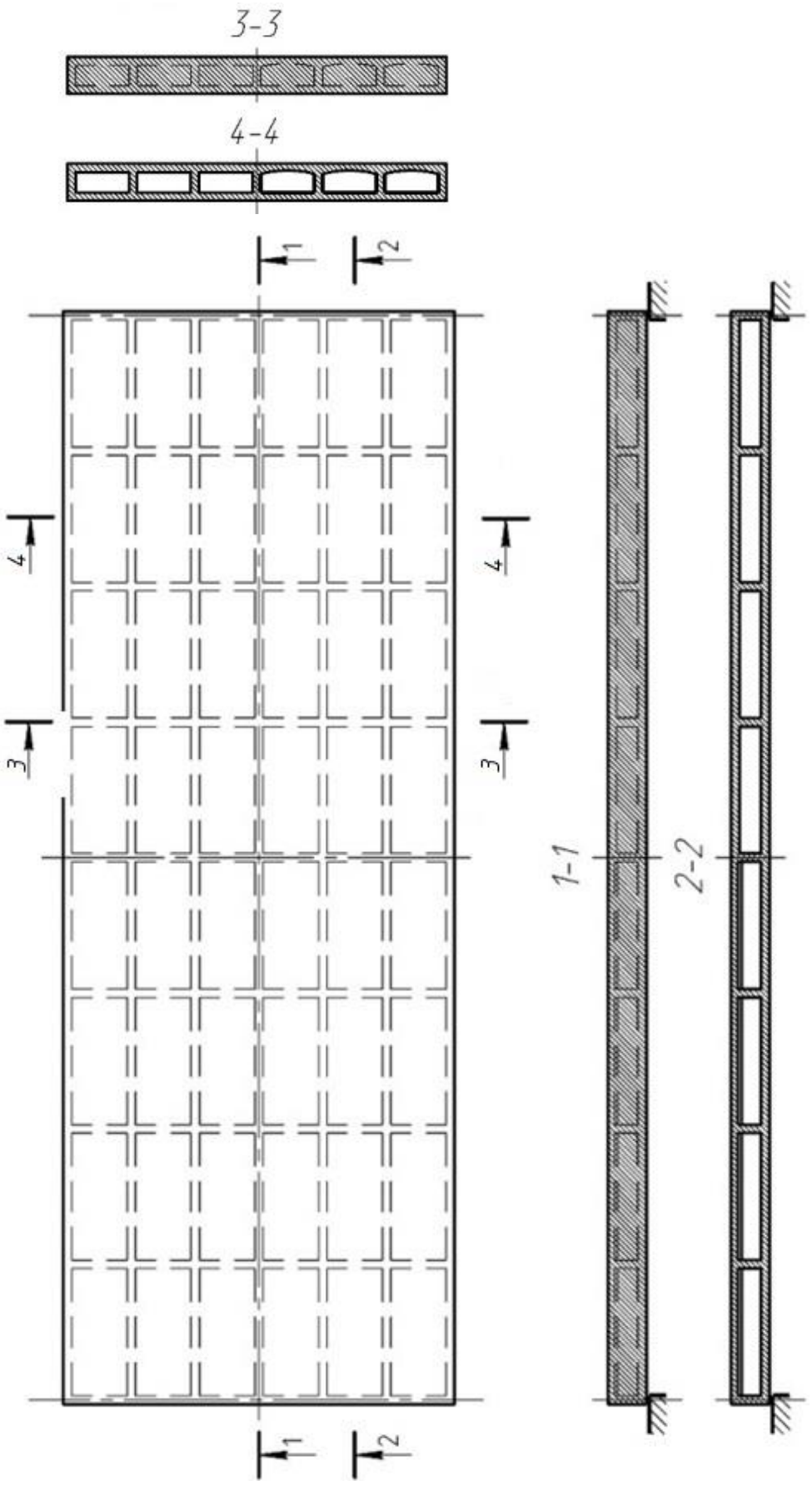
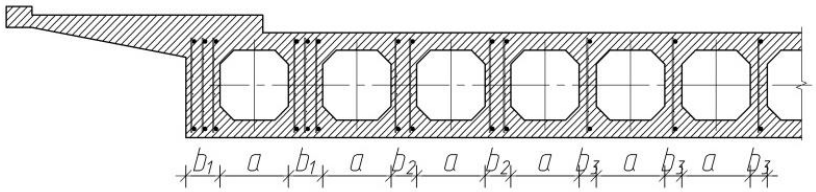


Рис. 2.19. Монолітна залізобетонна плоска прогонова будова з внутрішніми поздовжніми та поперечними балками

більшою кількістю поздовжньої робочої арматури, не змінюючи ширину перерізу самих вставок (рис. 2.20, *а*).

а $b_1 > b_2 > b_3$



б $a_1 < a_2 < a_3$

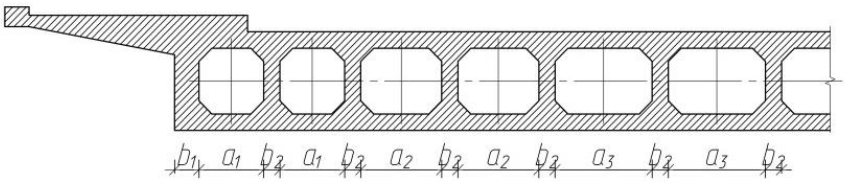


Рис. 2.20. Поперечні перерізи з різною товщиною поздовжніх балок (а) або шириною вставок (б)

В іншому варіанті проміжні балки-ребра улаштовують з частішим кроком порівняно з балками в середній частині перерізу, використовуючи вставки різної ширини перерізу (рис. 2.20, *б*).

Важливим є також можливість і доцільність використання пропонованих конструкцій з вставками в нерозрізних прогонових будовах мостів.

2.6.2. Сталезалізобетонні прогонові будови

Під час улаштування сталезалізобетонних прогонових будов також з метою зменшення власної ваги і витрати бетону доцільно використовувати вставки.

Вставки можуть бути різної конфігурації: круглими, прямокутними або такими, що мають склепінчастий обрис зверху (рис. 2.21, *а, б, в*) та іншими.

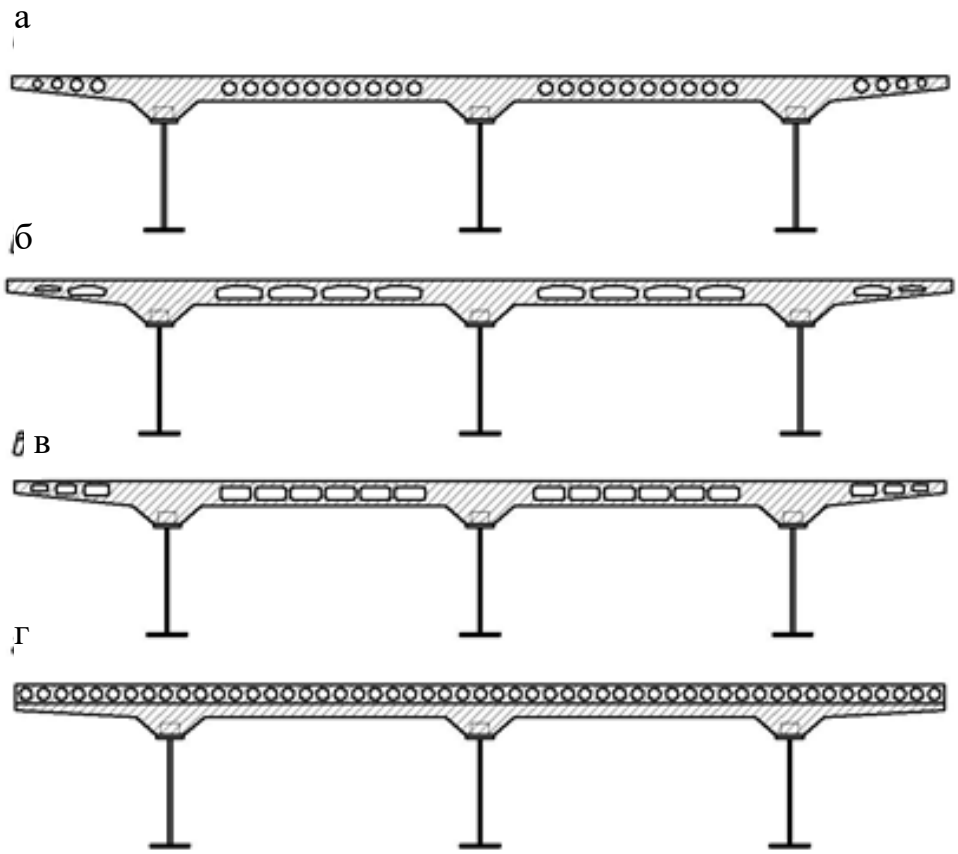


Рис. 2.21. Поперечні перерізи сталезалізобетонних прогонових будов із вставками

Над балками вставки не улаштовують, оскільки це зона найбільших стискаючих напружень у бетоні сталезалізобетонного перерізу.

Одним з ефективних способів реконструкції мостів для збільшення їх габаритів є улаштування накладної плити: збірної або монолітної. У монолітному варіанті використовують, як правило, ребристі плити.

Як альтернативний варіант пропонується улаштування суцільної монолітної накладної плити з вставками (рис. 2.21, *г*). Вставки можуть бути круглими та інших форм перерізу.

2.7. ПЕРЕВАГИ МОНОЛІТНИХ ПОРОЖНИСТИХ ПЛИТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ТА БЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

Монолітні перекриття з порожниноутворювальними вставками зберігають властивості, притаманні монолітним перекриттям, і мають інші переваги:

- робота в обох напрямках з відповідним зменшенням зусиль і раціональним армуванням згідно з розподілом моментів;
- значно менша, порівняно із збірними чи збірно-монолітними перекриттями, конструктивна висота перекриття і відповідно власна маса. Зокрема, житлове приміщення в плані 6×6 м можна перекрити плитою h = 15–17 см із забезпечення необхідних показників жорсткості і тріщиностійкості. На відміну від традиційної «пустотки» стандартної висоти можемо назначати необхідну висоту перерізу залежно від розмірів і форми в плані та величини навантаження;
- можливість регулювання зусиль через конструювання в залежності від форми, розмірів і розташування вставок. Показовими в цьому відношенні є експериментальні дослідження, проведені з тришаровими плитними елементами [197]. Отже, формоутворенням зсередини можна конструювати перекриття з практично однаковою несучою здатністю нормальних і похилих перерізів;
- замкнутість контурів, що важливо під час роботи на кручення, характерній для плитних елементів, обпертих по контуру;
- висока надійність. Суцільний диск монолітного перекриття, армованого в обох напрямках, слугує надійним зв’язком між вертикальними несучими елементами, особливо для мурованих стін, і відіграє заодно функції монолітного пояса. У зв’язку з цим такі облегшені монолітні перекриття, з’єднані з несучими вертикальними конструкціями, є особливо доцільними для будівництва в сейсмічно активних районах;
- кращі показники тепло- і звукоізоляції;
- простота виготовлення з використанням поширеної горизонтальної плоскої опалубки;
- висока вогнестійкість, забезпечена цільністю конструкції та сумісною роботою її елементів в обох напрямках;
- можливість улаштування перекриття без вантажопідйомних механізмів, що є дуже важливим для будівництва в важкодоступних (наприклад, гірських) районах та малогабаритних місцях і в стиснених умовах (зокрема в районах щільної забудови);

- можливість прокладання в пустотах комунікацій, наприклад електропостачання, вентиляції, теплообміну тощо;
- високі експлуатаційні показники, що забезпечуються гладкою рівною суцільною поверхнею стелі. В таких перекриттях відсутні шви, в яких під час експлуатації утворюються значні тріщини, що потребує частого періодичного ремонту з відновленням побілу;
- можливість і доцільність використання у будівлях складної конфігурації в плані, зокрема під час реконструкції будівель старої забудови та зведення сучасних будівель складних архітектурних форм.

Плитні залізобетонні фундаменти з вставками мають також низку переваг:

- простота виготовлення;
- отримання верхньої плоскої поверхні плити підвального приміщення, готової до улаштування підлоги;
- збільшення теплоізоляційних характеристик фундаментної плити;
- можливість прокладання комунікацій і використання в системі теплових насосів.

Крім суттєвого зменшення ваги, плоска монолітна прогонова будова з вставками має низку технологічних, конструктивних і експлуатаційних переваг, а саме:

- простота виготовлення з використанням широко розповсюдженої опалубки;
- загальна цільність конструкції;
- значна крутна жорсткість;
- забезпечення просторової роботи;
- відсутність стиків;
- мала площа відкритих ділянок бетону тощо.

Аналогічні позитивні сторони мають інші плитні конструкції з вставками (див. п. 2.4).

Позитивні сторони порожнистих бетонних конструкцій є такі:

- Зменшення витрати бетону і відповідно зменшення витрат цементу, щебню і піску, тобто вирішення в певній мірі екологічних проблем, пов'язаних з вичерпанням природних ресурсів і зменшенням шкідливих викидів в атмосферу;
- Зменшення власної ваги та відповідно зменшення тиску на основу будівлі, транспортних затрат, кількості арматурної сталі на стропувальні петлі.
- Замкнутість порожнин, що доцільно як в конструктивному і технологічному відношеннях;
- Менша теплопровідність порівняно з цільними блоками, що важливо для теплих підвалів;
- Можливість використання існуючих металоформ без будь-якого їх переоснащення;
- Утилізація відходів виробництва;
- Скорочення часу теплового оброблення, яке залишається найбільш енергомісткою операцією у виробництві бетону [128]. За даними [129], при зменшенні товщини виробу з 40 до 16 см прогрівання бетону можна зменшити на 2год. Для тонкостінних блоків в значно більшій мірі, ніж для масивних, в теплий період року можна використовувати низькотемпературні (40...60°С) режими або природне тверднення.

На конструктивне рішення блоків зі замкнутими порожнинами отримано позитивне рішення науково-дослідного центру патентної експертизи від 29.11.1999 р. на винахід.

2.8. ВИСНОВКИ ДО РОЗДІЛУ 2

1. За результатами проведених обширних патентних і літературних пошуків визначено основні конструктивно-технологічні та експлуатаційні особливості залізобетонних плитних конструкцій з порожниноутворювальними вставками. Показано, що порожниноутворення є найбільш дієвим способом надання більш раціональних форм бетонним і залізобетонним конструкціям, зокрема плитним конструкціям різного призначення.

2. Конструкція, форма, спосіб улаштування є важливими чинниками, від яких значною мірою залежать механічні, техніко-економічні та експлуатаційні властивості залізобетонних плитних конструкцій.

3. Обґрунтовано і розроблено принципові конструктивні схеми плитних залізобетонних конструкцій перекриттів, фундаментів, прогонових будов мостів, інших споруд та окремих конструкцій з ефективними порожниноутворювальними вставками.

Загалом/зокрема їх можна використати для різних статичних схем плитних конструкцій: однопрогонових, нерозрізних, обпертих по контуру чи на колони, консольних та ін.

4. Крім суттєвого зменшення власної ваги і витрати бетону, сформульовано й обґрунтовано інші переваги та позитивні сторони монолітних залізобетонних перекриттів, фундаментів, прогонових будов мостів з ефективними вставками: технологічні, експлуатаційні, екологічні та ін.

5. Вставки є доцільними також в окремих плитних конструкціях, зокрема будівель і споруд різного призначення.

6. Використання вставок у плитних залізобетонних конструкціях пов’язане з методами їх оптимального проектування.

7. Проблему надання більш раціональних форм монолітним плитним конструкціям через формоутворення зсередини необхідно розглядати в комплексі з розробленням методів і з вдосконаленням теорії їхнього розрахунку.

РОЗДІЛ 3
ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЕРЕКРИТТІВ З ВСТАВКАМИ

У цьому розділі подано конструкцію, методику і результати експериментальних досліджень фрагментів монолітних залізобетонних перекриттів із вставками та натурного перекриття, виконаних згідно із загальною програмою досліджень (табл. 3.1).

Таблиця 3.1.

Загальна програма експериментальних досліджень

Тип	Марка	Загальна характеристика дослідних зразків	К-сть, шт.	Завдання досліджень
1	2	3	4	5
ФП	ФП-1	Плитний зразок габаритними розмірами 5000(l)x1000(b)x185(h) мм з поперечним розташуванням круглих картоних вставок діаметром 110 мм	1	Дослідження напружено-деформованого стану при випробуванні рівномірно розподіленим навантаженням з доведенням до руйнування
	ФП-2	Плитний зразок габаритними розмірами 5000(l)x1000(b)x185(h) мм з поздовжнім розташуванням круглих картоних вставок діаметром 110 мм	1	
ПФ	ПФ-1	Плитний зразок габаритними розмірами 6200(l)x530(b)x260(h) мм з поздовжнім розташуванням пінополістирольних вставок перерізом 160x160 мм	1	Дослідження напружено-деформованого стану при випробуванні рівномірно розподіленим навантаженням з доведенням до руйнування
	ПФ-2	Плитний зразок габаритними розмірами 6200(l)x530(b)x260(h) мм з поперечним розташуванням пінополістирольних вставок перерізом 160x160 мм	1	
ІДФ	ІДФ-1	Плитний зразок габаритними розмірами 2050(l)x335(b)x180(h) мм суцільного перерізу	1	Дослідження напружено-деформованого стану при навантаженні двома зосередженими силами за схемою чистого згину за відстані між силами 725 мм з доведенням до руйнування
	ІДФ-2	Плитний зразок габаритними розмірами 2050(l)x335(b)x180(h) мм з поздовжнім розташуванням пінополістирольних вставок перерізом 100x100 мм	1	
	ІДФ-3	Плитний зразок габаритними розмірами 2050(l)x335(b)x180(h) мм з поперечним розташуванням пінополістирольних вставок перерізом 100x100 мм	1	

1	2	3	4	5
ІІДФ	ІІДФ-1	Плитний зразок габаритними розмірами 2050(l)x335(b)x180(h) мм суцільного перерізу	1	Дослідження напружено-деформованого стану при навантаженні двома зосередженими силами за схемою чистого згину за відстані між силами 1025 мм з доведенням до руйнування
	ІІДФ-2	Плитний зразок габаритними розмірами 2050(l)x335(b)x180(h) мм з поздовжнім розташуванням пінополістирольних вставок перерізом 100x100 мм	1	
	ІІДФ-3	Плитний зразок габаритними розмірами 2050(l)x335(b)x180(h) мм з поперечним розташуванням пінополістирольних вставок перерізом 100x100 мм	1	
-	-	Фрагменти порожнистої плити з шириною смуги 100 мм, прольотом 160 мм, товщиною верхньої полиці від 20 до 50 мм	30	Дослідження несучої здатності і характеру руйнування верхньої полиці при навантаженні штампом 30x50 мм
-	-	Натурне монолітне залізобетонне перекриття з розміром в плані 7600x12100 мм, висотою перерізу 260 мм з пінополістирольними вставками перерізом 160x160 мм	1	Дослідження НДС при випробуванні рівномірно розподіленим симетричним, несиметричним і кососемитричним навантаженням без доведенняя до руйнування

3.1. ДОСЛІДЖЕННЯ ФРАГМЕНТІВ МОНОЛІТНОГО ЗАЛІЗОБЕТОННОГО ПЕРЕКРИТТЯ З КРУГЛИМИ ТРУБЧАСТИМИ ВСТАВКАМИ

Конструкція експериментальних зразків фрагментів плит. Вихідною теоретичною конструкцією для досліджень прийнята залізобетонна монолітна плита з розмірами в плані 5×5 м (рис. 3.1). Армування як для квадратної плити – однакове в обох напрямках з розташуванням основної робочої арматури лише у нижній зоні. Розміри і конструкцію плити було прийнято з урахуванням наявних вставок – картонних труб зовнішнім діаметром 110 мм з товщиною стінки 10 мм, достатньою для сприйняття тиску бетонної суміші під час бетонування дослідних зразків. Вставки – труби розташовані з кроком 139 мм.

З цієї плити були умовно «вирізані» дві взаємно перпендикулярні смуги (фрагменти) шириною 1 м, які були прийняті для подальших досліджень. У

результаті такого «вирізання» отримали два фрагменти плити однакових загальних розмірів шириною 1 м, довжиною 5 м, висотою 178 мм, але різної конструкції (рис. 3.2).

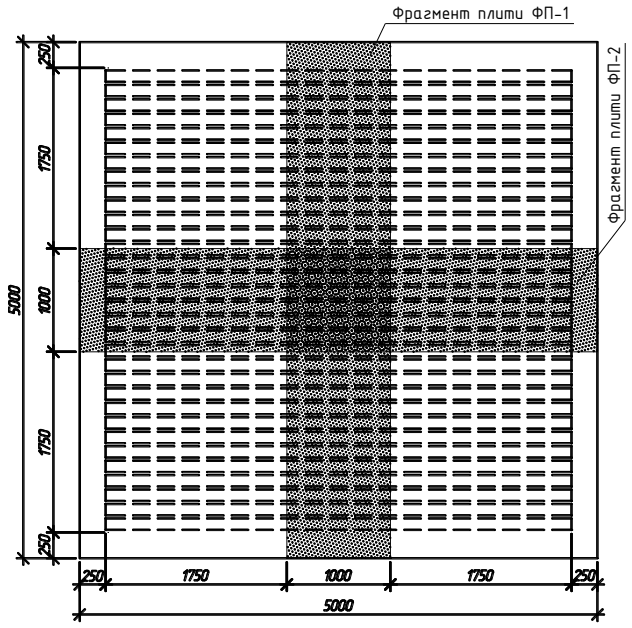


Рис. 3.1. Вихідна конструкція плити з круглими вставками

Фрагмент плити ФП-1 (надалі плита ФП-1) має поперечне розташування труб, які виходять на бокові грані дослідного зразка (рис. 3.2, *а*). У фрагменті плити ФП-2 (надалі плита ФП-2) порожнини розташовані у поздовжньому напрямку, аналогічно до конструкції збірних порожнистих плит (рис. 3.2, *б*). Проектний клас бетону дослідних зразків плит - С20/25, арматура з кроком 15 см діаметром 10 мм класу А500С за ДСТУ 3760-98, яку зараз широко використовують під час виготовлення залізобетонних конструкцій.

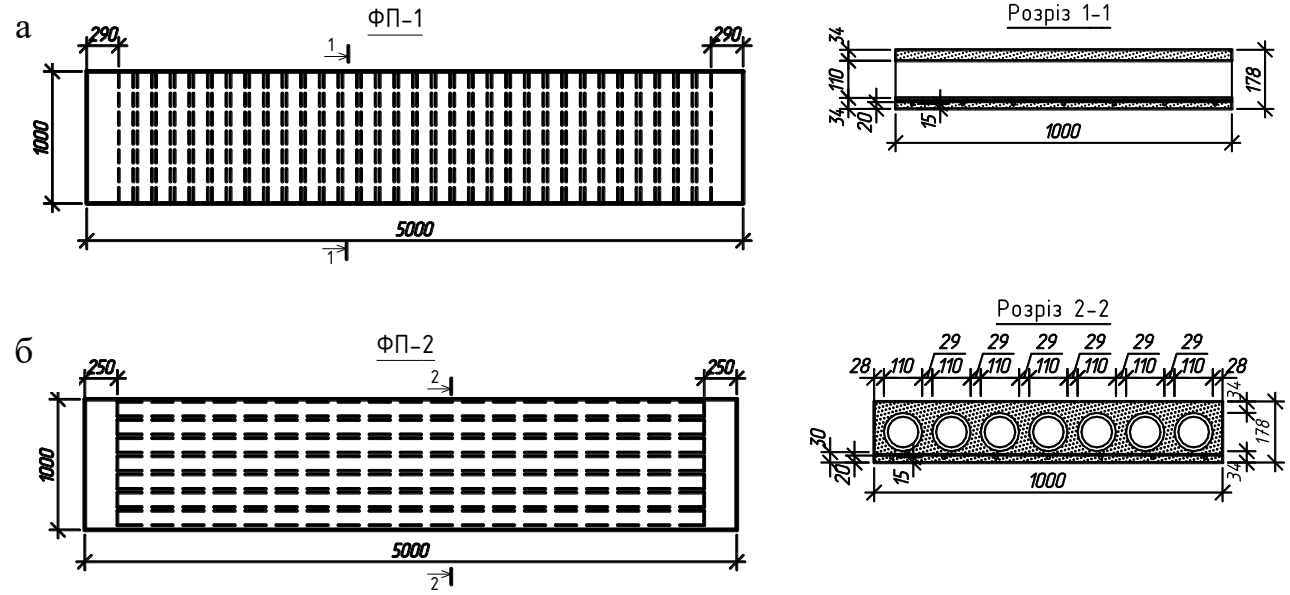


Рис. 3.2. Конструкція фрагментів плит: а – ФП-1; б – ФП-2

Виготовляли дослідні зразки фрагментів плит ФП-1 і ФП-2 на ВАТ «Львівський завод залізобетонних виробів № 2» на піддоні–металоформі з додатковою дерев'яною

рамкою по периметру і висоті відповідно до габаритних (опалубних) розмірів дослідних зразків плит.

Після фіксації сітки і вставок-труб у проектному положенні подавали і вібрували бетон. З метою прискорення тверднення дослідні зразки разом із заформованими кубами і призмами поміщали в камеру для теплової обробки у паровологому середовищі.

Методика випробувань. Випробування плит ФП-1 і ФП-2 проводили у лабораторії кафедри «Будівельні конструкції і мости» Національного університету «Львівська політехніка». Кожен фрагмент випробовували окремо як вільно обперту на всю ширину коротких сторін конструкцію з відстанню між осями опор 4,85 м.

Навантажували дослідні зразки поетапно чавунними злитками вагою ~50 кг кожен, які вкладали по всій площі плити, моделюючи рівномірно розподілене навантаження. Прогини заміряли за допомогою прогиномірів системи 6 ПАО; для заміру деформацій арматури і бетону використовували індикатори годинникового типу з ціною поділки 0,001 мм на базі 200 мм. Проводили також контроль тріщиноутворення, заміряли ширину розкриття тріщин та характер їх розповсюдження. Загальний вигляд випробувань дослідних зразків подано на рис. 3.3.

Рис. 3.3. Загальний вигляд випробувань плит ФП-1 і ФП-2

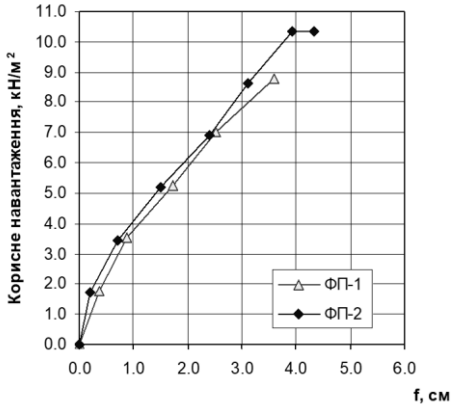
Основні результати випробувань. *Несуча здатність*. Під час випробування плити ФП-1 рівномірно розкладеними чавунними злитками вагою 47–50 кГс навантаження доводили до рівня 8,78 кН/м^2, після чого завантажували бетонними блоками вагою 430 кГс, які розкладали від однієї з опор до середини. Після довантаження двома такими блоками і 10-хвилинної витримки плита раптово зруйнувалася на приопорній ділянці. Загальне руйнівне навантаження становило ~10,55 кН/м^2, з урахуванням власної ваги плити ~13,28 кН/м^2. Особливості руйнування свідчили про те, що вичерпання несучої здатності плити П-1 настало внаслідок зрізу бетону у верхній частині перерізу плити, ослабленого наскрізним отвором на всю ширину перерізу.

Порядок прикладання навантаження в плиті ФП-2 до рівня 11,51 кН/м^2 був аналогічним до випробування плити ФП-1. Після цього плита ФП-2 була також довантажена двома бетонними блоками вагою 430 кГс кожний, але, на відміну від плити ФП-1, вони укладалися в прольоті симетрично на відстані 1,5 м від опор. Плита не зруйнувалася, але мала значні прогини і з вимог техніки безпеки навантаження не збільшували. У такому завантаженому стані плита була залишена на добу, після чого в ній дещо збільшилися прогини (рис. 3.4), але руйнування не настало.

Отже, загальна несуча здатність плити ФП-2 є більшою від плити ФП-1 щонайменше на 1,77 кН/м^2 (>15 %).

Жорсткість. Жорсткість випробовуваних зразків оцінювали за величиною прогинів посередині прольоту, графіки яких подані на рис. 3.4.

а



б

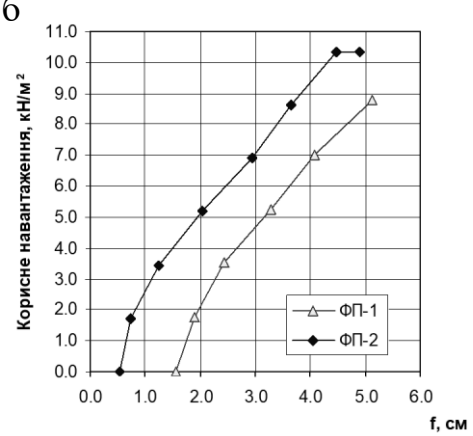


Рис. 3.4. Залежність прогинів дослідних плит: а – від корисного навантаження; б – повні значення прогинів з урахуванням початкових прогинів

Як видно з графіків, на початкових етапах завантаження мав місце злам лінії залежності «прогин – навантаження», що, очевидно, спричинено утворенням тріщин. У плиті ФП-1 цей злам є меншим, що пов'язано з наявністю волосяних тріщин від власної ваги плити після її виготовлення в найослабленіших перерізах – посередині отворів.

Після утворення тріщин прогини зростали майже прямопропорційно і були практично однаковими для двох плит на кожному етапі завантаження (рис. 3.4, *а*). Проте під час порівняння прогинів необхідно врахувати ту особливість, що плита ФП-1 мала початкові тріщини у всіх найбільш ослаблених перерізах (див. вище), розповсюджених на всю ширину плит. Це зумовило значний її початковий прогин – до 15 мм посередині прольоту. В плиті ФП-2 початкові тріщини були відсутні і початковий прогин був значно меншим ~5–6 мм. З урахуванням початкових прогинів видно, що загальна жорсткість плити ФП-2 є більшою, ніж жорсткість плити ФП-1 (рис. 3.4, *б*).

*Тріщиностійкість***.** Характер утворення і розповсюдження тріщин у випробовуваних плитах був різним. Плита ПФ-1 перед випробовуванням у середній частині мала нормальні тріщини розкриттям до 0,05 мм з кроком, який повторював крок порожниноутворювачів. Після прикладання корисного навантаження нові тріщини не утворювалися, розкривалися існуючі – максимальне їх значення під час навантаження 8,78 кН/м^2 становило 0,3 мм. Іншим був характер тріщиноутворення у плиті ФП-2. Тріщини виникли за навантаження 3,44 кН/м^2 і мали крок ~300 мм та максимальне розкриття до 0,25 мм.

3.2. ДОСЛІДЖЕННЯ ФРАГМЕНТІВ МОНОЛІТНОГО ЗАЛІЗОБЕТОННОГО ПЕРЕКРИТТЯ З ПОПЕРЕЧНИМ І ПОЗДОВЖНІМ РОЗТАШУВАННЯМ ПІНОПОЛІСТИРОЛЬНИХ КВАДРАТНИХ ВСТАВОК

Конструкція дослідних зразків і методика експериментальних досліджень. Для експериментальних досліджень було виготовлені два дослідні зразки – фрагменти плити, умовно «вирізаних» з прямокутного у плані перекриття з однонапрямленим розташуванням пінополістирольних вставок квадратного

перерізу (рис. 3.5). Таке перекриття було улаштоване при реконструкції будівлі в смт. В. Любінь Львівської області (див. р. 7). Ширина фрагментів – 0,53 м. Висота перерізу, розміри вставок і відстані між ними (товщина ребер) були такими самими, як в натурному перекритті.

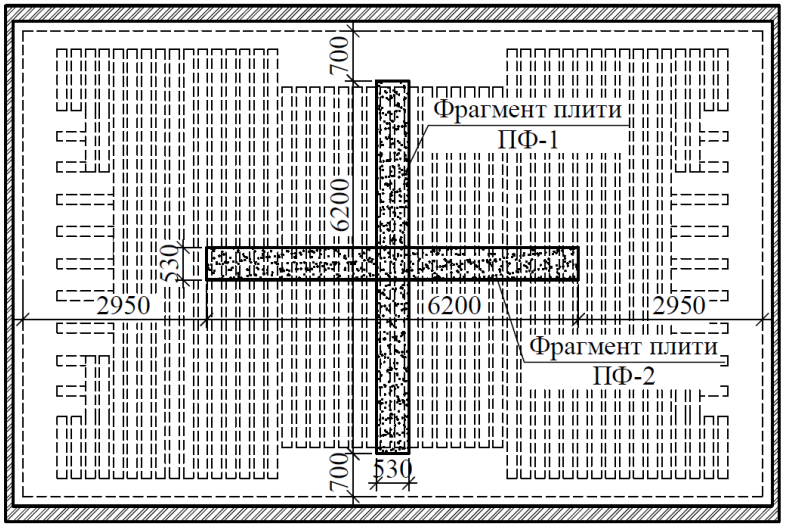


Рис. 3.5. План розташування вставок у перекритті та вихідна конструкція фрагментів плит ПФ-1 та ПФ-2

Для виготовлення експериментальних зразків використано інвентарну заводську металоформу з додатковими дерев'яними бортами для одночасного формування двох дослідних зразків. Довжина зразків 6200 мм, ширина 530 мм, висота 260 мм.

На рис. 3.6 і 3.7 показано армування та розташування вставок в перерізах дослідних зразків. Робоча поздовжня арматура в дослідних зразках однакова – по 5 стержнів класу А500С діаметром 12 мм. Як вставки використовували пінополістирол з розміром поперечного перерізу 160×160 мм.

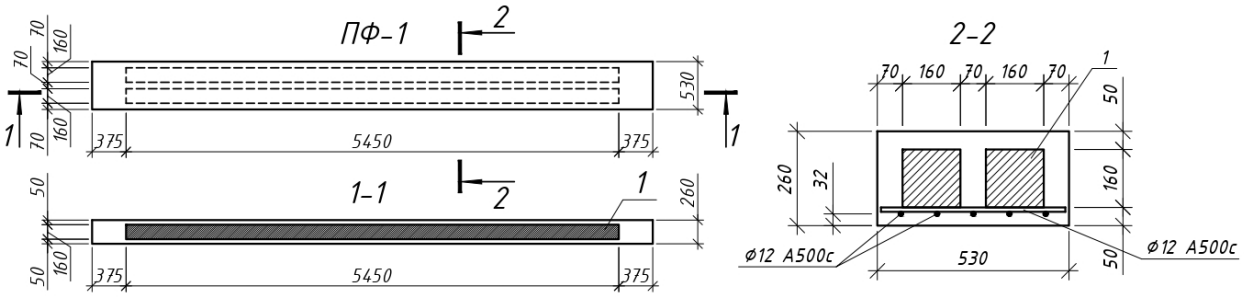


Рис. 3.6. Конструкція фрагмента плити ПФ-1

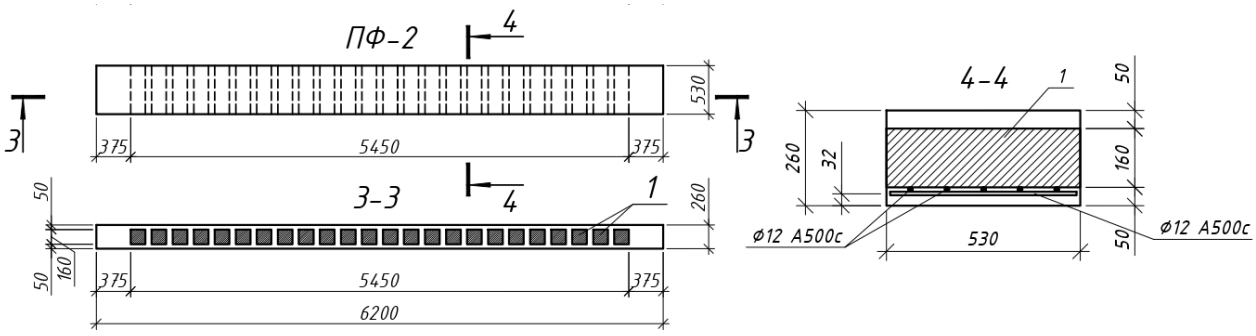


Рис. 3.7. Конструкція фрагмента плити ПФ-2

Виготовляли дослідні зразки у цеху № 2 ДП МОУ «Львівській завод збірних конструкцій». У попередньо підготовлені й змащені металеві форми-піддони з додатковою дерев'яною опалубкою вкладали та закріплювали до опалубки арматурні сітки, щоб запобігти підніманню каркасу. В подальшому на арматурні сітки укладали та фіксували у проектному положення пінополістирольні вставки. Для виготовлення дослідних зразків використовували важкий бетон проектного класу С20/25.

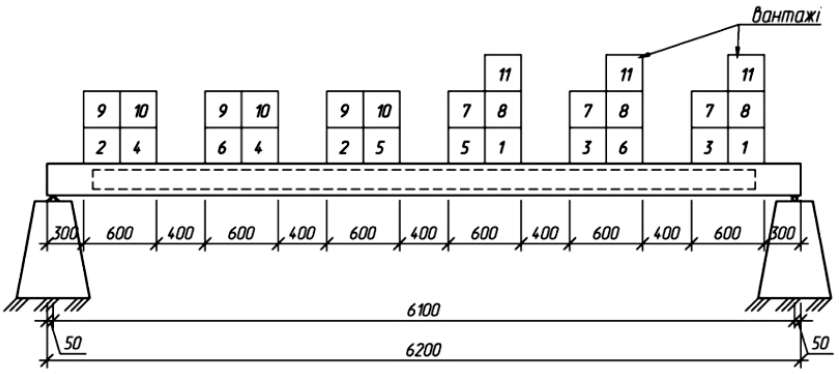
Після формування дослідні зразки піддавали тепловій обробці. Фактична міцність і деформативність бетону за результатами випробувань кубів і призм такі: кубова міцність 29,1 МПа, модуль пружності $28{,}34\times10^3$ МПа.

Механічні характеристики сталі робочої арматури визначено на стандартних зразках, виготовлених безпосередньо з арматурних стержнів. За отриманими результатами (межа текучості σ_y = 553 МПа, тимчасовий опір σ_u = 663 МПа, видовження δ = 14,1 %) арматурна сталь відповідала марці А500С за ДСТУ 3760-2019.

Випробування проводили після 28 діб з моменту бетонування. Завантажували фрагменти плити поетапно бетонними блоками вагою 300 кг, з витримкою після кожного довантаження (рис. 3.8). Прогини плити вимірювали за допомогою десяти прогиномірів системи Аістова з ціною поділки 0,01 мм. Прогиноміри монтували на спеціальних металевих рамках, які кріпили до експериментального зразка з деяким зміщенням з кожного боку з умов розташування вантажів при випробуванні (рис. 3.9). Деформації плит заміряли індикаторами годинникового типу з ціною поділки 0,001 мм на верхній бетонній грані, на розтягнутій нижній поздовжній арматурі, а

також на бокових гранях дослідних зразків. Схему розташування приладів на плиті ПФ-2 подано на рис. 3.9. Для плити ПФ-1 вона була аналогічною.

а



б

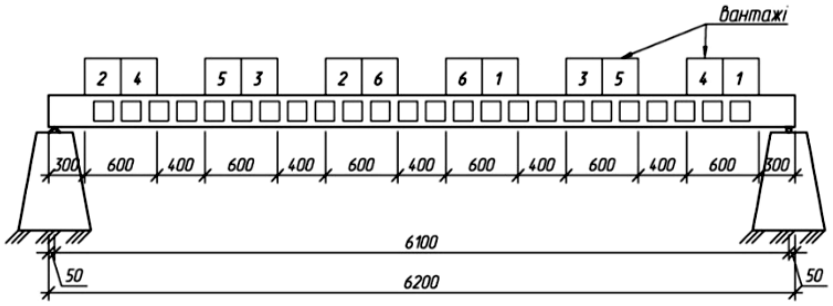


Рис. 3.8. Схема завантаження експериментальних зразків: а – ПФ-1; б – ПФ-2 (номерами вказано етапи завантаження)

а

б

в

г

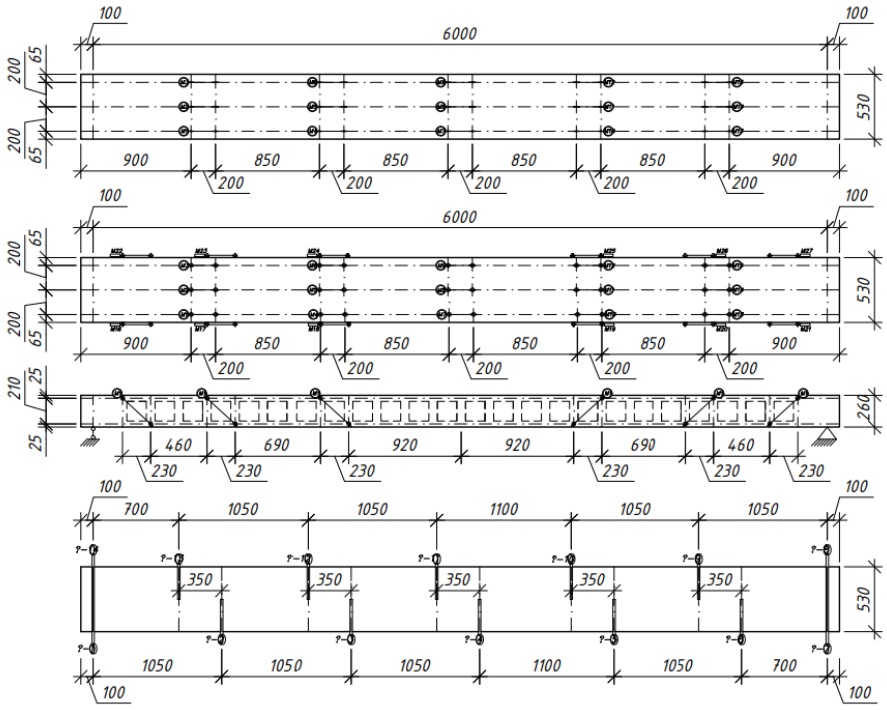


Рис. 3.9. Схема розташування приладів: а – на нижній грані для заміру деформацій арматури; б – на верхній грані бетону; в – на бічних гранях бетону; г – для заміру прогинів

Результати досліджень. *Несуча здатність*. У зразку ПФ-1 з поздовжнім розташуванням вставок після досягнення в розтягнутій арматурі межі текучості подальше завантаження зразка супроводжувалося значним приростом деформацій арматури та бетону, прогинів і розкриттям тріщин. Внаслідок цього відбувалося зменшення висоти стиснутої зони з подальшим дробленням бетону стиснутої зони (рис. 3.10, б). Таке руйнування є характерним для нормальних перерізів конструктивних елементів балкового типу.

а б

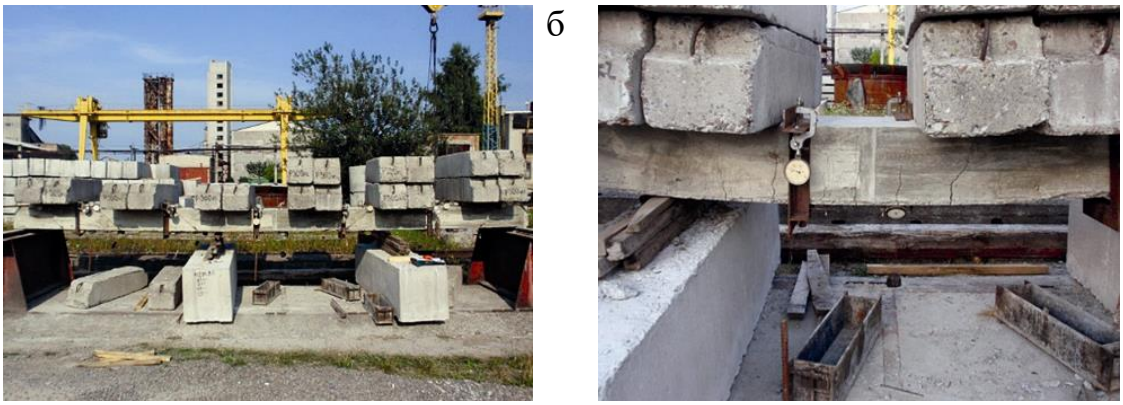


Рис. 3.10. Загальний вигляд випробувань (а) і особливості руйнування плити (б) ПФ-1

Експериментальні величини згинальних моментів під час руйнування зразка ПФ-1 становили 60,9 кН/м, що відповідало еквівалентному рівномірно розподіленому навантаженню 24,7 кН/м^2.

Іншим був характер руйнування фрагмента плити ПФ-2, який зруйнувався внаслідок відшарування нижньої полиці від ребер на приопорній зоні (рис. 3.11, б). Величина руйнівного навантаження при цьому становила 9,11кН/м^2 (Mu = 19,4 кНм).

а б

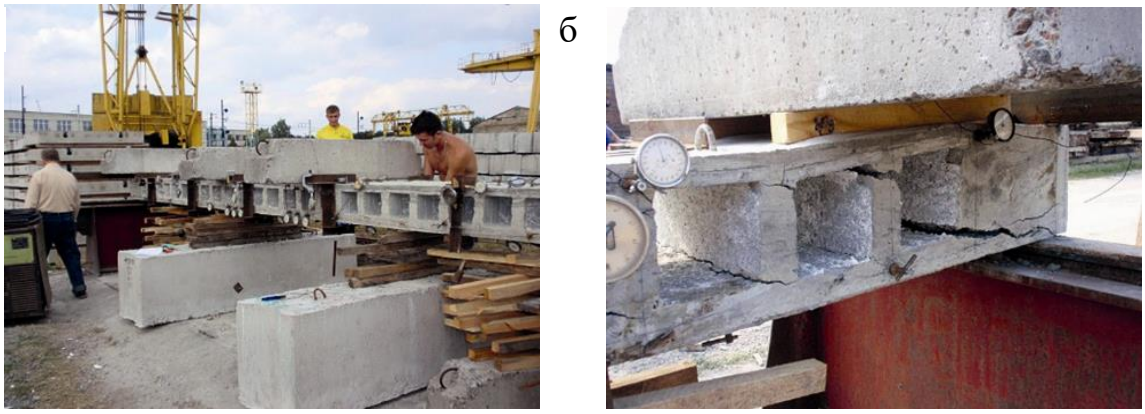


Рис. 3.11. Загальний вигляд випробувань (а) і особливості руйнування (б) плити ПФ-2

Деформативність. Плита ПФ-1 зруйнувалася за значно більшого навантаження, ніж плита ПФ-2. Тому деформації плити ПФ-1 були заміряні за вищих, порівняно з плитою ПФ-2, рівнів завантаження.

Порівняльні графіки деформацій дослідних зразків фрагментів плит подані на нижче наведених рисунках. Як видно із отриманих результатів, деформації нижньої робочої арматури і верхньої грані бетону в перерізах 2-2, 3-3, 4-4 в плиті ПФ-1 є суттєво меншими, ніж в плиті ПФ-2 (рис. 3.12, 3.13, 3.14).

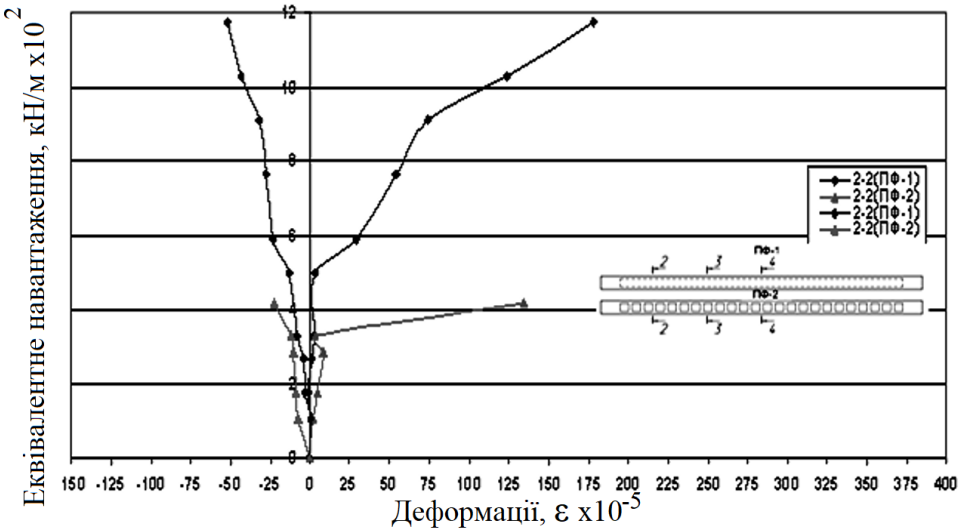


Рис. 3.12. Графіки деформацій бетону і арматури в нормальних перерізах 2-2

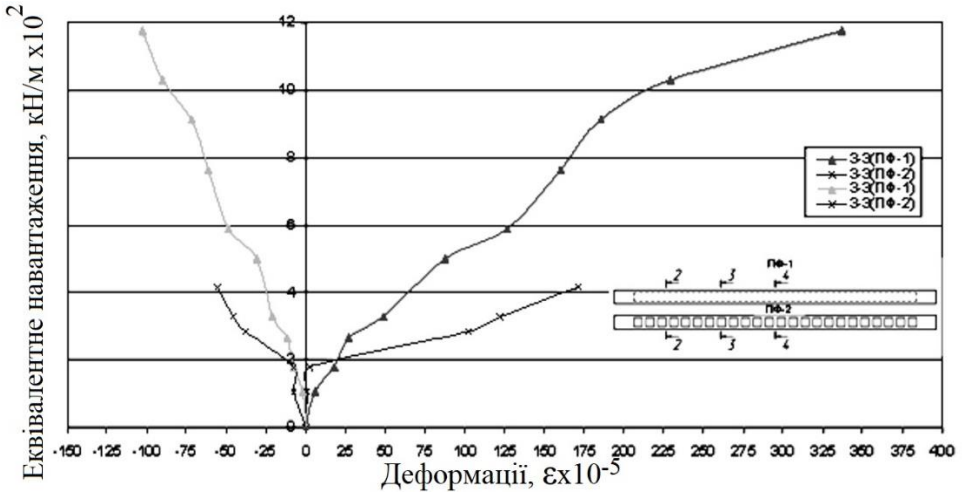


Рис. 3.13. Графіки деформацій бетону і арматури в нормальних перерізах 3-3

Іншим є характер зміни деформацій похилих перерізів, заміряних на бокових гранях дослідних зразків. Прилади заміряли деформації між точками, що розташовані на перетині середини товщини верхньої і нижньої полиць, та середини

ребер із зміщенням на одне ребро. Графіки середніх значень деформацій (за двома замірами по кожній з бокових граней) подані на рис. 3.15 і рис. 3.16.

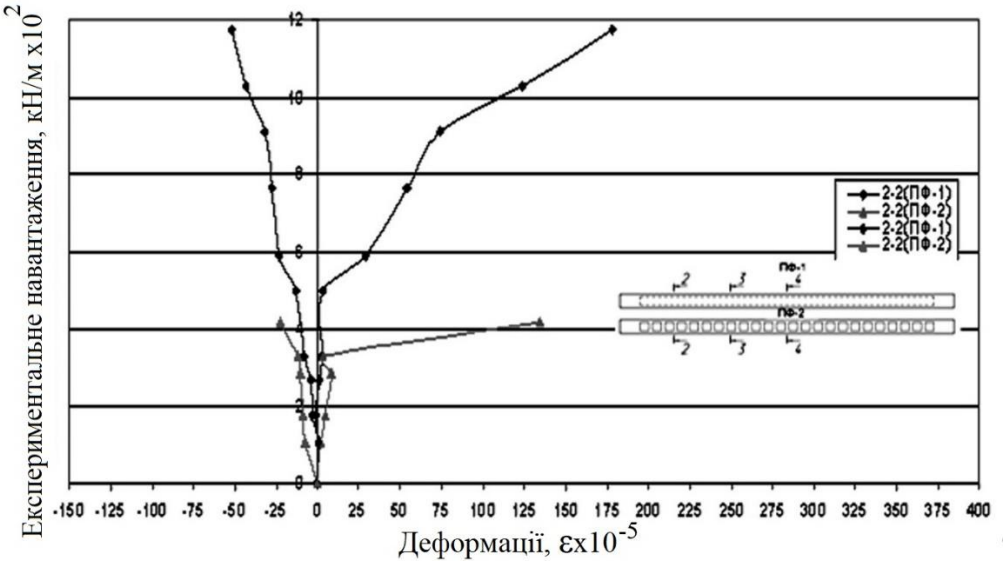


Рис. 3.14. Графіки деформацій бетону і арматури в перерізах 4-4

У найбільш приопорному перерізі 8-8 на початкових етапах навантаження наростання деформацій в обидвох плитах були незначним. Для плити ПФ-2 за подальшого завантаження деформації почали стрімко наростати. Аналогічними були зміни деформацій у перерізі 9-9, проте деформації наростали інтенсивніше. У перерізі 10-10 деформації обидвох плит були майже однаковими (рис. 3.15). Особливості зміни деформації в перерізах 11-11, 12-12, 13-13 є аналогічними до деформацій у перерізах 8-8, 9-9, 10-10.

9-9 10-10

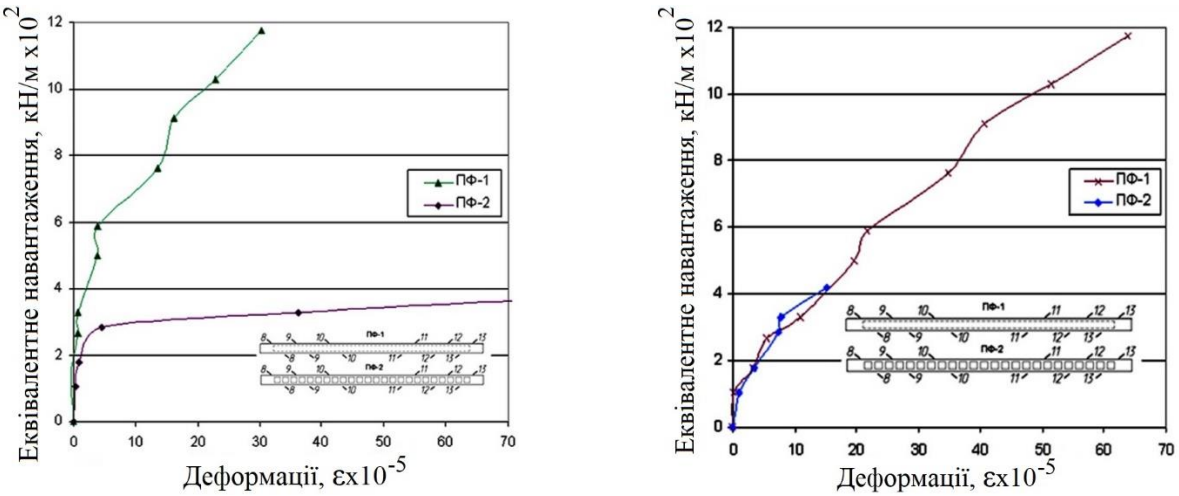
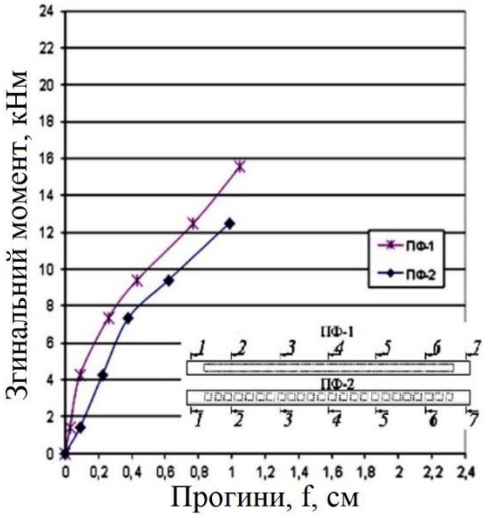


Рис. 3.15. Графіки деформацій у перерізах 9-9, 10-10

Характер зміни деформацій в окремих перерізах по довжині плит відобразився на прогинах як інтегральній величині деформативності згинаних елементів (рис. 3.17).

Із зіставлення видно, що прогини плити ПФ-2 з поперечним розташуванням порожнин є значно більшими порівняно з прогинами плити ПФ-1, яка має поздовжнє розташування порожниноутворювальних вставок. Цю різницю спостерігають уже з початкових етапів завантаження і є більшою в середній частині прольоту плит (перерізи 3-3, 4-4, 5-5) і меншою на приопорних ділянках (перерізи 2-2, 6-6).

2-2



3-3

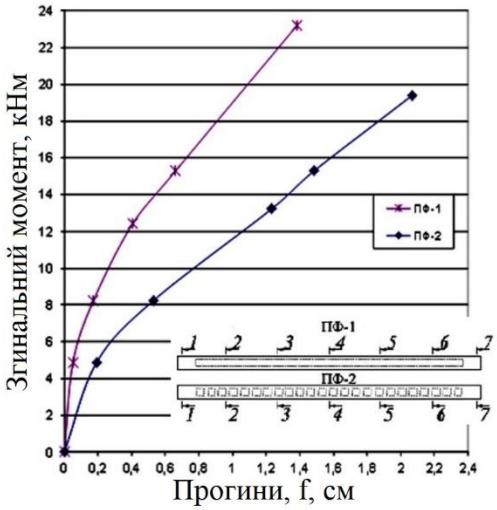
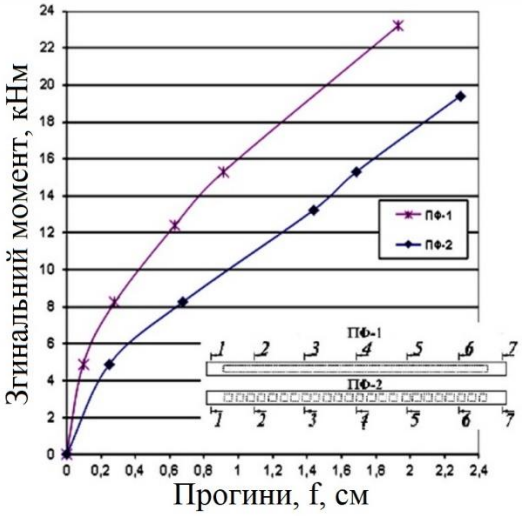


Рис. 3.16. Графіки прогинів плит по довжині ПФ-1, ПФ-2 в перерізах 2-2, 3-3

4-4



5-5

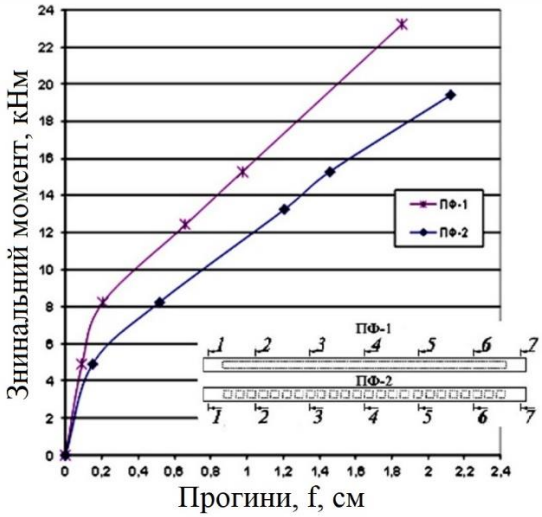


Рис. 3.17. Графіки прогинів плит ПФ-1 і ПФ-2 у перерізах 4-4, 5-5

Порівняння прогинів плит ПФ-1 і ПФ-2 на окремих етапах завантаження подано також у табл. 3.2.

Таблиця 3.2

Порівняння прогинів плит ПФ-1 і ПФ-2

Навантаження $q_{екв.}$ кН/м^2	Прогини (мм) у перерізах														
	2-2			3-3			4-4			5-5			6-6		
	ПФ-1	ПФ-2	Розбіжність, %	ПФ-1	ПФ-2	Розбіжність, %	ПФ-1	ПФ-2	Розбіжність, %	ПФ-1	ПФ-2	Розбіжність, %	ПФ-1	ПФ-2	Розбіжність, %
107	0,30	0,90	300	0,51	1,92	276	0,96	2,48	158	0,89	1,47	65	0,50	1,15	130
180	0,90	2,25	150	1,73	5,29	206	2,80	6,74	141	2,06	5,17	151	1,05	3,00	186
335	4,31	6,20	44	6,61	14,35	117	10,5	16,85	60	9,76	14,59	50	5,20	7,30	40

Тріщиностійкість. Тріщиностійкість експериментальних зразків фрагментів плит оцінювали за моментом утворення тріщин і за величиною їх розкриття в процесі подальшого завантаження. Перші видимі нормальні тріщини виникли в середній частині прольоту за навантаження 5,1 кН/м^2 у плиті ПФ-1 і 2,02 кН/м^2 у плиті ПФ-2.Ширина розкриття тріщин за навантаження 5,1 кН/м^2 (М = 11,75 кНм) у плиті ПФ-1 становила 0,05 мм, у плиті ПФ-2 – 0,25 мм; за навантаження 9,6 кН/м^2 (М = 23,2 кНм) відповідно 0,2 мм і 0,35 мм.

3.3. ПОРІВНЯЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ФРАГМЕНТІВ МОНОЛІТНОГО ЗАЛІЗОБЕТОННОГО ПЕРЕКРИТТЯ З ПІНОПОЛІСТИРОЛЬНИМИ ВСТАВКАМИ І ФРАГМЕНТІВ СУЦІЛЬНОГО ПЕРЕКРИТТЯ

Мета, завдання і методика досліджень. Порівняно з попередніми експериментами (п. 3.1, п. 3.2) було поставлене завдання дослідити роботу фрагментів монолітного перекриття під час дії нерівномірно розподіленого, а зосередженого навантаження, зокрема порівняно зі суцільним залізобетонним зразком.

Для проведення випробувань були виготовленні дослідні зразки, які представляють собою фрагменти монолітного залізобетонного перекриття з

односпрямованим розташуванням прямокутних пінополістирольних вставок (рис. 3.18). Таке односпрямоване розташування вставок доцільним при співвідношенні сторін перекриття $L_1/L_2>1,5$.

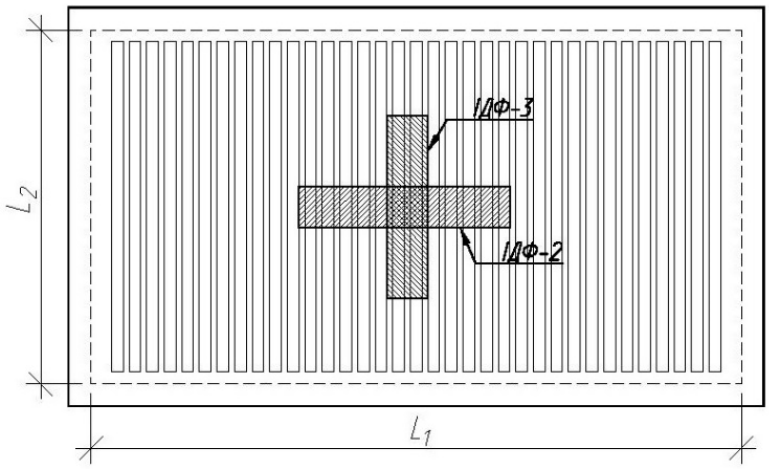


Рис. 3.18. Схема розташування в плані дослідних зразків ІДФ-2, (ІІДФ-2), ІДФ-3 (ІІДФ-3) у перекритті з односпрямованим розташуванням пінополістирольних вставок

Загальною програмою досліджень передбачено випробування дослідних зразків зосередженим навантаженням за двома серіми: у серії І відстань між зосередженими силами прийнято рівною 725 мм, у серії ІІ – 1015 мм. Відповідно дослідні зразки серії І позначені індексом І: ІДФ-1, ІДФ-2, ІДФ-3; серії ІІ: ІІДФ-1, ІІДФ-2, ІІДФ-3.

Дослідні зразки марки ДФ-2 і ДФ-3 виготовлялися з поперечним і поздовжнім розташуванням вставок (рис. 3.19, *б*, 3.19, *в*). Крім цього, для зіставлення виготовлено дослідні зразки суцільного перерізу марки ДФ-1 (рис. 3.19, *а*). Габаритні розміри всіх дослідних зразків серії І і серії ІІ однакові: довжина 2 050 мм, ширина 355 мм, висота 180 мм (рис. 3.19).

Армування нижньої частини всіх дослідних зразків було однаковим: поздовжня робоча арматура з трьох стрижнів Ø12 А500С, поперечна (конструктивна) діаметром 8 мм класу А 500С з кроком 500 мм. На приопорних ділянках фрагмент ІДФ-2 був додатково армований вертикальними каркасами з арматури класу А500С, Ø12 мм.

Фактичні фізико-механічні характеристики робочої арматури: межа текучості 539 МПа, межа міцності 624 МПа, відносне видовження 11 %.

Дослідні зразки виготовляли в заводських умовах з ущільненням бетону на вібростолі і подальшою тепловою обробкою в пропарювальній камері.

Фактична міцність бетону перед завантаженням дослідних зразків за результатами випробувань стандартних кубів – 27-31 МПа.

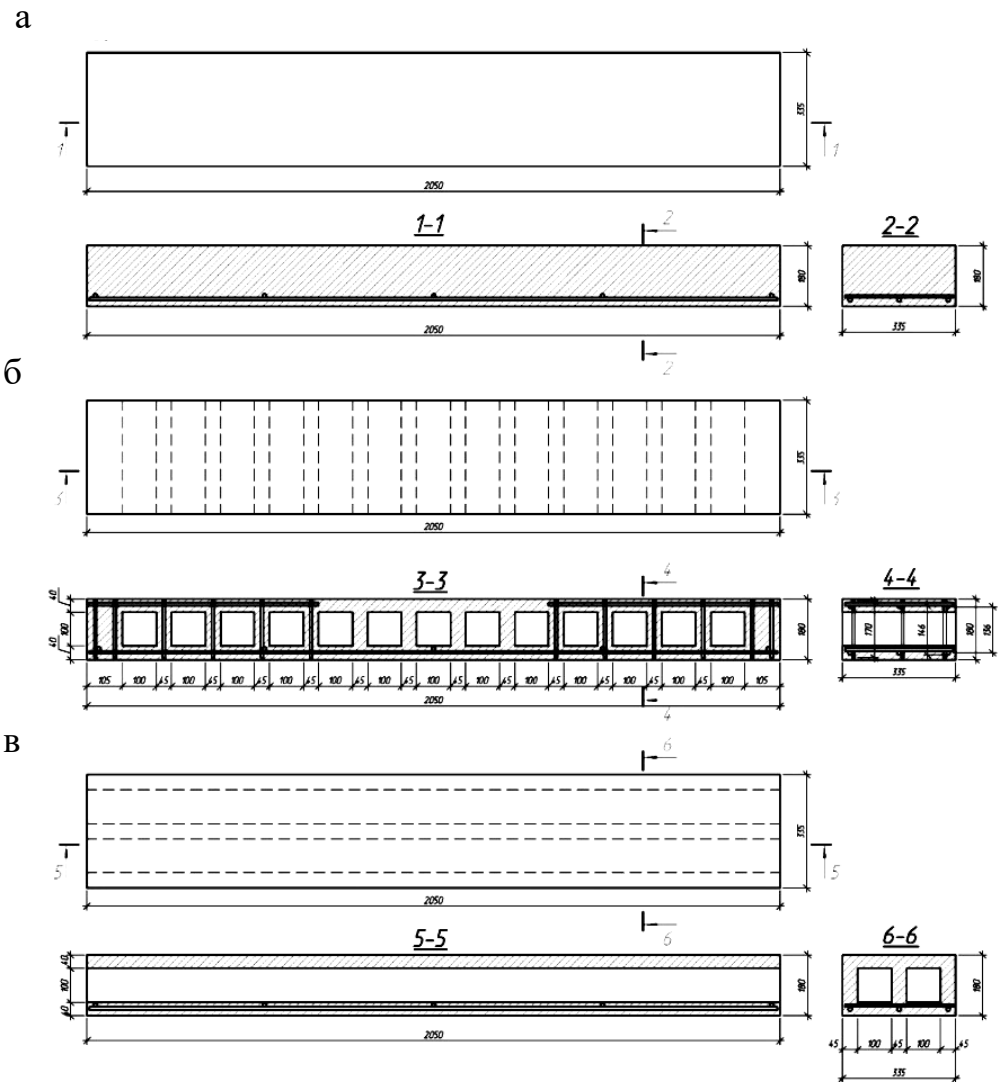


Рис. 3.19. Конструкція дослідних зразків: а – суцільного, марки ДФ-1; б – з поперечним розташуванням вставок, марки ДФ-2; в – з поздовжнім розташуванням вставок, марки ДФ-3

Загальні статичні схеми випробувань для дослідних зразків кожної серії були однаковими (рис. 3.20) і відрізнялися лише відстаню між силами в зоні чистого згину. Відстань між зосередженими силами F була такою, щоб для дослідного зразка марки ДФ-2 сили F були прикладені над вертикальними ребрами.

Навантаження створювали гідравлічним домкратом і контролювали попередньо протарованим циліндричним динамометром.

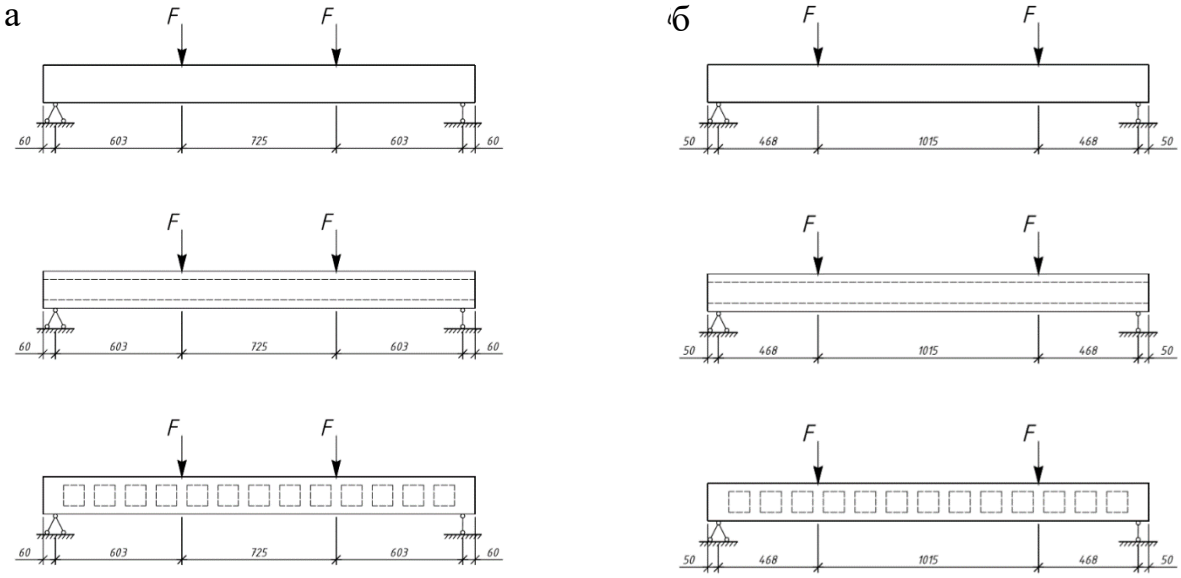


Рис. 3.20. Схеми випробувань дослідних зразків: а – серії І, б – серії ІІ

Для вимірювання деформацій використовували індикатори годинникового типу з ціною поділки 0,001 мм; схема їх розташування подана на рис. 3.21. Прогиноміри з ціною поділки 0,01 мм монтували на металевій рамі, яку в площині опорних перетинів кріпили до бічних граней дослідних зразків.

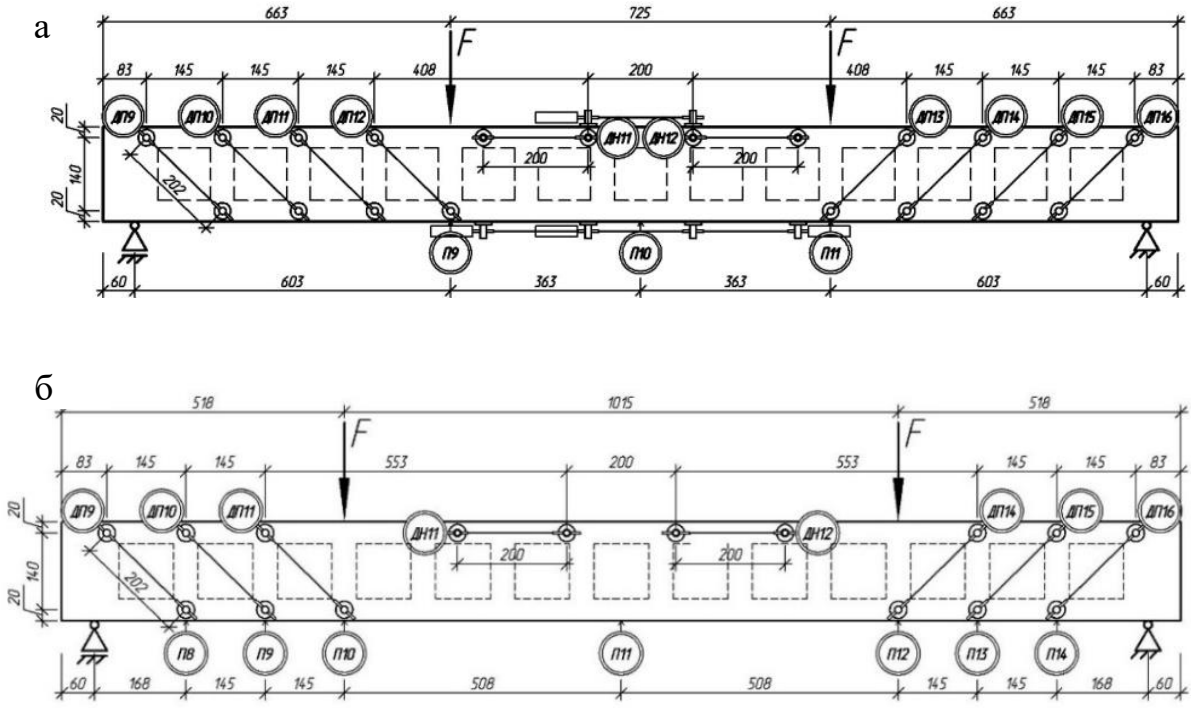
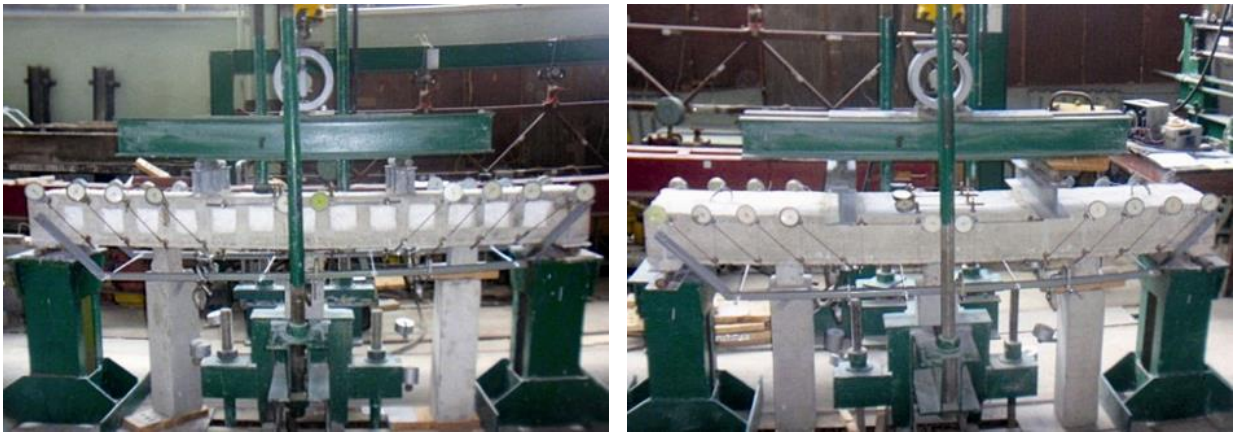


Рис. 3.21. Схема розташування приладів при випробуванні дослідних зразків: а – серії І, б – серії ІІ

Загальний вигляд випробувань зразків ДФ-1, ДФ-2 наведено на рис. 3.21

а



б

Рис. 3.22. Загальний вигляд випробувань дослідних зразків: а – серії І, б – серії ІІ

Для зразка марки ДФ-3 схема розташування приладів була аналогічною.

Результати випробувань дослідних зразків серії І

Несуча здатність. Характер руйнувань дослідних фрагментів був наступним.

Суцільний залізобетонний зразок зруйнувався внаслідок дрібнення бетону в зоні чистого згину з подальшим значним видовженням і розриванням стержнів поздовжньої робочої арматури (рис. 3.23, *б*). Повне вичерпання несучої здатності зразка ІДФ-1 сталося за навантаження F = 55 кН.

а

б

Рис. 3.23. Характер руйнування дослідних зразків: а – ІДФ-1; б – ІДФ-2

Іншим був характер руйнувань дослідного зразка ІДФ-2 з поперечним розташуванням вставок, який зруйнувався за навантаження F = 35 кН. Остаточному вичерпанню несучої здатності передувало тріщиноутворення внаслідок значних деформацій, особливо у вертикальних ребрах і верхній полиці приопорних ділянок (рис. 3.23, *в*).

Фрагмент ІДФ-3 з поздовжнім розташуванням вставок зруйнувався в нормальному перерізі. Особливості його руйнування були аналогічними до особливостей руйнування цільного зразка. Остаточне руйнування дослідного фрагмента ІДФ-3 відбулося за навантаження F = 45кН.

Деформативність дослідних зразків подана у вигляді графіків деформацій нормальних і похилих перерізів, а також прогинів, поданих нижче.

Зображені на графіках значення деформацій стиснутого бетону визначали як середні значення показів трьох приладів, розташованих на верхній грані зразків; значення деформацій арматури – за показами п'ятьох приладів, розташованих знизу на всіх трьох стрижнях поздовжньої робочої арматури.

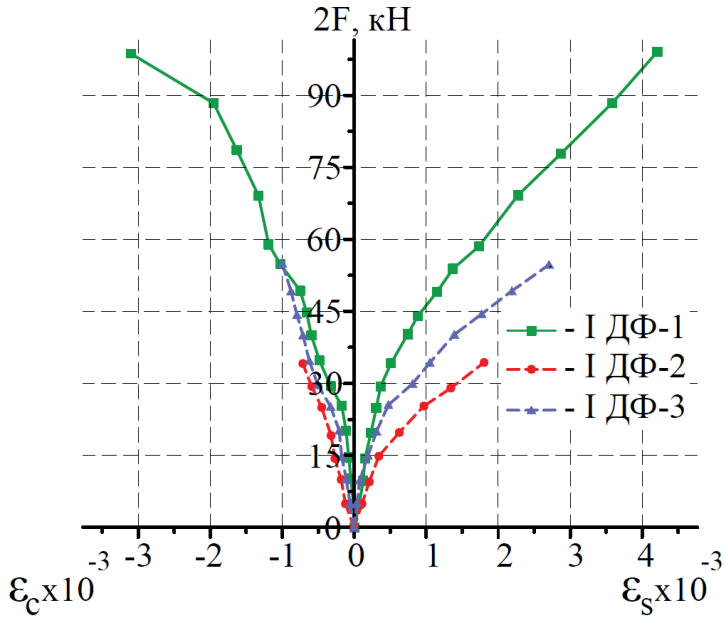


Рис. 3.24. Графіки впливу навантаження на деформацій бетону та арматури нормальних перерізів дослідних зразків серії I

Як видно з порівняльних графіків, у нормальних перерізах деформації стиснутого бетону відрізняються незначно. Однак у деформаціях арматури є істотніша відмінність: вони найменші для зразка ІДФ-1 і найбільші для зразка ІДФ-2 (рис. 3.24).

Деформації похилих перерізів заміряли по двох бічних гранях дослідних зразків у чотирьох перерізах, розташованих під кутом 45°, які були прив'язані

до кутів розташування поперечних вставок.

Подані на графіках значення деформацій похилих перерізів обчисле-ні як середні значення показів чотирьох приладів у кожному з похилих перерізів II, II-II, III-III, IV-IV. На відміну від нормальних перерізів, деформації похилих перері-зів дослідних зразків істотніше відрізняються (рис. 3.25, 3.26). Найменші деформації зафіксовані в цілісному зразку, порівняно великі – у зразку з поздовжнім розташуванням вставок. Однак найінтен-сивніше наростали дефор-мації в похилих перерізах зразка ІДФ-2 з поперечним розташуванням вставок. Така тенденція спостеріга-лася у всіх чотирьох похилих перерізах: I-I біля опор, близько зосередже-них сил F в перерізах IV-IV і в проміжних похилих перерізах II-II, III-III (див. рис. 3.25, 3.26).

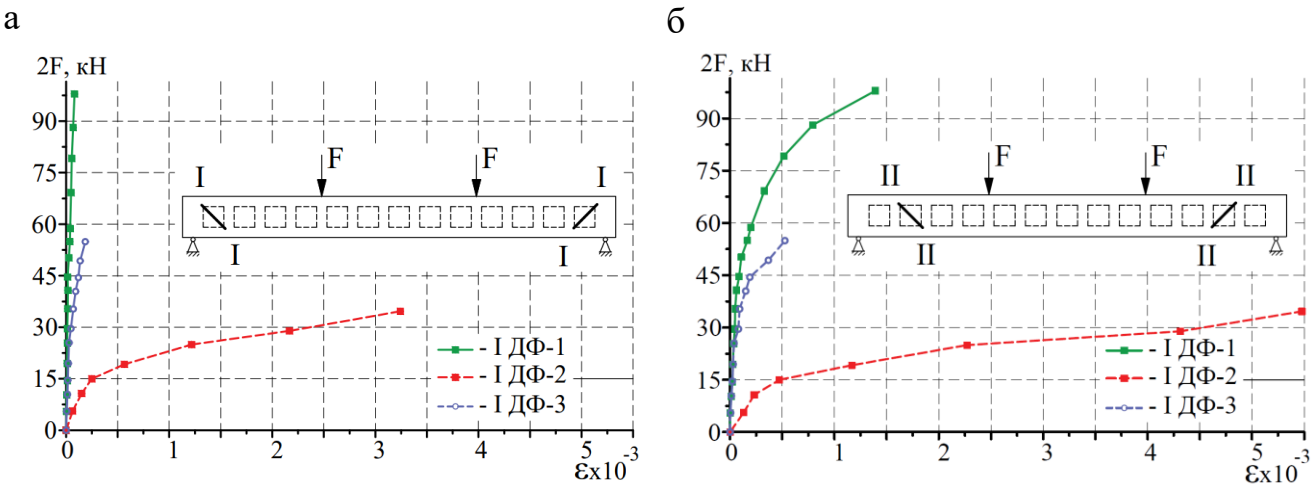


Рис. 3.25. Графіки впливу навантаження на деформації в похилих перерізах дослідних зразків серії I: а – у перерізах I-I; б – у перерізах II-II

Рис. 3.26. Графіки впливу навантаження на деформації в похилих перерізах дослідних зразків серії I: а – у перерізах III-III; б – у перерізах IV-IV

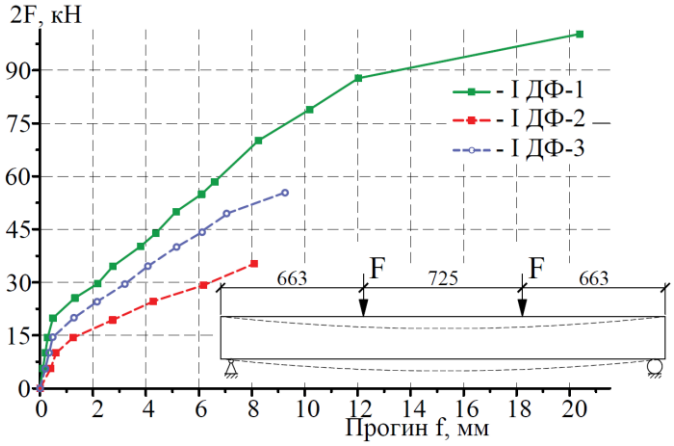


Рис. 3.27. Графіки впливу навантаження на прогинів дослідних зразків серії I посередині прольоту

Деформації нормальних і похилих перерізів дослідних зразків відо-бразилися на їхніх прогинах як інтегральній величині деформацій. Результати замірів подані у вигляді графіків прогинів посередині про-льоту залежно від величини нава-нтаження (рис. 3.27). Як бачимо, найбільшу жорсткість має цілісний фрагмент, дещо меншу – фрагмент з поздовжнім розташуванням вставок.

Жорсткість фрагмента з попе-речним розташуванням вставок значно менша. Очевидно, що така істотна різниця прогинів спричи-нена в основному деформаціями похилих перерізів дослідних зразків.

Результати випробувань дослідних зразків серії II

Несуча здатність. Характер руйнувань дослідних зразків був різним.

Цільний залізобетонний елемент зруйнувався внаслідок дрібнення бетону в зоні чистого згину з подальшим значним видовженням стержнів поздовжньої робочої арматури (рис. 3.28). Повне вичерпання несучої здатності зразка IIДФ-1 сталося за навантаження F=71,1 кН.

Дослідні зразки IIДФ-2, IIДФ-3 зруйнувалися в похилих перерізах.

Дослідний зразок IIДФ-2 з поперечним розташуванням вставок зруйнувався за навантаження F=31,9 кН. Остаточному вичерпанню несучої здатності передувало тріщиноутворення внаслідок значних деформацій особливо у вертикальних ребрах і верхній полиці приопорних ділянок (рис. 3.29).

Зразок IIДФ-3 з поздовжнім розташуванням вставок також зруйнувався в похилому перерізі, проте вид руйнування відрізнявся від руйнування зразка IIДФ-2 і більше відповідав класичній схемі руйнування залізобетонних згинаних елементів. Похила тріщина розповсюджувалася від зосередженої сили F навантаження до опори (рис. 3.30). Остаточне руйнування дослідного зразка IIДФ-3 сталося за навантаження F=49,05 кН.

Рис. 3.28. Характер руйнування зразка ІІДФ-1

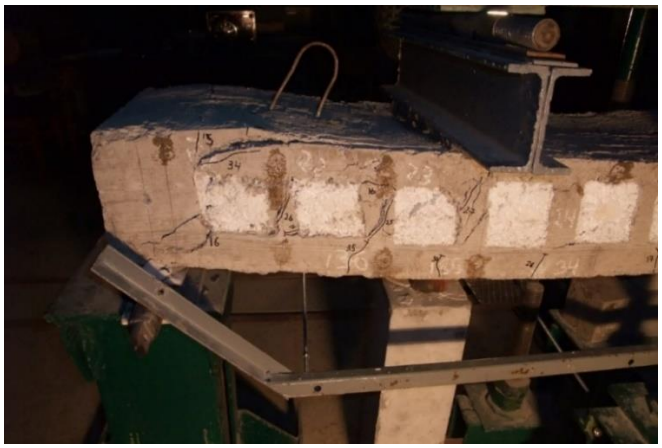


Рис. 3.29. Характер руйнування зразка ІІДФ-2

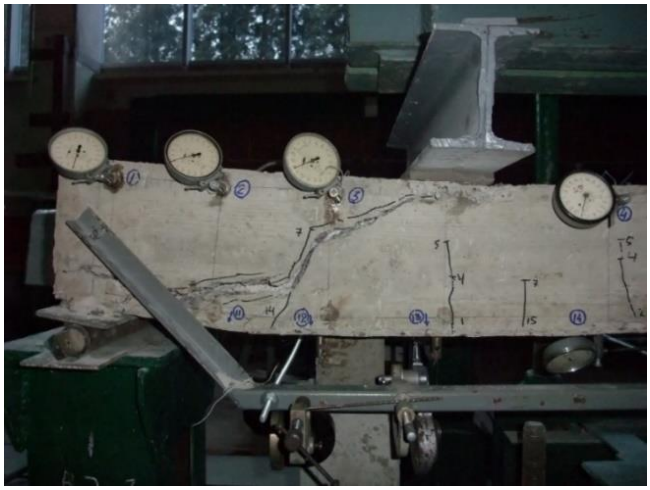


Рис. 3.30. Характер руйнування зразка ІІДФ-3

Жорсткість. На (рис. 3.31, 3.32, 3.33) подані графіки деформацій нормальних перерізів дослідних зразків: поздовжньої робочої арматури у нижній частині перерізу і верхньої грані стиснутого бетону. Як бачимо, загальний характер деформацій нормальних перерізів дослідних зразків з порожнинами є аналогічним до характеру деформацій цільного зразка.

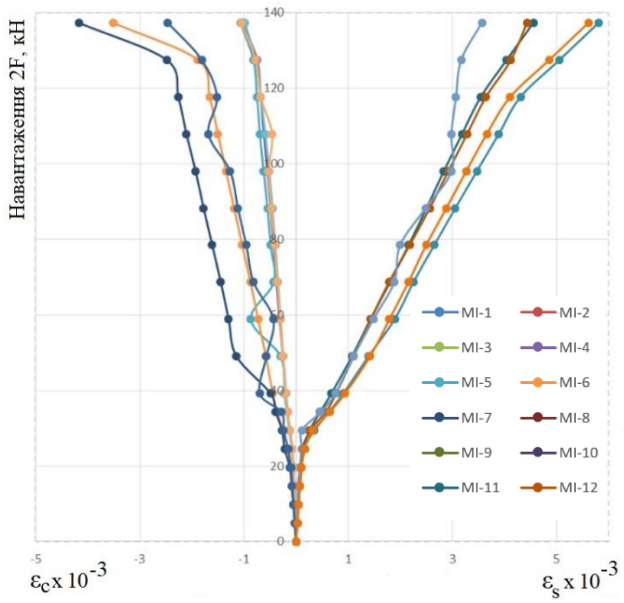


Рис. 3.31. Графіки впливу навантаження на деформації нормальних перерізів дослідного зразка ІІДФ-1

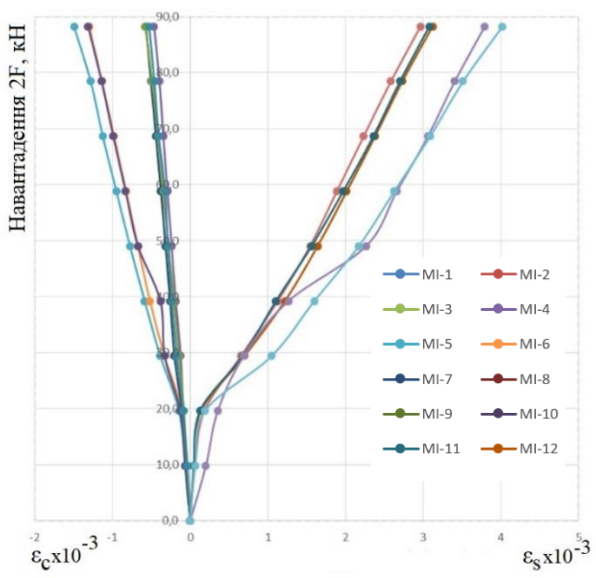


Рис. 3.32. Графіки впливу навантаження на деформації нормальних перерізів дослідного зразка ІІДФ-3

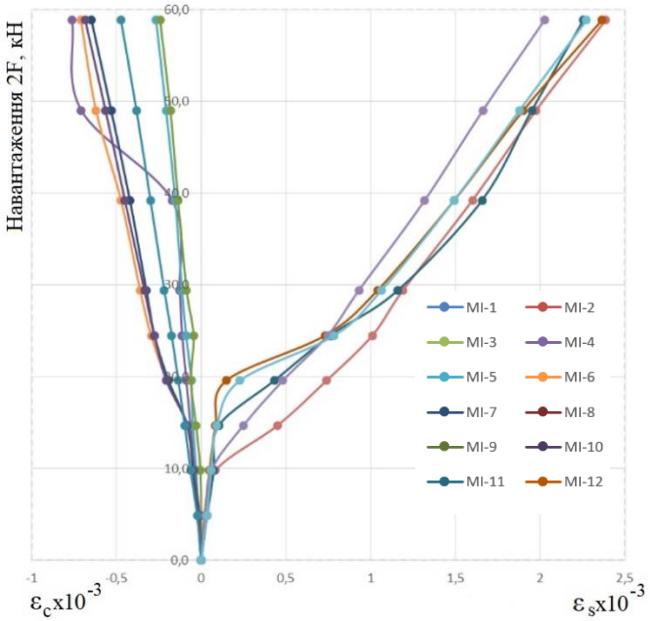


Рис. 3.33. Графіки впливу навантаження на деформації нормальних перерізів дослідного зразка ІІДФ-2

На рис. 3.34-3.35 подані графіки деформацій похилих перерізів дослідних зразків. Найменшими вони є в цільному зразку ІІДФ-1, дещо більшими в дослідному зразку ІІДФ-2 з поздовжнім розташуванням вставок і суттєво більшими в дослідносму зразку ІІДФ-3 з поперечним розташуванням вставок. Причому ця закономірність спостерігається для всіх 3-х похилих перерізів, в яких заміряли деформації (див. рис. 3.34, 3.35, 3.36) в перерізах 1, 2, 3.

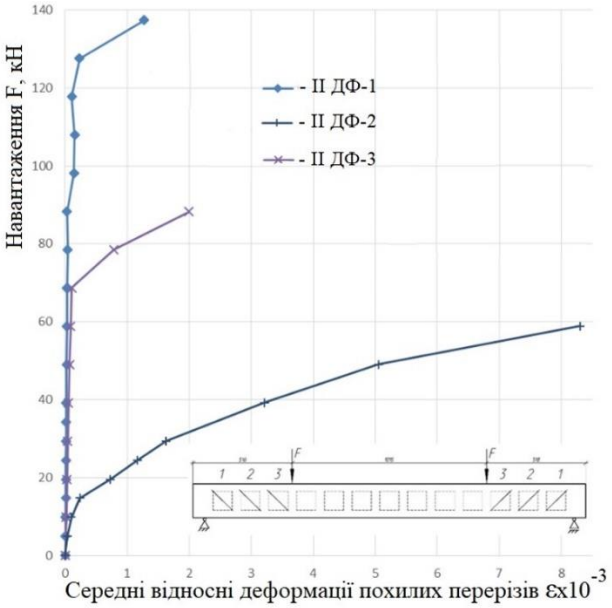


Рис. 3.34. Графіки середніх відносних деформацій похилих перерізів дослідних зразків ІІДФ-1, ІІДФ-2, ІІДФ-3 в перерізі 1

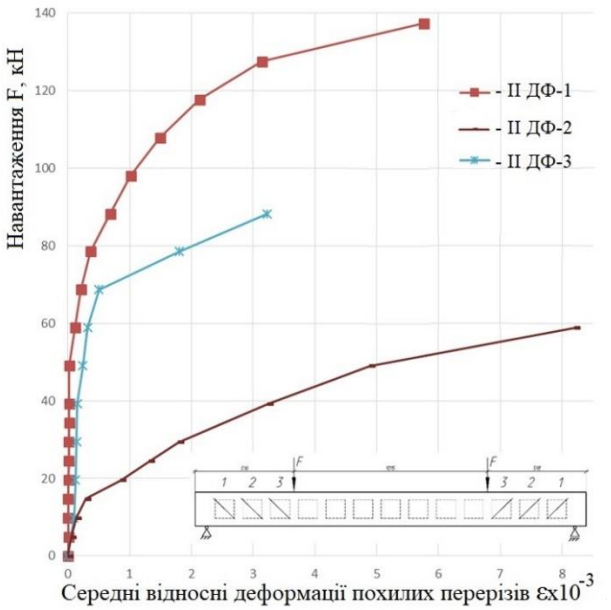


Рис. 3.35. Графіки середніх відносних деформацій похилих перерізів дослідних зразків ІІДФ-1, ІІДФ-2, ІІДФ-3 в перерізі 2

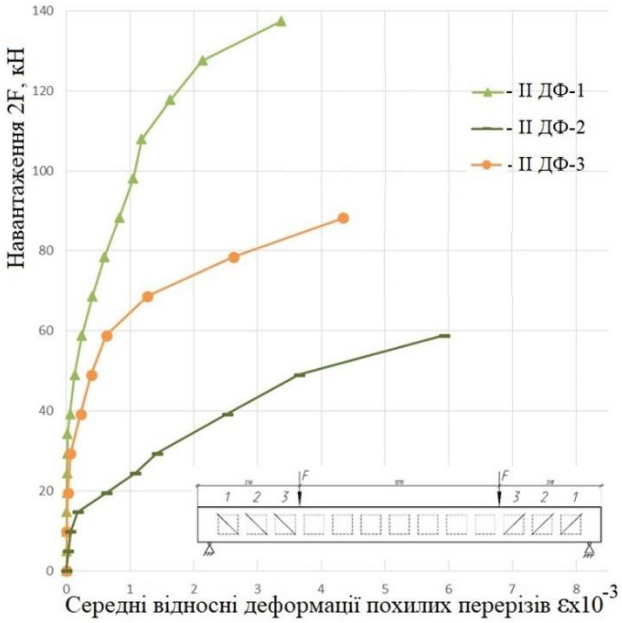


Рис. 3.36. Графіки середніх відносних деформацій похилих перерізів дослідних зразків ІІДФ-1, ІІДФ-2, ІІДФ-3 в перерізі 3

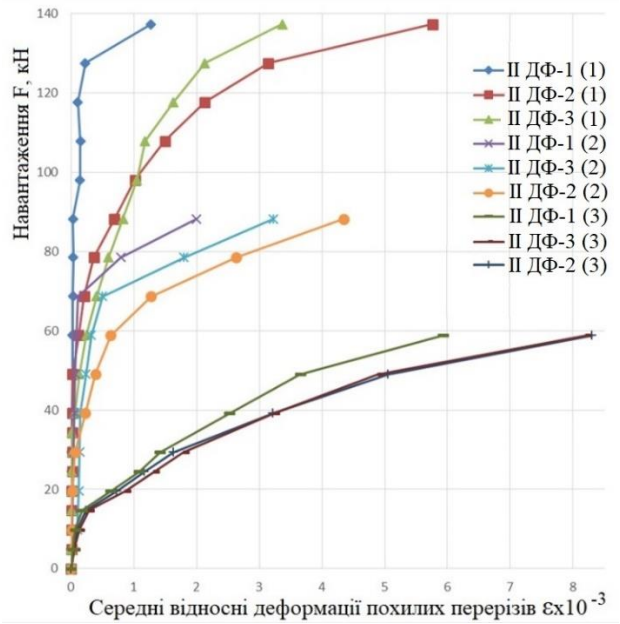


Рис. 3.37. Загальні графіки відносних деформацій похилих перерізів дослідних зразків ІІДФ-1, ІІДФ-2, ІІДФ-3

Загальну жорсткість дослідних зразків оцінювали за величиною вертикальних переміщень (прогинів) як інтегруючої величини деформацій нормальних і похилих перерізів вздовж прольоту.

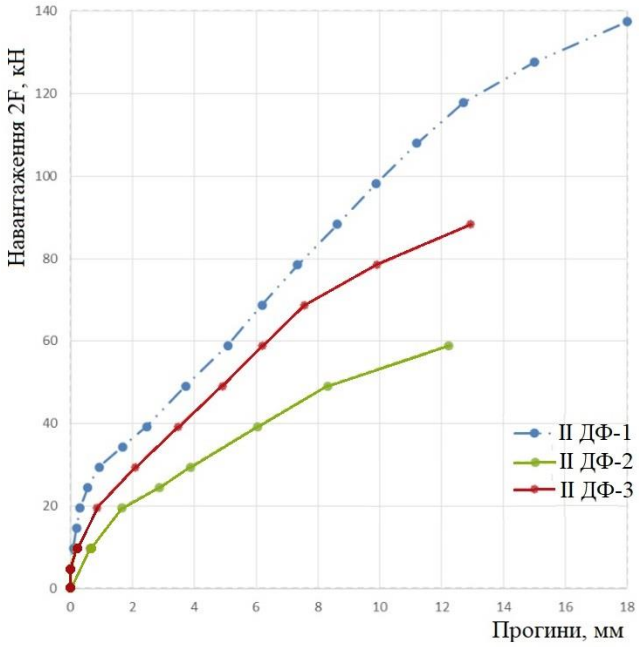


Рис. 3.38. Графіки впливу навантаження на прогини дослідних зразків посередині прольоту

Графіки прогинів дослідних зразків посередині їх прольоту подані на рис. 3.38. Згідно з отриманими результатами найменшу деформа-тивність мав цільний зразок, дещо більшу зразок з поздовжнім розташуванням вставок. Жорсткість зразка з поперечним розташуванням вставок є в декілька разів меншою від попередніх двох зразків і мав тенденцію до зменшення, особливо після утворення тріщин.

Тріщиностійкість. Перші тріщини в дослідному зразку IIДФ-1 виникли в нормальних перерізах за навантаження 20кН. При подальшому завантаженні виникали нові нормальні тріщини і розвивалися існуючі. За навантаження F=30 кН виникли перші похилі тріщини. Подальше збільшення навантаження призвело до утворення нових похилих тріщин. Найбільше розкриття перед початком руйнування мали нормальні тріщини (до 0,5...0,6 мм).

Перші нормальні тріщини у зразку IIДФ-2 зафіксовані за навантаженні F=20кН, похилі – за навантаження F=17кН. Одна з похилих тріщин при подальшому завантаженні розвивалася найбільш інтенсивно. По перерізу з цією тріщиною, яка проходила від опори до зосередженої сили F, зруйнувався дослідний зразок IIДФ-2.

У зразку IIДФ-3 перші тріщини в як в нормальних так і в похилих перерізах (в нижній частині перерізів) виникли за навантаження F=20кН. При подальшому завантаженні появилися тріщини в ребрах у верхній частині перерізу за зоною чистого згину. Перед руйнуванням похилі тріщини мали значне розкриття – до 3-5 мм.

3.4. ДОСЛІДЖЕННЯ ВЕРХНЬОЇ ПОЛИЦІ ФРАГМЕНТІВ МОНОЛІТНОГО ПОРОЖНИСТОГО ЗАЛІЗОБЕТОННОГО ПЕРЕКРИТТЯ НА ПРОДАВЛЮВАННЯ

Для експериментальних досліджень верхньої полиці на продавлювання виготовлено два дослідні зразки загальною довжиною 1,22 м, шириною 0,53 м, висотою перерізу 0,26 м.

Дослідні зразки були армовані сіткою у нижній полиці з поздовжньою робочою арматурою діаметром Ø 12 (крок стержнів 75 мм) та поперечною арматурою діаметром Ø 12 класу А500С з кроком 600 мм. З'єднання арматури між собою виконували контактним зварюванням. Верхню полицю дослідних зразків не армували.

Як порожниноутворювальні вставки використовували пінополістирол з розмірами поперечного перерізу 160×160 мм.

Для приготування бетону використовували портландцемент марки М400, пісок середньої крупності, щебеневий заповнювач фракції 5–20 мм. Бетонну суміш вкладали безпосередньо у форми. Ущільнення бетонної суміші проводили на вібростолі. Після теплового оброблення дослідних зразків у пропарювальних камерах пінополістирол був вибраний, утворивши порожнини. Фактична міцність бетону на час випробувань становила 19,1–20,9 МПа, модуль пружності $3{,}21 \cdot 10^3$ МПа. Верхню полицю над кожною порожниною розрізали в поперечному напрямку на 5 частин.

Випробування верхньої полиці плити дослідних зразків проводили в лабораторії ДП МОУ «Львівській завод збірних конструкцій» з використанням гідравлічного пресу марки П-125. Загальний вигляд і схему випробувань подано на рис. 3.39. На зразок виставляли металеві пластини на цементно-піщаному розчині марки М100 для вирівнювання контактних площин з полицею плити. На бокових гранях ребер плити були змонтовані швелери № 14 на цементно-піщаному розчині марки М100, які скріплювали між собою тяжами (рис. 3.39, *б*). Їх призначення полягало в сприйняті горизонтального розпору, який виникав від вертикального навантаження.

а

б

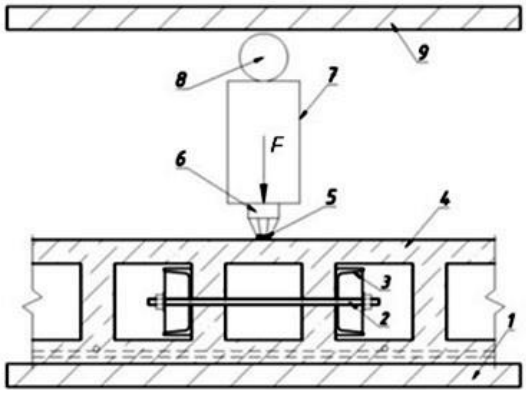
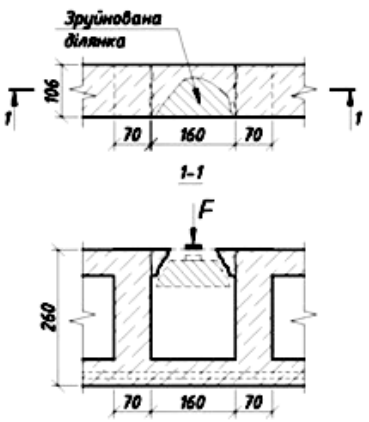


Рис. 3.39. Загальний вигляд (а) і схема випробування (б) дослідних зразків: 1 – нижня плита пресу; 2 – тяж; 3 – швелер № 14; 4 – дослідний зразок; 5 – пластина металева (штамп); 6 – передавальний конусний елемент; 7 – домкрат гідравлічний; 8 – динамометр; 9 – верхня плита пресу

Загалом випробувано 30 фрагментів верхньої бетонної полиці. Залежно від особливостей руйнування їх можна згрупувати в шість типів. Опис та ілюстрація типів наведені нижче.

Тип руйнування I: Руйнування площі полички становить >75 %, але не по всій ширині. Спостерігається утворення тріщини з двох сторін біля ребер плити (рис. 3.40*а*).

а



б

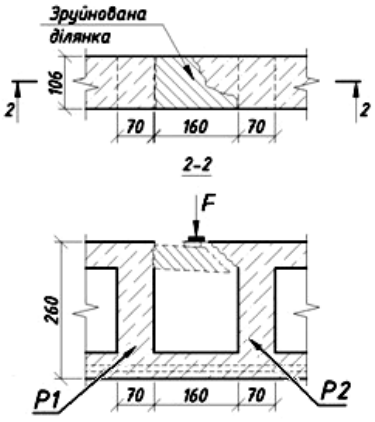


Рис. 3.40. Схеми руйнування за типом I (а) і за типом II (б)

Тип руйнування II: Руйнування площі полички становить >75 %.

Спостерігається утворення тріщини біля ребра Р1 та зріз з напрямком від прикладання сили до ребра Р2 (рис. 3.40, *б*).

Тип руйнування III: Руйнування площі полички становить 50–65 %. Спостерігається утворення тріщини біля ребра Р1 та зріз у напрямку від

прикладання сили до ребра Р2 (рис. 3.41, *а*).

Тип руйнування № IV: Руйнування площі полички становить 65–75 %. Спостерігається утворення тріщини біля двох ребер та зріз у напрямку від прикладання сили до ребра Р1 (рис. 3.41, *б*).

Тип руйнування V: Руйнування площі полиці становить 70–75 %. Спостерігається утворення тріщини біля двох ребер та поява тріщини в нижній зоні верхньої полиці в поперечному напрямку. Також характерним є зріз у напрямку від прикладання сили до ребра Р1 (рис. 3.42, *а*).

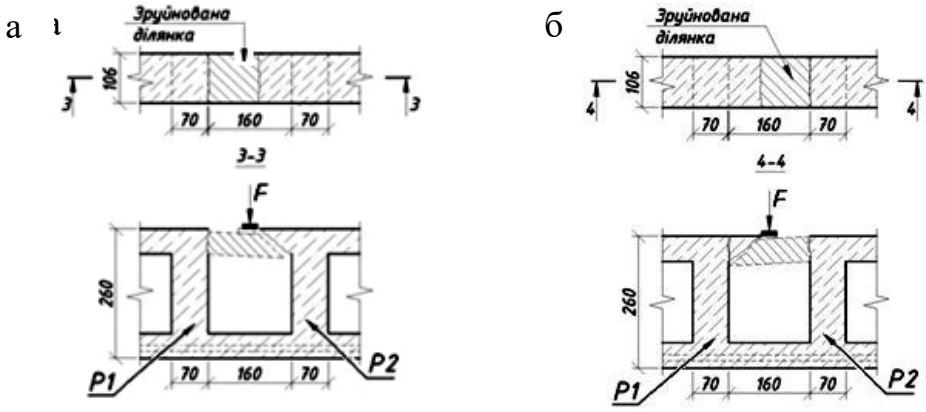


Рис. 3.41. Схеми руйнування за типом III (а) і за типом IV (б)

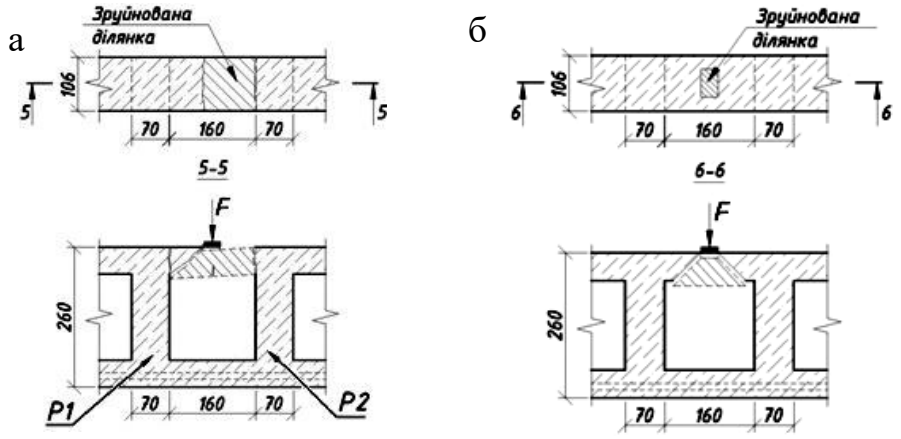


Рис. 3.42. Схеми руйнування за типом V (а) і за типом VI (б)

Тип руйнування VI: Руйнування відбувається у вигляді піраміди продавлювання, бічні грані якої нахилені під кутом приблизно 45° до її основи (рис. 3.42, *б*).

На рис. 3.43 показано загальний графік залежності руйнівного навантаження від товщини бетону верхньої полиці t, яке змінюється від 5 кН, якщо t = 20 мм до 31 кН, якщо t = 47–48 мм.

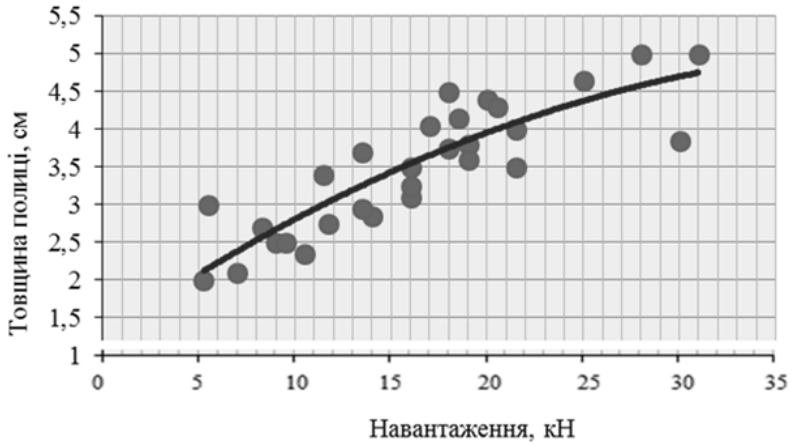


Рис. 3.43. Графік залежності навантаження продавлювання від товщини полиці

3.5. НАТУРНІ ВИПРОБУВАННЯ МОНОЛІТНОГО ПЛОСКОГО ПЕРЕКРИТТЯ РОЗМІРАМИ В ПЛАНІ 7,6×12,1 м З ПІНОПОЛІСТИРОЛЬНИМИ ВСТАВКАМИ

Конструкція перекриття

Під час реконструкції колишньої промислової будівлі під торгово-готельний комплекс в смт В. Любінь Львівської області виникла потреба в заміні старого дерев'яного перекриття горищного поверху з колонами в середній частині на більш капітальне без проміжних опор з надбудовою повноцінного поверху. Загальне конструктивне вирішення цього перекриття подано на рис. 3.44.

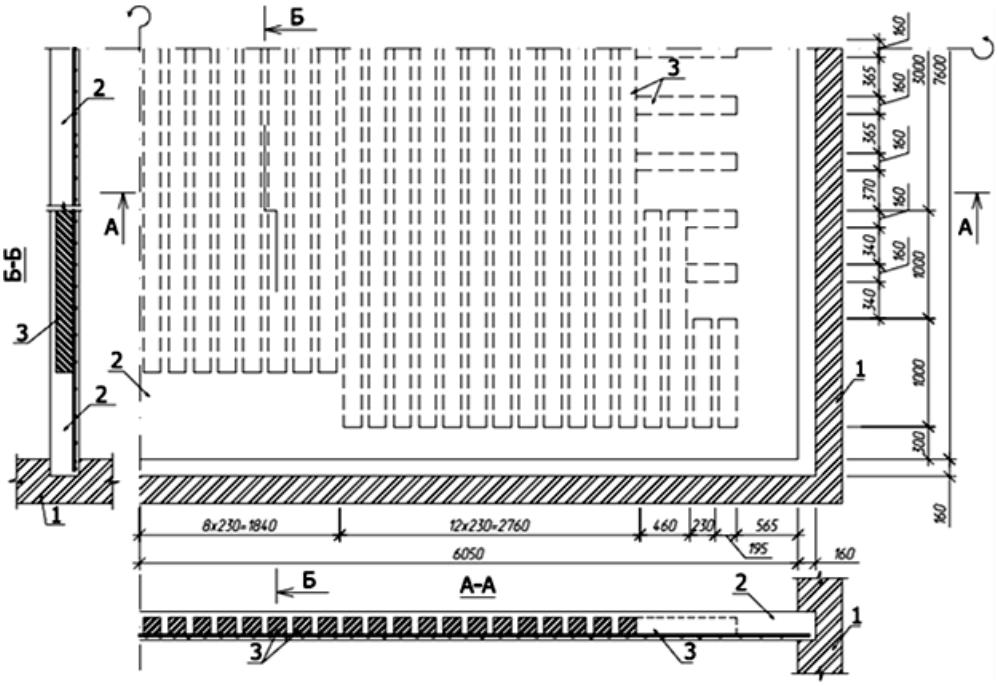


Рис. 3.44. Загальна конструкція плоского монолітного залізобетонного перекриття з вставками:1 – муровані стіни; 2 – монолітний залізобетон; 3 – вставки з пінополістиролу

Конструювання перекриття прийнято на підставі статичних розрахунків, попередньо виконаних на ЕОМ. Загальна висота перерізу h = 260 мм прийнята насамперед з умов жорсткості. У середній частині перекриття вставки з пінополістиролу розмірами перерізу 160×160 мм розташовані в поперечному напрямку з відстанню між ними в плані 70 мм. У результаті у цьому напрямку отримали часторебристу конструкцію, в якій почергово розташовані вертикальні ребра і вставки (рис. 3.44, переріз А-А).

Розташування вставок і армування прийняті з урахуванням статичного розрахунку перекриття. У поздовжньому напрямку конструкція перекриття, на відміну від поперечного, є неоднорідною: в межах ширини вставок отримали переріз з верхньою і нижньою полицями товщиною 50 мм, між вставками – суцільний залізобетонний переріз (рис. 3.44, переріз Б-Б).

Методика проведення випробувань.

Випробування проводили з використанням попередньо зважених цеглин і піску. Зважаючи на значні розміри перекриття та необхідність розкладання вантажів вручну, а також на необхідність монтажу та доступу до приладів для заміру деформацій, вантажі розкладали у кількох смугах, розташованих переважно у середній частині прольоту для створення більшого згинального моменту (рис. 3.45).

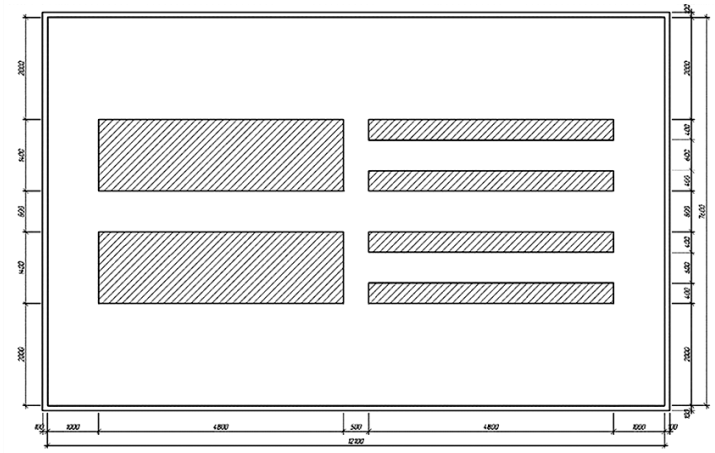


Рис. 3.45. Схема завантаження перекриття під час випробування

Щоби переконатися у подібності загальної статичної схеми роботи перекриття за такого завантаження до рівномірно розподіленого навантаження, прийнятого у статичних розрахунках, порівняні значення моментів і поперечних сил за цими двома

схемами, обчислених на ЕОМ. Вони виявилися досить близькими, особливо за значеннями згинальних моментів (рис. 3.46), які були визначальними за армуванням, а також за показниками прогинів і тріщиностійкості. Це дало підставу надалі оперувати еквівалентним рівномірно розподіленим навантаженням, умовно віднесеним до всієї площі перекриття, виходячи з рівності згинальних моментів.

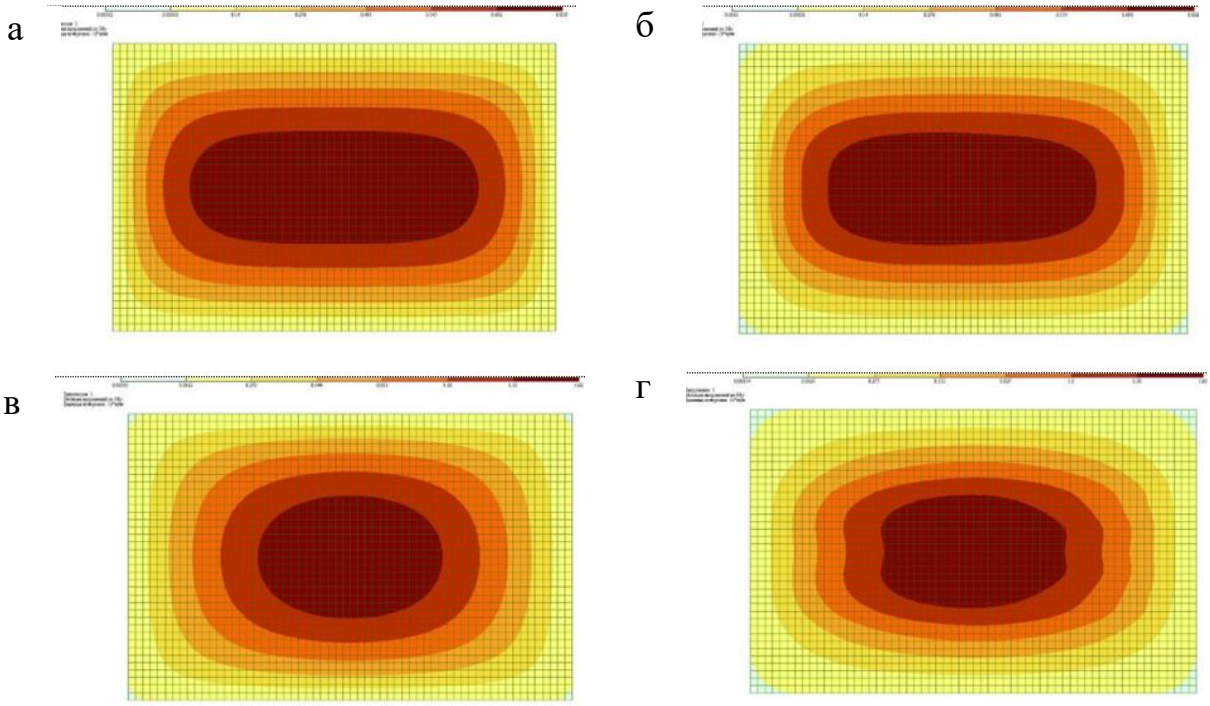


Рис. 3.46. Ізополя моментів M_x, M_y від рівномірно розподіленого (а, в) навантаження і випробувального (б, г) навантаження

Загальні вигляди випробування перекриття подані на рис. 3.47.

Рис. 3.47. Загальні вигляди випробування перекриття

Деформації арматури і бетону заміряли індикаторами годинникового типу з точністю 0,001 мм, вертикальні переміщення – прогиномірами систем Максимова і Аістова–Овчіннікова з точністю відповідно 0,1 мм і 0,01 мм. Для кріплення приладів на арматурі до стержнів перед бетонуванням приварювали коротуни з різьбою в межах товщини захисного шару бетону. Схеми розташування прогиномірів подано на рис. 3.49–3.53.

Завантаження перекриття проводили поетапно з доведенням до максимального рівня 3,40 кН/м^2, що на 13 % перевищує нормативне значення навантаження, прийняте за розрахунку і проектуванні плит.

При розвантаженні створювали можливе несемитричне і нерівномірно розподілене навантаження на перекритті (рис. 3.48).

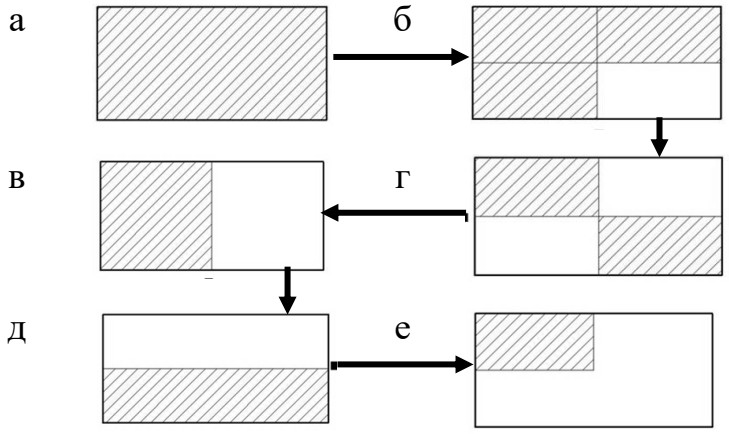


Рис. 3.48. Послідовність і схеми розташування вантажних площ при розвантаженні перекриття

Результати натурних випробувань

Несуча здатність. Згідно з завданням замовника, перекриття розраховане на нормативне корисне навантаження 3,0 кН/м^2. На основі цього визначали величину випробувального навантаження.

Його прикладали поетапно, рівномірно розподіляючи вантажі по зазначеній вище площі. Величина довантаження на кожному етапі становила ~ 0,3–0,5 кН/м^2.

Під час завантаження на кожному етапі стежили за загальною поведінкою перекриття, показами приладів тощо. Жодних характерних ознак (зокрема стрімкого наростання деформацій, прогинів) на було виявлено, у т.ч. під час досягнення рівня нормативного навантаження ν = 3,0 кН/м^2 і 3,4 кН/м^2, яке майже відповідало величині розрахункового корисного навантаження.

Загальна величина навантаження з урахуванням власної ваги перекриття

становила 8,6 кН/м^2.

Деформативність. Графіки прогинів у серединних перерізах коротшого і довшого прольотів подані на рис. 3.39–3.53, епюри прогинів – на рис. 3.54.

Як і слід було очікувати, найбільші прогини були зафіксовані у середній частині плити. За максимального навантаження ν = 3,4 кН/м^2 вони становили 4,6 мм або 1/1617 і 1/2574 відносно короткого і довгого прольотів плити, що свідчило про її значну жорсткість.

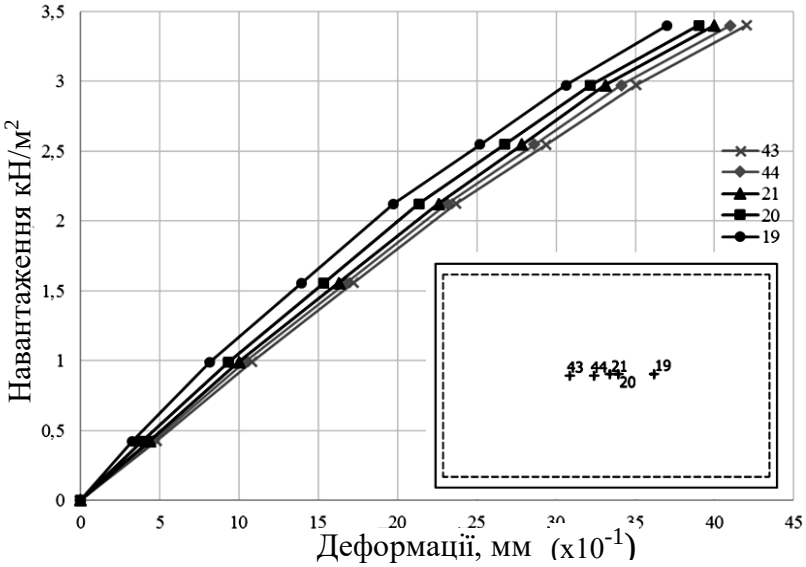


Рис. 3.49. Прогини перекриття в місцях № 43, 44, 21, 20, 19

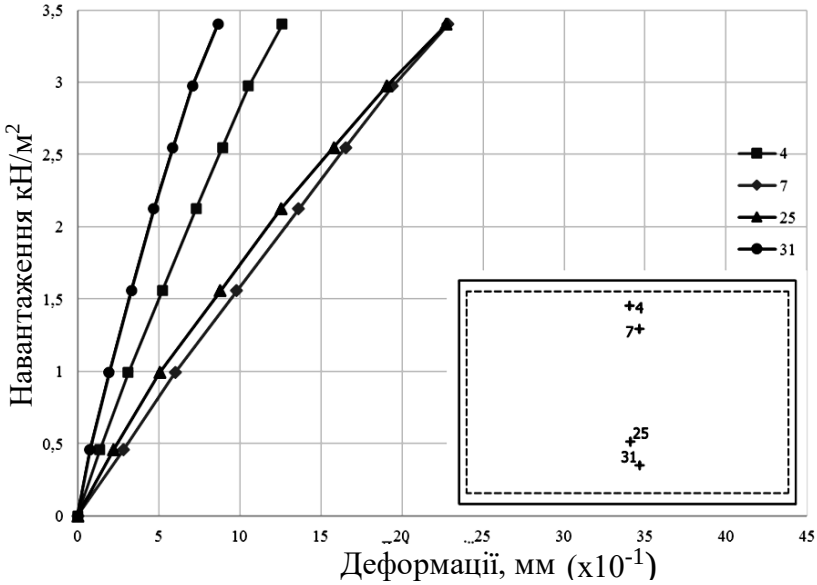


Рис. 3.50. Прогини перекриття в місцях № 4, 7, 25, 31

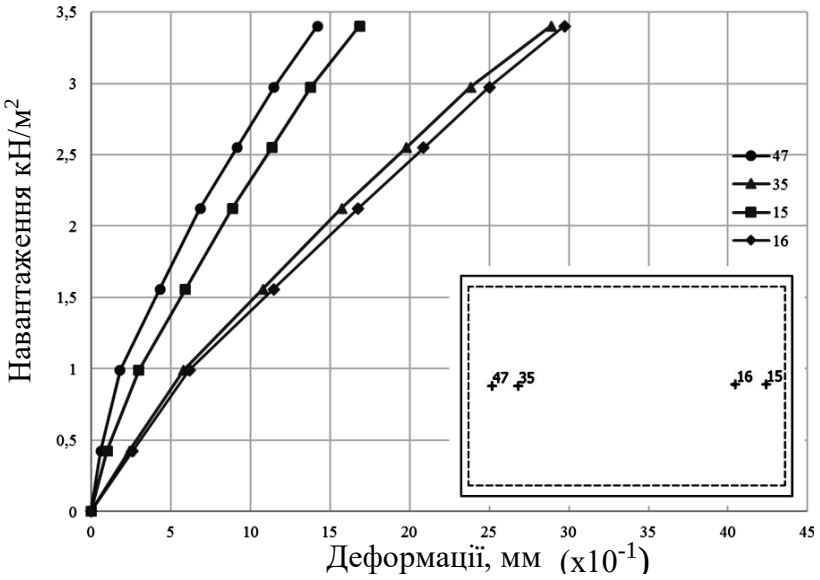


Рис. 3.51. Прогини перекриття в місцях № 47, 35, 16, 15

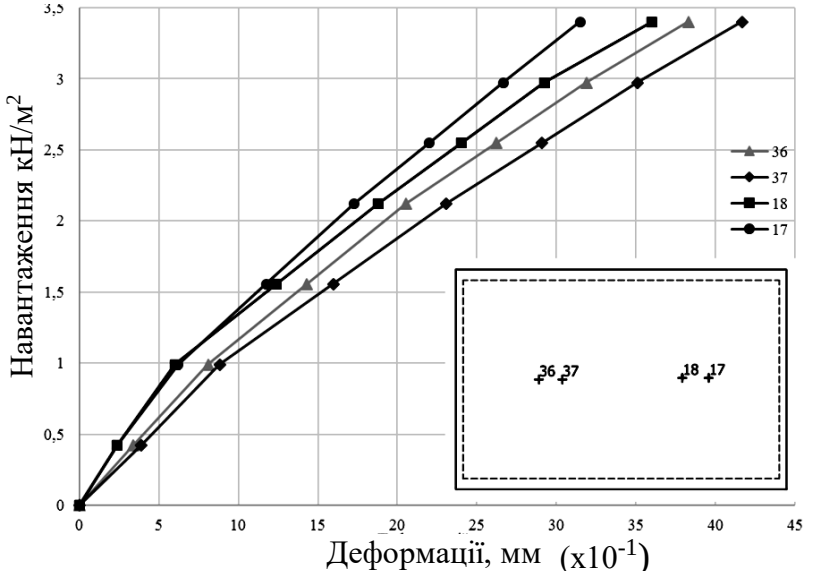


Рис. 3.52. Прогини перекриття в місцях № 36, 37, 18, 17

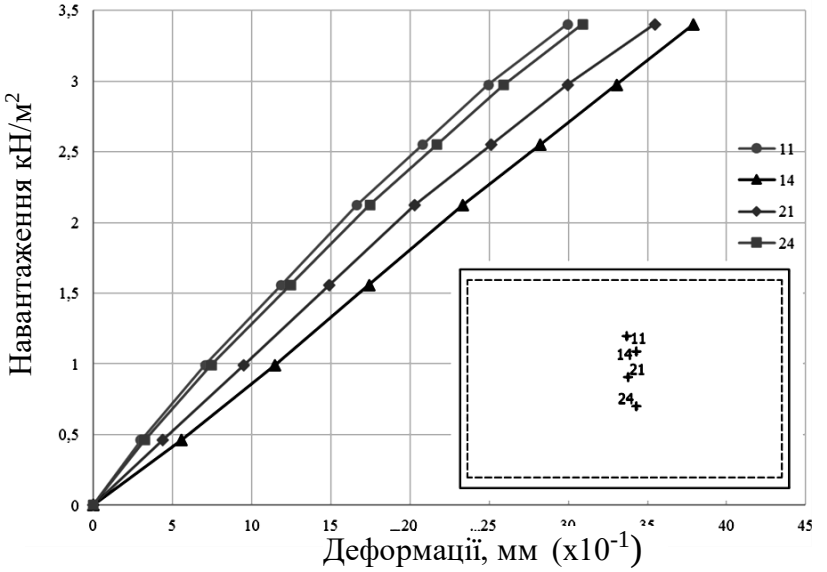


Рис. 3.53. Прогини перекриття в місцях № 11, 14, 21, 24

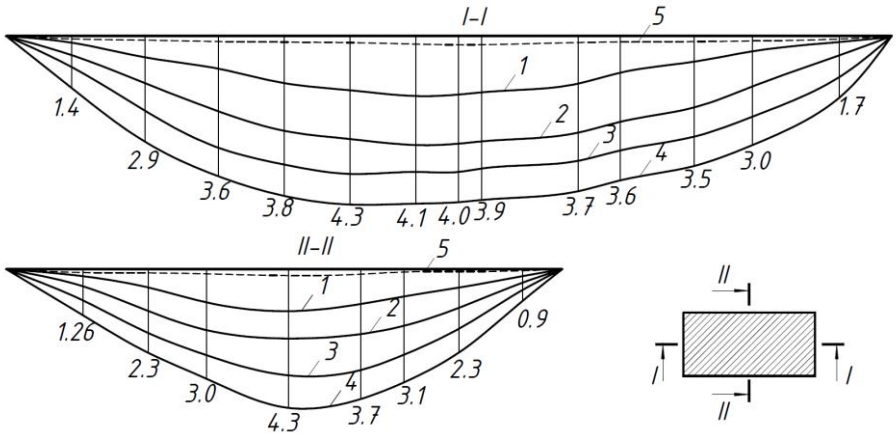


Рис. 3.54. Епюри експериментальних прогинів серединних перерізів перекриття за поетапного завантаження у перерізах I-I, II-II: 1 – v = 1,5 кН/м^2; 2 – v = 2,1 кН/м^2; 3 – v = 2,8 кН/м^2; 4 – v = 3,4 кН/м^2; 5 – після розвантаження

Під час розвантаження перекриття за кожної з п’яти несиметричних схем (рис. 3.48) не виявили істотного впливу на зміну особливостей прогинів, що підтвердило значну жорсткість перекриття в обидвох напрямках і його значну крутну жорсткість.

Тріщиностійкість. Перші видимі нормальні тріщини виникли в середній частині прольоту перекриття за навантаження 1,1 кН/м2. Вони були орієнтовані перпендикулярно до коротких сторін перекриття.

Максимальні значення ширини розкриття тріщин у середній частині перекриття за навантаження 3,4 кН/м^2 становили 0,25–0,3 мм.

3.6. ВИСНОВКИ ДО РОЗДІЛУ 3

1. Проведено натурні випробування монолітного залізобетонного перекриття з порожниноутворювальними вставками і експериментальні дослідження трьох типів фрагментів монолітних залізобетонних перекриттів з вставками:

– довгомірних зразків марки ФП з круглими трубчастими вставками під рівномірно розподіленим навантаженням;
– довгомірних зразків марки ПФ з квадратними пінополістирольними вставками під рівномірно розподіленим навантаженням;

– коротких зразків марки ДФ з квадратними вставками і суцільного перерізу, завантажених зосередженими силами за двома схемами чистого згину.

2. Міцність і деформативність різних типів фрагментів монолітного залізобетонного перекриття з поперечним і поздовжнім розташуванням вставок є суттєво різними незалежно від форми вставок і характеру навантаження.

3. Найбільші деформації, особливо похилих перерізів, мали дослідні зразки з поперечним розташуванням вставок, менші – зразки з поздовжнім розташуванням вставок. Різниця в прогинах на різних етапах навантаження становить від 43 до 175 % для дослідних зразків різних серій.

4. Показники зменшення жорсткості, визначені експериментально, необхідно враховувати під час загального статичного розрахунку перекриттів зі вставками.

5. Несуча здатність дослідних зразків з поперечним розташуванням вставок є на 24,4…63 % меншою від несучої здатності з повздовжнім розташуванням вставок. Тому при розрахунку міцності перекриттів з однонапрямленими вставками несучу здатність необхідно визначати без врахування роботи в поперечному до вставок напрямі.

6. Експериментальні дослідження показали, що навіть за малої товщини (20–30 мм) міцність верхньої неармованої полиці порожнистої плити за штампа 3×5 см є значною (від 5,0 кН до 11,5 кН) і достатньою для сприйняття технологічних та інших зосереджених навантажень. За товщини полиці 40–50 мм величина продавлювальної сили становить від 20,0 кН до 31 кН.

7. Натурні випробування плоского монолітного залізобетонного перекриття розмірами в плані 7,6×12,1 м з однонапрямленим розташуванням трубчастих вставок показали, що воно є жорсткою і загалом надійною конструктивною системою як при симетричних, так і при несиметричних та кососиметричних навантаженнях. За проектного характеристичного навантаження 3,4 кН/м^2 прогин посередині перекриття становив 4,3 мм (1/2630 та 1/652 відносно довшого і коротшого прольотів).

РОЗДІЛ 4
РОЗРАХУНОК ПЛИТНИХ ПОРОЖНИСТИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

4.1. НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН В ПЕРЕРІЗАХ З ПОРОЖНИНОУТВОРЮВАЛЬНИМИ ВСТАВКАМИ

В плитних конструкціях у перерізах з вставками виникає складний напружено-деформований стан, який залежить від типу і форми вставок, загальної розрахункової статичної схеми, розмірів перерізу, прикладеного місцевого навантаження тощо. Загалом основні види НДС елементів у перерізах з порожниноутворювальними вставками можна привести до таких розрахункових схем.

Якщо плита перекриття працює в двох напрямках, від загальної дії моментів у полиці над порожниною виникає двоосьовий НДС від стискальних напружень σ_1 і σ_2 (рис. 4.1, *а*). Це найпростіший плоский двоосьовий напружений стан. У перекриттях складної конфігурації в плані (наприклад, круглих) можлива спільна дія стискаючих і розтягувальних напружень (рис. 4.1, *б*).

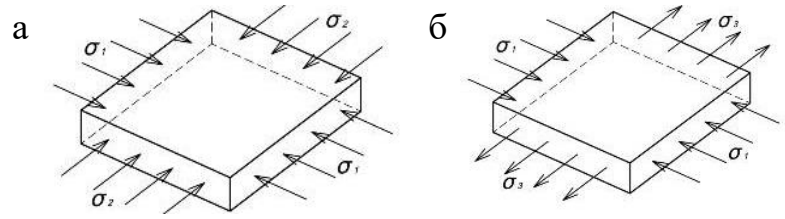


Рис. 4.1. Напружено-деформований стан елементів під час дії стискаючих сил: а – за двоосьового стиску; б – за двоосьового розтягу і стиску

У разі місцевої дії навантаження в полицях перекриттів з порожнинами додатково виникає місцевий згин, напруження від якого накладаються на загальні напруження перекриття. Залежно від загальних і місцевих умов роботи перекриття, окремі можливі схеми НДС подані на рис. 4.2. В реальних конструкціях з порожнинами (вставками) можливе також інше поєднання загальних та місцевих силових факторів.

Додатковим силовим і, відповідно, ускладнювальним для НДС фактором у перерізах з порожнинами є поперечна зрізаюча сила, що характерно, насамперед,

для приопорних ділянок монолітних залізобетонних перекриттів з однонапрямленим розташуванням вставок. Можливість і небезпеку раптового

а б в

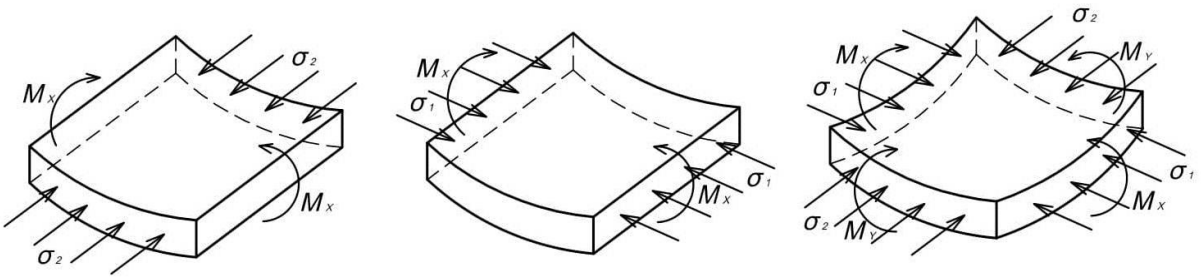


Рис. 4.2. Напружено-деформований стан елементів за спільної дії осьових сил і моментів: а – за дії моментів і осьових сил у різних напрямках; б – за дії осьових сил і моментів в одному напрямку; в – за дії осьових сил і моментів у двох напрямках

руйнування від такого силового впливу засвідчили випробування фрагментів перекриття з трубчастими вставками [106]. Схему руйнування, що відповідає такому НДС, подано на рис. 4.3, *а*. При прямокутному обрисі порожнини напружено-деформований стан порожнинного перерізу ускладнюється дією місцевого моменту M_1 (рис. 4.3, *б*).

а б

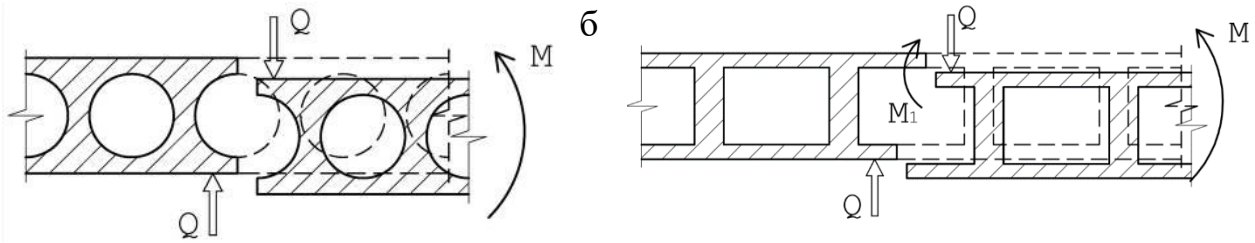


Рис. 4.3. Схема руйнування порожнистих перерізів від дії зрізальних сил: а – круглої форми; б – прямокутної форми

Верхню полицю над вставкою із склепінчастими обрисами, на відміну від прямокутної порожнини, можна не армувати за практично однакової площі порожнин. Проте це необхідно підтвердити розрахунком напружено-деформованого стану перерізу із змінними по висоті порожнинами, який є складнішим порівняно з перерізом з прямокутними незмінними по висоті порожнинами, особливо за спільної дії загальних і місцевих силових факторів в обох напрямках (рис. 4.4 *а*).

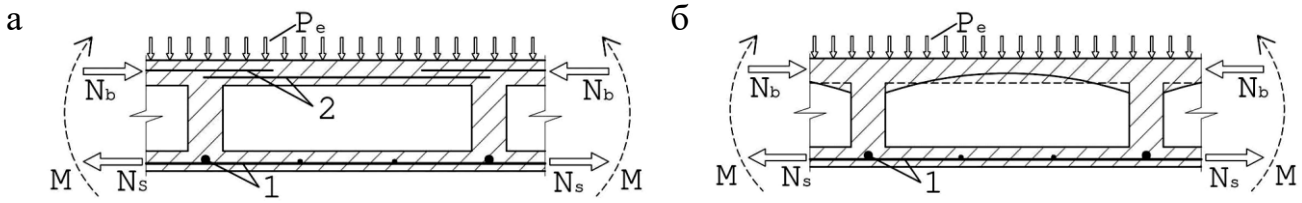


Рис. 4.4. Дія загального і місцевого силових факторів на рівновеликі за площею порожнин перерізи з прямокутними (а) і склепінчастими (б) обрисами: 1 – нижня арматура; 2 – верхня арматура

Розрахункову схему верхньої полиці монолітного перекриття з двонапрямленим розташуванням вставок подано на рис. 4.5.

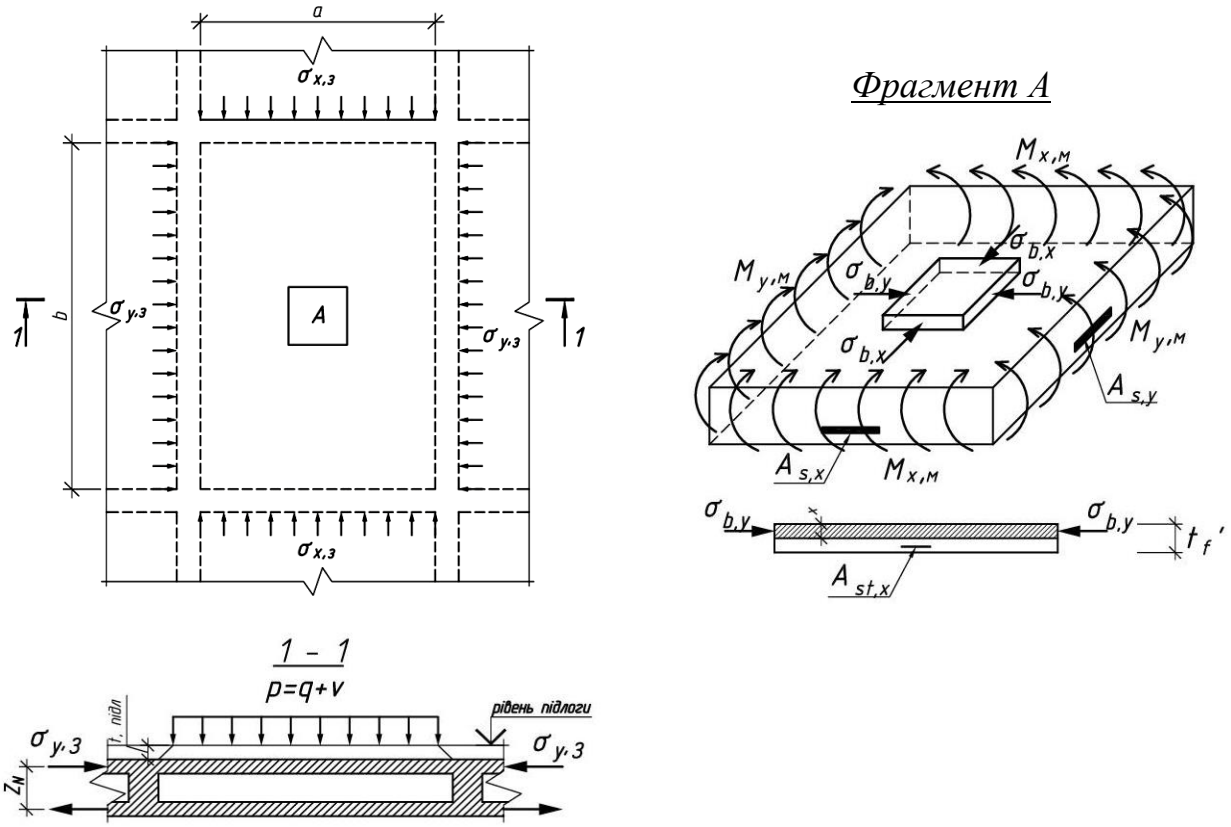


Рис. 4.5. До розрахунку полиці з двонапрямленим розташуванням вставок

4.2. РОЗРАХУНОК ПЛИТНИХ КОНСТРУКЦІЙ З ОДНОНАПРЯМЛЕНИМИ ПОРОЖНИНАМИ

4.2.1. Розрахунок жорсткостей перекриттів з квадратними, прямокутними і круглими порожниноутворювальними вставками

Загальні підходи до розрахунку

Оскільки лінійні розміри перекриттів у плані є на порядок більшим від її товщини ($h/l<1/10$), для розрахунку можна використати теорію згину пластин [189]

у припущенні лінійно-пружного деформування конструкцій. Роботу фактичної залізобетонної конструкції перекриття моделюємо ортотропною пластиною з системою координат XOY, з якими збігаються головні напрямки пружності (рис. 4.6).

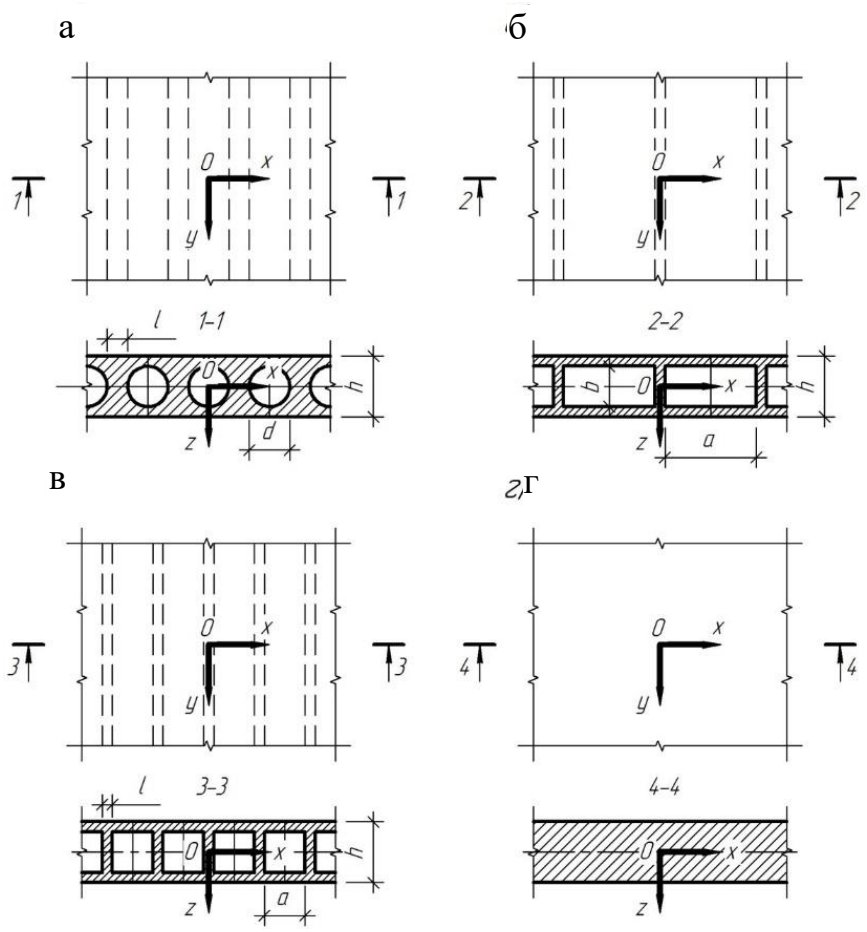


Рис. 4.6. Фактичні (а, б, в) і розрахунковий (г) перерізи монолітного перекриття з однонапрямленими вставками

Рівняння рівноваги конструкційно-ортотропної пластини, якою моделюємо залізобетонну плиту з однонапрямленими вставками (рис. 4.6), є аналогічними до рівнянь теорії суцільної пластини, а саме:

$$\left.\begin{aligned} &\frac{\partial M_{xy}}{\partial x}-\frac{\partial M_y}{\partial y}+Q_y=0;\ \ \frac{\partial M_{yx}}{\partial y}-\frac{\partial M_x}{\partial x}-Q_x=0;\\ &\frac{\partial Q_x}{\partial x}-\frac{\partial Q_y}{\partial y}+q=0\,, \end{aligned}\right\} \quad (4.1)$$

де q – інтенсивність зовнішнього навантаження в напрямку OZ; M_x, M_y – згинальні та $M_{xy}=-M_{yx}$ – крутні моменти; Q_x, Q_y – перерізуючі зусилля.

Компоненти деформацій серединної поверхні пластини χ_{11}, χ_{22}, τ виражаються через прогин w так [235]:

$$\chi_x = -\frac{\partial^2 w}{\partial x^2};\ \chi_y = -\frac{\partial^2 w}{\partial y^2};\ \tau = -\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \tag{4.2}$$

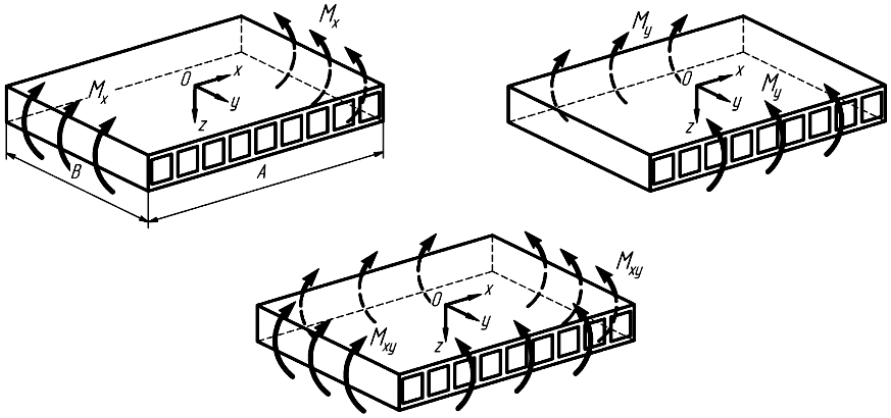


Рис. 4.7. До розрахунку перекриттів із трубчастими вставками

Рівняння стану, які зв'язують моменти M_x, M_y, M_{xy} та M_{yx}, з кривизною серединної поверхні χ_{11}, χ_{22}, τ конструкційно-ортотропної пластини, записуємо в аналогічному вигляді до рівнянь теорії згину суцільних пластин [189]:

$$\left.\begin{aligned} M_x(x,y) = D_x^* \chi_x(x,y) + D'^*_y \chi_y(x,y);\ M_y(x,y) = \\ = D_y^* \chi_y(x,y) + D'^*_x \chi_x(x,y); \\ M_{xy}(x,y) = 2D_{xy}^* \tau(x,y); M_{yx}(x,y) = -2D_{yx}^* \tau(x,y) \end{aligned}\right\} \tag{4.3}$$

Тут $D_x^*, D_y^*, D'^*_x, D'^*_y, D_{xy}^*, D'^*_{yx}$ – перехідні циліндричні жорсткості на згин та на кручення у відповідних напрямках. Їх можна подати у вигляді:

$$\left.\begin{aligned} D_x^* = c_x \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)};\ D_y^* = c_y \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)}; \\ D'^*_x = \nu c'_x \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)};\ D'^*_y = \nu c'_y \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)}; \\ D_{xy}^* = c_{xy} \frac{Gh^3}{12};\ D'^*_{yx} = c_{yx} \frac{Gh^3}{12} \end{aligned}\right\} \tag{4.4}$$

Тут h – товщина бетонного перекриття; $c_x, c_y, c'_x, c'_y, c_{xy}$ та c_{yx} – коефіцієнти, що залежать від конструкційної особливості залізобетонного перекриття (насамперед геометричних розмірів вставок). Значення цих коефіцієнтів характеризують зменшення циліндричних жорсткостей порівняно з такими ж величинами для залізобетонної плити із суцільною стінкою товщини h і їх можна визначати за результатами теоретичних і/або експериментальних досліджень.

Визначення циліндричних жорсткостей плит з однонапрямленими вставками

Залізобетонне перекриття з трубчастими вставками завантажуємо окремо згинальними M_x, M_y, та крутними M_{xy}, M_{yx}, моментами (рис. 4.8).

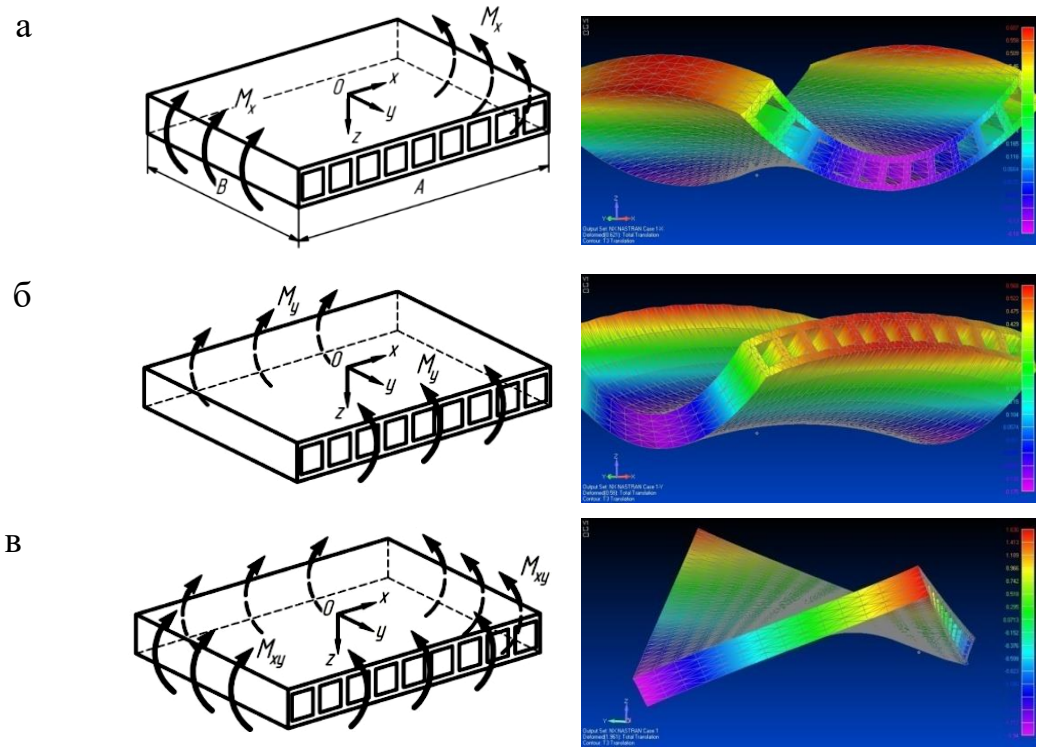


Рис. 4.8. Схема завантаження та деформування залізобетонного перекриття з трубчастими вставками: а – моментом M_x; б – моментом M_y; в – моментом M_{xy}

З використанням МСЕ, залежно від прикладеного навантаження встановлюємо прогини *w* порожнистого перекриття, на основі яких розраховуємо кривизни серединної поверхні χ_x, χ_y, χ_{xy}. Відтак зі співвідношень (4.3), маючи задані моменти M_x, M_y, M_{xy}, а також встановлені кривизни χ_x, χ_y, χ_{xy}, визначаємо відповідні циліндричні жорсткості (4.5).

Для таких елементів згідно з виразами (4.4) виконують співвідношення:

$$\left.\begin{array}{c} D_x^*\chi_x^{(A)} + D_y'^*\chi_y^{(A)} = M_x;\ D_y^*\chi_y^{(A)} + D_x'^*\chi_x^{(A)} = 0;\ D_x^*\chi_x^{(B)} + D_y'^*\chi_y^{(B)} = 0; \\ D_y^*\chi_y^{(B)} + D_x'^*\chi_x^{(B)} = M_y;\ 2D_{xy}^*\chi_{xy}^{(C)} = M_{xy}, \end{array}\right\} \quad (4.5)$$

які утворюють систему лінійних алгебраїчних рівнянь для визначення невідомих жорсткостей. Тут індекс *A* відповідає прикладеному згинальному моменту M_x (рис. 4.8, *а*), *B* – моментам M_y (рис. 4.8, *б*) та *C* – крутному моменту M_{xy} (рис. 4.8, *в*), що показано на прикладі перекриття з квадратними вставками.

З використанням скінченноелементної програми [210] проведено комплекс числових експериментів для визначення НДС залізобетонного перекриття, навантаженого моментами Мх, Му та Мху (рис. 4.8). Моделюючи порожнисте залізобетонне перекриття, використовували восьмивузлові лінійні скінченні елементи [210]. На прикладі перекриття з квадратними вставками згідно з дослідженням [110] в роботі приймали: $M_x \equiv 26$ кН·м/м, $M_y \equiv 26$ кН·м/м, $M_{xy} = -M_{yx} \equiv 26$ кН·м/м; $A = B$; $a = b = 160$ мм; $t = 70$ мм; $h = 260$ мм (рис. 4.13, *а*).

З отриманих даних для прогинів w серединної поверхні залізобетонного пластинчастого елемента визначили відповідні кривизни $\chi_x^{(A)}$, $\chi_y^{(A)}$, $\chi_x^{(B)}$, $\chi_y^{(B)}$ та $\chi_{xy}^{(C)}$, що входять у систему рівнянь (4.5).

Підставляючи в систему лінійних алгебраїчних рівнянь (4.5) значення моментів і кривизни та розв'язуючи її, отримали циліндричні та крутні жорсткості залізобетонного перекриття з трубчастими вставками квадратної форми заданих розмірів: $D_x^* = 40 \cdot 10^6$ Н·м; $D_y^* = 46{,}4 \cdot 10^6$ Н·м; $D_x'^* = 11{,}2 \cdot 10^6$ Н·м; $D_y'^* = 11{,}7 \cdot 10^6$ Н·м; $D_{xy}^* = 14{,}1 \cdot 10^6$ Н·м.

Як бачимо з отриманих значень, циліндрична жорсткість D_x^* є меншою від відповідної жорсткості D_y^*, проте жорсткості $D_x'^*$ та $D_y'^*$ є практично однаковими, причому можна вважати, що $D_x'^* = D_y'^* = \nu D_x^*$.

Змінюючи геометричні розміри трубчастих вставок квадратної форми, на основі запропонованого алгоритму встановлено циліндричні жорсткості D_x^*, D_y^* для відповідних залізобетонних перекриттів та відповідні коефіцієнти c_x та c_y.

Згідно з триманими результатами, значення C_x та C_y, і, відповідно, циліндричні жорсткості залізобетонного перекриття з трубчастими вставками квадратної форми

суттєво зменшуються, коли $a > 160$ мм. Водночас у разі зменшення відстані t між трубчастими вставками відчутним стає зменшення жорсткостей у напрямку x.

Порівняно також жорсткості залізобетонного перекриття з вставками квадратної, прямокутної та круглої форм табл. 4.1. Питома вага усіх трьох досліджуваних конструкцій при цьому є однаковою.

Таблиця 4.1

Порівняння значень коефіцієнтів C_x та C_y залізобетонного перекриття з трубчастими вставками квадратної, прямокутної та круглої форм

Форма трубчастої вставки / Коефіцієнти	Квадратна (h = 260 мм; a = 160 мм; t = 70 мм)	Прямокутна (h = 260 мм; a = 130 мм; b = 417 мм; t = 70 мм)	Кругла (h = 260 мм; d = 193 мм; t = 70 мм)
C_x	0,776	0,853	0,721
C_y	0,897	0,935	0,845

З результатів поданих в таблиці 4.1 можна зробити висновок, що найефективніші в плані забезпечення максимальних жорсткостей залізобетонного перекриття є трубчасті вставки прямокутної форми, в яких $a > b$.

Застосовуючи вище викладений підхід, промодельовано роботу фрагментів монолітного перекриття з круглими, квадратними і прямокутними вставками з різними геометричними параметрами поперечних перерізів. Ці параметри були прийняті в діапазоні, прив'язаному до розмірів перекриттів, які можуть використовуватися на практиці, а саме:

а) перекриття з круглими вставками: загальна товщина h = 180–300 мм; діаметр вставок d = 80–200 мм.

б) перекриття з квадратними вставками: загальна товщина h = 180–300 мм; сторона квадратів a = 80–160 мм.

в) перекриття з прямокутними вставками: загальна товщина h = 180–300 мм; висота (менший розмір вставок) b = 80–160 мм; ширина (більший розмір вставок) a = 100–200 мм.

Використовуючи скінченноелементну програму, проведено числове моделювання роботи перекриттів із вставками зазначених вище змінних параметрів для обчислення коефіцієнтів зниження жорсткості C_x, C_y.

Результати моделювання отримані у вигляді комп'ютерної програми (алгоритму), що дає змогу, задаючи геометричні параметри перекриття з вставками у зазначеному вище діапазоні, отримати відповідні коефіцієнти C_x, C_y.

Для наглядності вони виводяться на дисплей у графічному вигляді з одночасним поданням числових значень параметрів C_x, C_y.

Для прикладу, на рис. 4.9, 4.10 показано роздрук із зображенням графіків зміни коефіцієнтів C_x, C_y і значеннями цих коефіцієнтів за вказаних на рисунках геометричних параметрів.

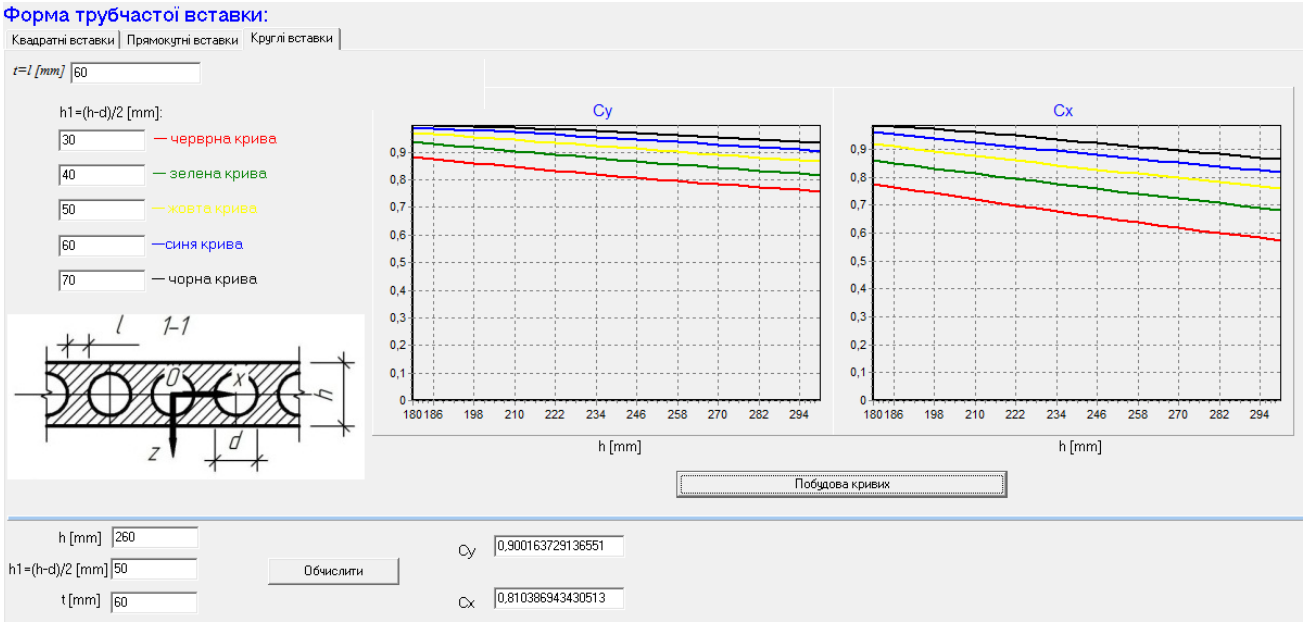


Рис. 4.9. До визнач ення коефіцієнтів C_y, C_x для розрахунку плит з круглими вставками

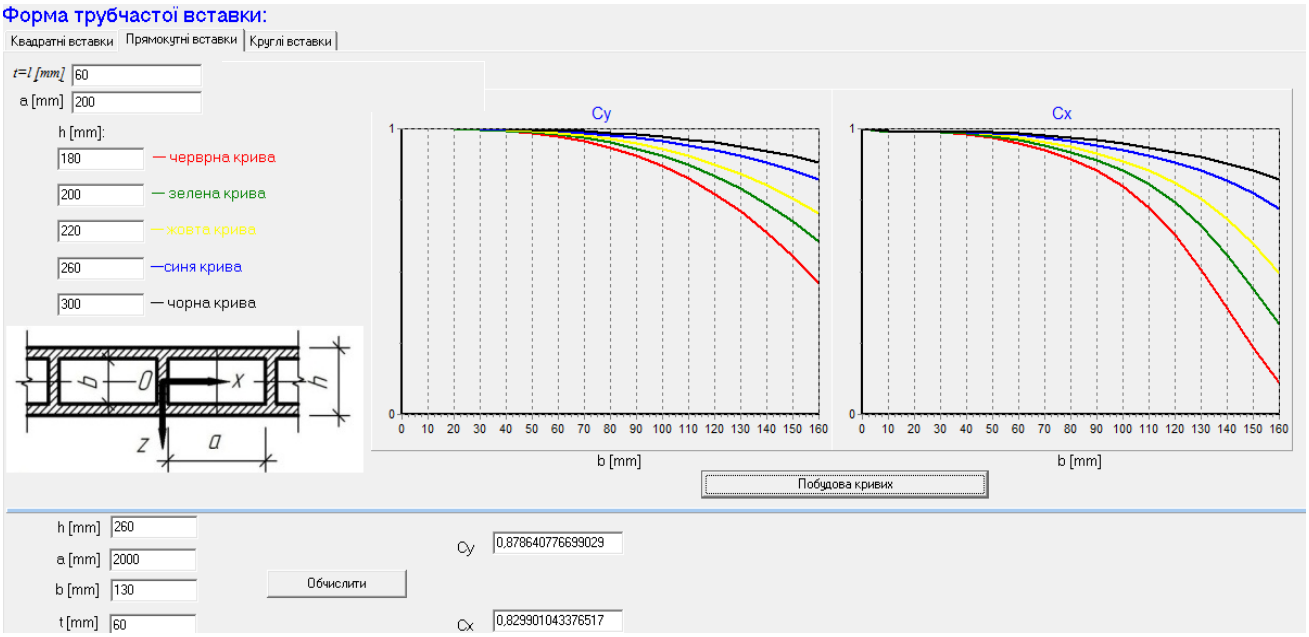


Рис. 4.10. До визначення коефіцієнтів C_y, C_x для розрахунку плит з прямокутними вставками

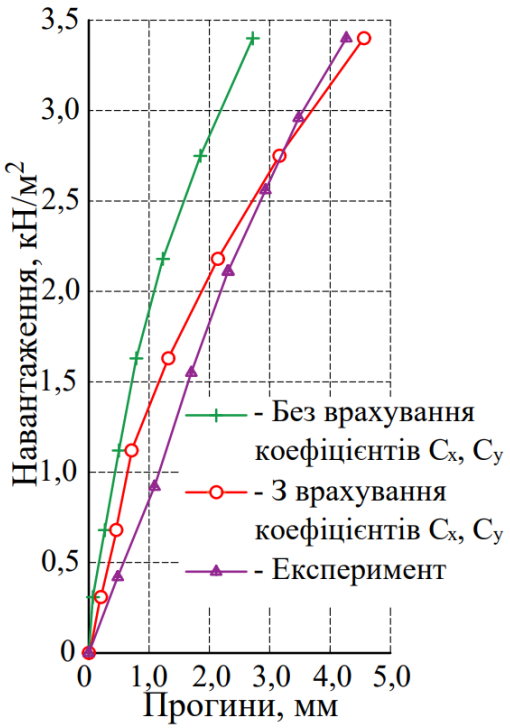


Рис. 4.11 – Вплив навантаження на зміну прогинів натурного перекриття

На рис. 4.11 подано порівняльні графіки експериментальних і теоретичних значень прогинів посередині натурного перекриття. Теоретичні значення прогинів отримані за результатами розрахунку в ПК ЛІРА, моделюючи роботу плити з використанням пластинчастих елементів КЄ 241 з врахуванням фізичної нелінійності. Розрахунки проводили за двома варіантами – без враху-вання і з врахуванням коефіцієнтів c_x, c_y. Результати розрахунків за показниками прогинів подані в додвтку Б. Врахування в розрахунках цих коефіцієнтів дало задовільну збіжність з експериментальними значеннями прогинів.

4.2.2. Розрахунок прогинів фрагментів залізобетонних монолітних перекриттів з однонапрямленими вставками з урахуванням нелінійності деформування бетону

Для визначення достовірної несучої здатності і деформацій залізобетонних перекриттів необхідно виходити з НДС, встановленого на основі нелінійної діаграми напруження-деформації бетону. Залежність між напруженнями стиску σ_{c1} (розтягу σ_{c2}) та відповідними деформаціями ε_{c1} (ε_{c2}) для бетону схематично показано на рис. 4.12. Згідно з рекомендаціями [69], за короткотривалого навантаження нелінійну залежність між напруженнями та деформаціями стиску у бетоні (рис. 4.20) можна встановити з рівняння

$$\frac{\sigma_{c1}}{f_{cd1}} = \frac{k_1\eta_1 - \eta_1^2}{1+(k_1-2)\eta_1}, \tag{4.6}$$

де під час розрахунку за другою групою граничних станів $\eta_1 = \varepsilon_{c1}/\varepsilon_{c1}$, ck_1; $k_1 = 1{,}05E_{ck1}\cdot\varepsilon_{c1,ck}/f_{ck,prism}$; тут ε_{c1}, $_{ck1}$ – деформація за максимальних стискальних напружень; E_{ck} – розрахункове значення модуля пружності бетону; $f_{ck,prism}$ – призмова міцність бетону.

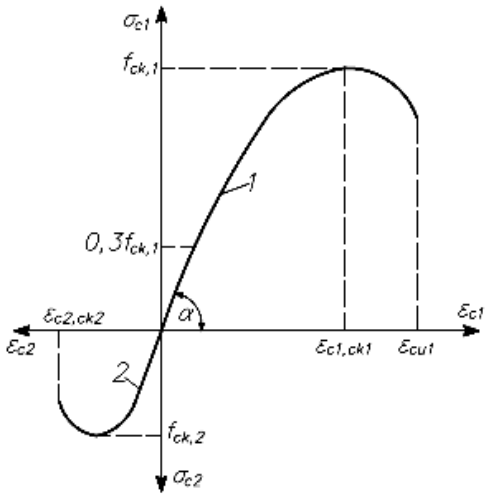


Рис. 4.12. Схематична діаграма деформування бетону: 1 – стиск; 2 – розтяг

Залежність між напруженнями та деформаціями розтягу також приймаємо у аналогічному вигляді, проте із параметрами, що відносяться до розтягу бетону:

$$\frac{\sigma_{c2}}{f_{ck2}} = \frac{k_2\eta_2 - \eta_2^2}{1+(k_2-2)\eta_2}, \tag{4.7}$$

де $\eta_1 = \varepsilon_{c2}/\varepsilon_{c2,\,ck2}$; $k_2 = E_{ck}\varepsilon_{c2,ck2}/f_{ck2}$; $\varepsilon_{c2,\,ck2}$ – деформація за максимальних розтягувальних напружень; f_{ck2} – розрахункове значення міцності бетону на розтяг.

Розглянемо згин зразків, які мають однонапрямлені пінополістирольні вставки прямокутного перерізу у поздовжньому (ПФ-1) та поперечному (ПФ-2) напрямках (рис. 4.13). Досліджувані зразки відповідають фрагментам плити, умовно вирізаними з прямокутного у плані перекриття з однонапрямленим розташуванням пінополістирольних вставок прямокутного перерізу (див. розділ 3). Робоча поздовжня арматура в досліджуваних зразках однакова – по 5 стержнів класу А500С діаметром 12 мм.

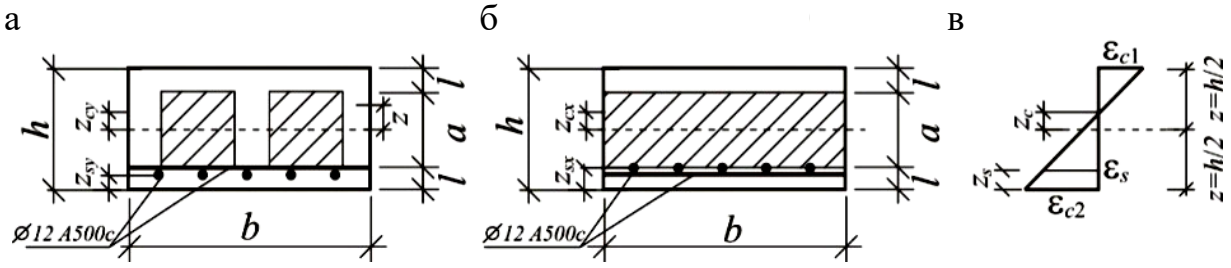


Рис. 4.13. Поперечний переріз досліджуваних зразків ПФ-1 (а), ПФ-2 (б) та схема деформування перерізу (в)

Загальні геометричні розміри дослідних зразків однакові. Оскільки бетон порізному працює на стиск і на розтяг, за наявності арматури у бетонній конструкції маємо зміщення нейтральної осі залізобетонного зразка на відстань z_c. За згину його поперечний переріз залишається плоским. Тому деформація у бетоні є лінійною функцією відстані $z' = z - z_c$ від нейтральної осі перерізу зразка (рис. 4.13):

$$\varepsilon_{c1} = (z - z_c)\chi, \text{ коли } z \geq z_c;\ \varepsilon_{c2} = (z - z_c)\chi, \text{ коли } z < z_c. \qquad (4.8)$$

Також для арматури відповідно маємо:

$$\varepsilon_s = (z_s - z_c)\chi, \qquad (4.9)$$

де ε_s – деформація розтягу арматури, z_c – зміщення нейтральної осі у залізобетонному зразку, z_s – координата розміщення арматури у залізобетонному зразку, кривина зразка $\chi<0$.

Вираз для згинального моменту у залізобетонному зразку:

$$M = -\int_A \sigma(z')z'dA, \qquad (4.10)$$

де A – ефективна площа поперечного перерізу зразка.

Для встановлення НДС у зразку доцільно розвинути залежності (4.6) та (4.7) між напруженнями та деформаціями у бетоні в ряд Тейлора

$$\sigma_{c1} = E_{ck}\varepsilon_{c1} + A_{b1}\varepsilon_{c1}^2 + O\left(\varepsilon_{c1}^3\right);\ \sigma_{c2} = E_{ck}\varepsilon_{c2} + A_{b2}\varepsilon_{c2}^2 + O\left(\varepsilon_{c2}^3\right), \tag{4.11}$$

де $A_{b1} = \dfrac{E_{ck}\left(E_b\varepsilon_{c1,ck1}/f_{ck1} - 2\right)}{\varepsilon_{c1,ck1}} - \dfrac{f_{ck1}}{\varepsilon_{c1,ck1}^2}$;

$$A_{b2} = \frac{f_{ck2}}{\varepsilon_{c2,ck2}^2} - \frac{E_{ck}\left(E_{ck}\varepsilon_{c2,ck2}/f_{ck2} - 2\right)}{\varepsilon_{c2,ck2}}.$$

На рис. 4.14 подано розподіл стискальних напружень-деформацій згідно з формулою (4.6) та наближеною формулою (4.11). Бачимо, що розвинення (4.11) досить точно описує залежність між напруженнями та деформаціями у бетоні.

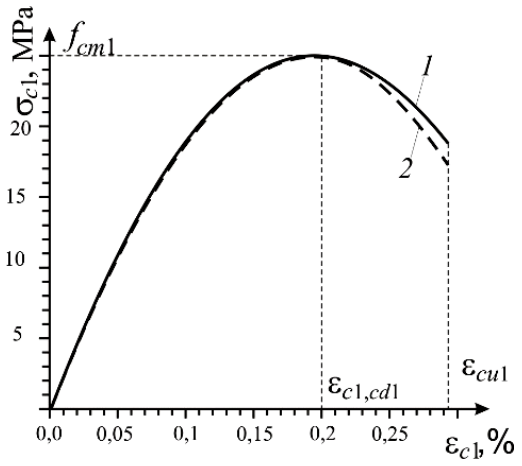


Рис. 4.14. Діаграма напруження-деформації бетону (1) та її наближений варіант (2)

З урахуванням виразів для деформацій бетону (4.8) подамо співвідношення (4.11) у вигляді

$$\left.\begin{aligned}\sigma_{c1} &= E_{ck}\left(z - z_c\right)\chi + A_{b1}\left(z - z_c\right)^2\chi^2, \text{ коли } z \ge z_c,\\ \sigma_{c2} &= E_{ck}\left(z - z_c\right)\chi + A_{b2}\left(z - z_c\right)^2\chi^2, \text{коли } z < z_c\end{aligned}\right\} \tag{4.12}$$

Напруження в арматурі:

$$\sigma_s = E_s\left(z_s - z_c\right)\chi. \tag{4.13}$$

Величини, що стосуються залізобетонного зразка з повздовжніми вставками (рис. 4.13, *а*), позначено індексом "*y*" (наприклад, згинальний момент M_y), а для зразка з поперечними вставками (рис. 4.13, *б*) – індексом "*x*".

Підставивши співвідношення (4.12), (4.13) у вираз (4.5) і провівши інтегрування, отримаємо залежності для згинальних моментів M_y та M_x від кривин χ_y, χ_x, відповідно

для зразків ПФ-1 й ПФ-2:

$$M_y = D_y\chi_y + d_y\chi_y^2, \text{ де} \qquad (4.14)$$

$$D_y = \frac{bE_{ck}z_{0y}^3}{3} - \frac{bE_{ck}h^3}{24} - \frac{bE_{ck}z_{cy}^2h}{2} + bE_{ck}z_{cy}^2z_{0y} - \frac{E_{ck}z_{cy}a^3}{2} - bE_{ck}z_{cy}z_{0y}^2 + E_{ck}z_{cy}^2a^2 -$$

$$- \frac{2aE_{ck}z_{0sy}^3}{3} - 2aE_{ck}z_{cy}^2z_{0sy} + \frac{bE_{ck}z_{cy}h^2}{4} + 2aE_{ck}z_{cy}z_{0sy}^2 + \frac{E_{ck}a^4}{12} - bk_yE_{s\,y}A_{sy}\left(z_{sy} - z_{cy}\right)^2,$$

$$d_y = -\frac{bA_{b1}h^4}{64} - \frac{bA_{b1}z_{cy}^4}{4} + \frac{bA_{b1}z_{cy}h^3}{8} + \frac{bA_{b2}z_{cy}^4}{4} + \frac{bA_{b2}z_{0y}^4}{4} + \frac{3bA_{b2}z_{cy}^2z_{0y}^2}{4} - \frac{A_{b1}z_{cy}a^4}{4} -$$

$$- bA_{b2}z_{cy}z_{0y}^3 + \frac{3A_{b1}z_{cy}^2a^3}{4} - \frac{aA_{b2}z_{0sy}^4}{2} - A_{b1}z_{cy}^3a^2 + \frac{aA_{b1}z_{cy}^4}{2} - \frac{aA_{b2}z_{cy}^4}{2} - \frac{3bA_{b1}z_{cy}^2h^2}{8} -$$

$$- 3aA_{b2}z_{cy}^2z_{0sy}^2 + \frac{bA_{b1}z_{cy}^3h}{2} + 2aA_{b2}z_{cy}^3z_{0sy} + 2aA_{b2}z_{cy}z_{0sy}^3 + \frac{A_{b1}a^5}{32} - bA_{b2}z_{cy}^3z_{0y};$$

$$M_x = D_x\chi_x + d_x\chi_x^2, \qquad (4.15)$$

де $D_x = -\frac{bE_{ck}h^3}{24} + \frac{bE_{ck}z_{0x}^3}{3} + bE_bz_{cx}^2z_{0x} + \frac{bE_{ck}a^3}{24} - \frac{bE_{ck}z_{cx}^2h}{2} - \frac{bE_{ck}z_{0ax}^3}{3} + \frac{bE_{ck}z_{cx}h^2}{4} -$

$$- \frac{bE_{ck}z_{cx}a^2}{4} + bE_{ck}z_{cx}z_{0sx}^2 + \frac{bE_{ck}z_{cx}^2a}{2} - bE_{ck}z_{cx}^2z_{0sx} - bE_{ck}z_{cx}z_{0x}^2 - bk_xE_{sx}A_{sx}\left(z_{sx} - z_{cx}\right)^2,$$

$$d_x = bA_{b2}z_{cx}^3z_{0sx} - \frac{bA_{b1}h^4}{64} + \frac{bA_{b2}z_{0x}^4}{4} + \frac{3bA_{b1}z_{cx}^2a^2}{4} + \frac{bA_{b1}a^5}{64} - \frac{bA_{b1}z_{cx}a^3}{8} - \frac{bA_{b2}z_{0sx}^4}{4} +$$

$$+ \frac{3bA_{b2}z_{cx}^2z_{0x}^2}{2} + \frac{bA_{b1}z_{cx}h^3}{8} - \frac{bA_{b1}z_{cx}^3a}{2} - \frac{3bA_{b1}z_{cx}^2h^2}{8} + bA_{b2}z_{cx}z_{0sx}^3 + \frac{bA_{b1}z_{cx}^3h}{2} -$$

$$- bA_{b2}z_{cx}z_{0x}^3 - bA_{b2}z_{cx}^3z_{0x} - \frac{3bA_{b2}z_{cx}^2z_{0sx}^2}{2}.$$

Тут a, b, h – геометричні параметри зразків (рис. 4.13); z_{cy}, z_{cx} – зміщення нейтральної осі; k_x, k_y – середня кількість арматури на одиничну довжину в перерізі залізобетонного елемента; z_{sy}, z_{sx} – координати центра перерізу арматури; z_{0y}, z_{0x} – координати в перерізі зразків, де розтягальні напруження бетону досягають граничного значення f_{ck2}; A_{sy}, A_{sx} – площі поперечного перерізу арматури у зразках ПФ-1 та ПФ-2; E_s – модуль пружності металу арматури. Величини z_{0sy}, z_{0sx} означені

нижче.

У співвідношенні (4.15) для згинального моменту M_x враховані попередні дослідження [136], згідно з якими напруження в залізобетонному зразку ПФ-2 є на порядок меншими, ніж у верхній та нижній поличках. Тому напруження у зразку ПФ-2 приймали такими, що дорівнюють нулю.

У рівностях (4.14) та (4.15) поряд із величинами M_x, M_y та χ_x, χ_y невідомими є зміщення нейтральних осей z_{cx} і z_{cy}. Інші параметри встановлюємо з умов

$$\begin{cases} z_0 = -h/2 \ \text{ та } \ z_{0a} = -a/2, \ \text{ коли } \ z_c + \varepsilon_{c2}/\chi \le h/2; \\ z_0 = z_c + \varepsilon_{c2}/\chi \ \text{ та } \ z_{0s} = -a/2, \ \text{ коли } z_c + \varepsilon_{c2}/\chi > -h/2 \ \text{ та } \ z_0 < -a/2; \\ z_0 = z_c + \varepsilon_{c2}/\chi \ \text{ та } \ z_{0s} = z_0, \ \text{ коли } \ z_c + \varepsilon_{c2}/\chi > -h/2 \ \text{ та } \ z_0 \ge -a/2. \end{cases} \tag{4.16}$$

Тут не зазначені індекси *y* та *x*.

До рівнянь (4.14) та (4.15) потрібно долучити ще співвідношення, що враховують рівновагу осьових поздовжніх внутрішніх сил у зразках

$$N = \int_A \sigma(z')dA = 0\,. \tag{4.17}$$

Підставивши співвідношення (4.12) та (4.13) у вираз (4.17) та провівши інтегрування, отримаємо залежності для осьових поздовжніх внутрішніх сил N_y та N_x, відповідно для зразків ПФ-1 й ПФ-2

$$\begin{aligned} N_y = b\Bigg(& \frac{A_{b1}h^3}{24}\chi_y^2 - \frac{A_{b1}z_{cy}^3}{3}\chi_y^2 + \frac{E_{ck}h^2}{8}\chi_y - \frac{A_{b1}z_{cy}h^2}{4}\chi_y^2 - \frac{E_{ck}z_{cy}h}{2}\chi_y + \frac{A_{b1}z_{cy}^2h}{2}\chi_y^2 + \\ & + \frac{A_{b2}z_{cy}^3}{3}\chi_y^2 - \frac{A_{b2}z_{0y}^3}{3}\chi_y^2 - \frac{E_{ck}z_{0y}^2}{2}\chi_y + A_{b2}z_{cy}z_{0y}^2\chi_y^2 + E_{ck}z_{cy}z_{0y}\chi_y - A_{b2}z_{cy}^2z_{0y}\chi_y^2 + \\ & + k_yE_sA_{sy}\chi_y\left(z_{sy} - z_{cy}\right)\Bigg) - 2a\Bigg(\frac{A_{b1}a^3}{24}\chi_y^2 - \frac{A_{b1}z_{cy}^3}{3}\chi_y^2 + \frac{E_ba^2}{8}\chi_y - \\ & - \frac{A_{b1}z_{cy}a^2}{4}\chi_y^2 - \frac{E_{ck}z_{cy}a}{2}\chi_y + \frac{A_{b1}z_{cy}^2a}{2}\chi_y^2 + \frac{A_{b2}z_{cy}^3}{3}\chi_y^2 - \frac{A_{b2}z_{0sy}^3}{3}\chi_y^2 - \frac{E_{ck}z_{0sy}^2}{2}\chi_y + \\ & + A_{b2}z_{cy}z_{0sy}^2\chi_y^2 + E_{ck}z_{cy}z_{0sy}\chi_y - A_{b2}z_{cy}^2z_{0sy}\chi_y^2\Bigg) \end{aligned} \tag{4.18}$$

$$
\left.
\begin{aligned}
N_x = b\Bigg(& \frac{A_{b1}h^3}{24}\chi_x^2 - \frac{A_{b1}z_{cx}^3}{3}\chi_x^2 + \frac{E_{ck}h^2}{8}\chi_x - \frac{A_{b1}z_{cx}h^2}{4}\chi_x^2 - \frac{E_{ck}z_{cx}h}{2}\chi_x \\
& + \frac{A_{b1}z_{cx}^2h}{2}\chi_x^2 + + \frac{A_{b2}z_{cx}^3}{3}\chi_x^2 - \frac{A_{b2}z_{0x}^3}{3}\chi_x^2 - \frac{E_{ck}z_{0x}^2}{2}\chi_x + A_{b2}z_{cx}z_{0x}^2\chi_x^2 + \\
& E_{ck}z_{cx}z_{0x}\chi_x - A_{b2}z_{cx}^2z_{0x}\chi_x^2 + k_xE_sA_{sx}\chi_x\left(z_{sx} - z_{cx}\right)\Bigg) - \\
-b\Bigg(& \frac{A_{b1}a^3}{24}\chi_x^2 - \frac{A_{b1}z_{cx}^3}{3}\chi_x^2 + \frac{E_{ck}a^2}{8}\chi_x - \frac{A_{b1}z_{cx}a^2}{4}\chi_x^2 - \\
& - \frac{E_{ck}z_{cx}a}{2}\chi_x + \frac{A_{b1}z_{cx}^2a}{2}\chi_x^2 + \frac{A_{b2}z_{cx}^3}{3}\chi_x^2 - \frac{A_{b2}z_{0sx}^3}{3}\chi_x^2 - \\
& - \frac{E_{ck}z_{0sx}^2}{2}\chi_x + A_{b2}z_{cx}z_{0sx}^2\chi_x^2 + E_{ck}z_{cx}z_{0sx}\chi_x - A_{b2}z_{cx}^2z_{0sx}\chi_x^2\Bigg)
\end{aligned}
\right\} \quad (4.19)
$$

Співвідношення (4.14), (4.18) та відповідно (4.15), (4.19) утворюють нелінійні системи рівнянь для визначення кривин χ_y, χ_x та зміщення нейтральної осі z_{cy}, z_{cx}. До них також потрібно долучити вирази (4.16).

Розв'язок системи рівнянь (4.14), (4.16), (4.18) описує деформаційну поведінку залізобетонного зразка ПФ-1, а (4.15), (4.16), (4.19) – зразка ПФ-2. Відповідні нелінійні системи можна розв'язувати за допомогою пакета Maple [52]. Зауважимо, що під час розв'язання нелінійних систем отримуємо ряд розв'язків, серед яких тільки один відповідає реальному деформуванню досліджуваних зразків.

Для прикладу приймаємо такі геометричні розміри та механічні характеристики залізобетонних зразків ПФ-1 та ПФ-2:

– геометричні розміри та характеристики:

L = 6,2 м, b = 0,53 м, h = 0,26 м, a = 0,16 м, z_{ay} = –(0,13–0,032) м,

z_{ax} = –(0,13–0,032) м, $F_{ay} = F_{ax} = \pi/4(0{,}012)^2$ м^2, $k_y = k_x = 5/b$;

– механічні і міцнісні характеристики бетону та арматури:

E_{ck} = 32100 МРа, f_{ck1} = – 29,1 МРа, $\varepsilon_{c1,ck1} = -1{,}8\cdot10^{-3}$,

f_{ck2} = 1 МРа, $\varepsilon_{c2,ck2} = 0{,}6\cdot10^{-4}$, E_s = 200000 МРа.

Розв'язуємо систему нелінійних рівнянь (4.14), (4.16), (4.18) та (4.15), (4.16), (4.19) із зазначеними геометричними та механічними характеристиками. Відповідно отримуємо залежності кривин χ та зміщення нейтральної лінії z_c у зразках ПФ-1 і ПФ-2 від згинального моменту M.

За малих значень згинального моменту кривизна практично змінюється за лінійним законом. Далі, за деякого згинального моменту M^* ($M_y^* = 7{,}8$ kH·м та $M_x^* = 6{,}5$ kH·м) відбувається стрибок кривизни, який зі збільшенням зовнішнього навантаження змінюється за іншим лінійним законом. Такий висновок можна зробити і для зміщення нейтральної осі z_c, а також щодо розтягувальних напружень арматури σ_s залізобетонної плити.

Згинальний момент M^* відповідає навантаженню залізобетонного зразка, коли максимальні розтягуючі напруження у його перерізі досягають критичного значення f_{cd2}, тобто розрахункового значення міцності бетону на осьовий розтяг, коли виникають тріщини і суттєво збільшуються розтягувальні напруження в арматурі. На основі аналізу зміни кривизни, отримали такі залежності зміни кривин χ від згинального моменту:

для ПФ-1

$$\chi_y = \begin{cases} -1{,}19 M_y \left(E_{ck} b h^3/12\right)^{-1}, \text{ коли } M_y \le M_y^* = 7{,}8 \text{ kH}\cdot\text{м}; \\ -5{,}85 M_y \left(E_{ck} b h^3/12\right)^{-1}, \text{ коли } M_y > M_y^* = 7{,}8 \text{ kH}\cdot\text{м}; \end{cases} \tag{4.20}$$

для ПФ-2

$$\chi_x = \begin{cases} -1{,}35 M_x \left(E_{ck} b h^3/12\right)^{-1}, \text{ коли } M_x \le M_x^* = 6{,}5 \text{ kH}\cdot\text{м}; \\ -6{,}54 M_x \left(E_{ck} b h^3/12\right)^{-1}, \text{ коли } M_x > M_x^* = 6{,}5 \text{ kH}\cdot\text{м}. \end{cases} \tag{4.21}$$

Теоретичні значення прогинів плит ПФ-1 та ПФ-2 отримали на основі співвідношень (4.20) та (4.21). Так як кривизни зразків рівні $\chi_y = d^2 w_y/\mathrm{d}y^2$, $\chi_x = d^2 w_x/\mathrm{d}x^2$, то, згідно з виразами (4.20) та (4.21), отримуємо диференціальні рівняння з розривними коефіцієнтами. Проінтегрувавши рівняння (4.20) та (4.21), встановили відповідні прогини досліджуваних зразків залежно від інтенсивності навантаження.

Для перевірки теоретичні значення прогинів були зіставлені з експериментальними значеннями, отриманими під час випробування дослідних зразків ПФ-1 і ПФ-2 (див. розділ 3).

Експериментальні та теоретичні прогини досліджуваних плитних зразків ПФ-1 та ПФ-2 зображені на порівняльних графіках у п’ятьох перерізах по їх довжині (рис. 4.15).

Як бачимо з отриманих результатів, теоретичні та експериментальні результати є достатньо близькими, особливо для зразка ПФ-1 з поздовжніми вставками. Графіки залежностей прогинів, одержані теоретично, мають аналогічний злам, що спостерігалося в експериментах.

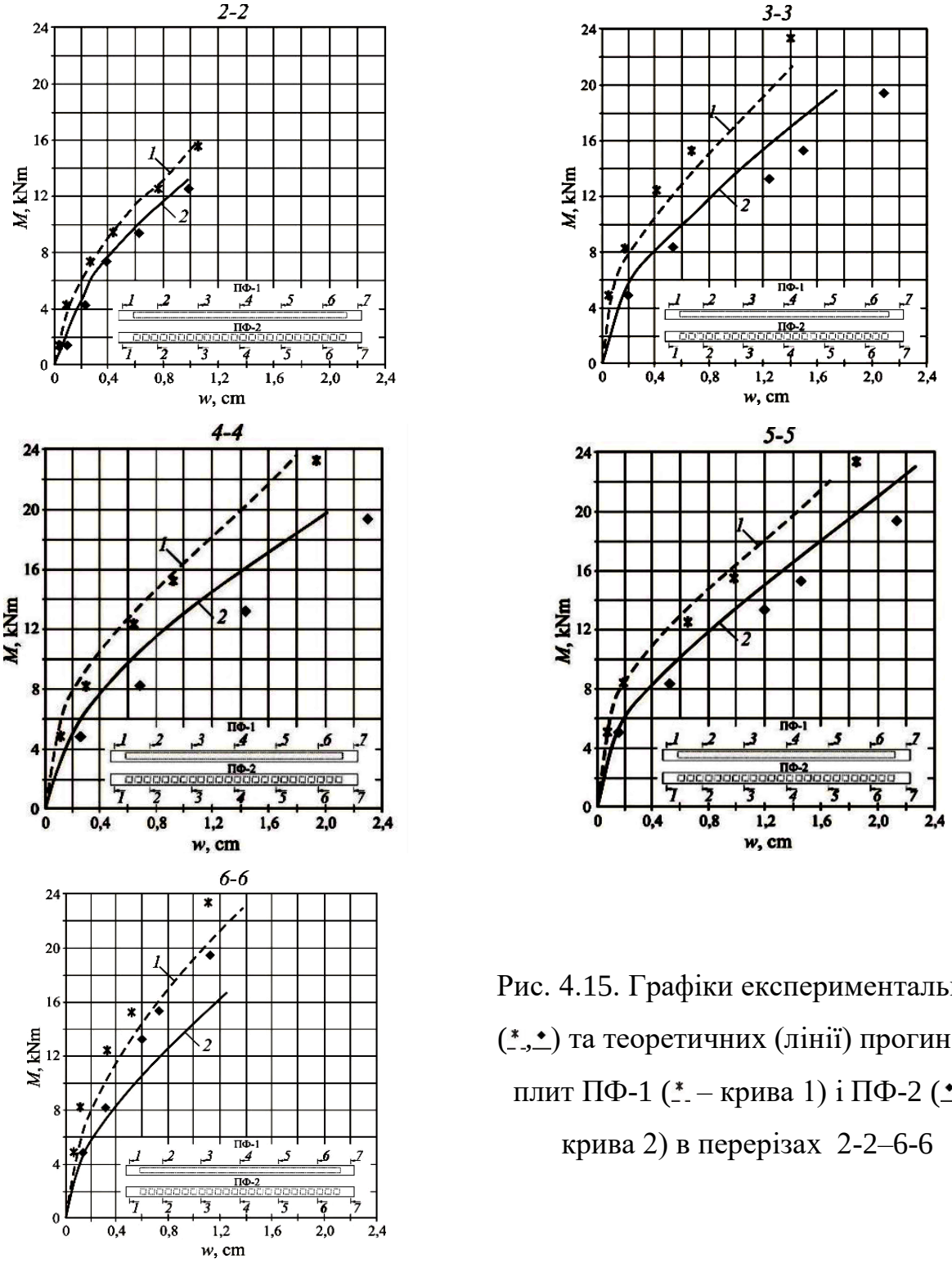


Рис. 4.15. Графіки експериментальних (*,◆) та теоретичних (лінії) прогинів v плит ПФ-1 (* – крива 1) і ПФ-2 (◆ – крива 2) в перерізах 2-2–6-6

4.2.3.Розрахунок несучої здатності фрагментів монолітного залізобетонного перекриття з однонапрямленими порожнинами за деформаційним методом

Розрахунок несучої здатності фрагментів монолітного залізобетонного перекриття за деформаційним методом виконували на трьох типах зразків з порожниноутворювальними вставками, методику, характеристику і результати експериментальних досліджень яких подано в розділі 3 та в [19].

Дослідний зразок ДЗ-1 мав загальну довжину 6,2 м, ширину 53 см, висоту 26 см і дві пінополістирольні вставки перерізом 16х16см.

Дослідний зразок ДЗ-2 мав аналогічну до ДЗ-1 конструкцію, але менших розмірів: загальні габаритні розміри 2050·335·180 мм і дві вставки перерізом 10·10 см.

Зразок ДЗ-3 виготовлений з використанням семи круглих картонних вставок, розташованих рівномірно в перерізі висотою 178 мм, шириною 1 м за загальної довжини 5 м.

Усі три дослідні зразки мали поздовжнє розташування вставок. Їх розрахунковий поперечний переріз зводився до двотаврової форми.

Несучу здатність дослідних зразків визначали за деформаційним методом, аналітичний апарат якого розроблено в ДП НДІБК [15, 16, 17, 18] і використано у національному стандарті [80] та державних будівельних нормах [69].

Діаграми деформування бетону прийняті за виразом (3.14) Єврокоду 2 [85]. У цей вираз підставляли експериментально отримані значення призмової міцності і модуля пружності бетону. Відносні деформації ε_{c1}, які відповідають піковій точці діаграми, прийняті такими, що дорівнюють 0,002, а граничні деформації – ε_{cu1} = 0,0035. Отриману в такий спосіб діаграму для спрощення інтегрування за визначення зусиль у бетоні стиснутої зони описано поліномом п’ятого ступеня [69, 80]. Виявлено, що коефіцієнти полінома для бетону класу С20/25, прийняті згідно з табл. Д1 [80], дали змогу отримати добру збіжність із виразом (3.14) Єврокоду 2 [85]. Відношення напружень бетону, обчислених за Єврокод 2 і з використанням полінома, знаходяться в межах 0,97 – 1.

Діаграма деформування бетону зразка ДЗ-1, напруження згідно з якою

визначені за державними будівельними нормами [51] і за Єврокодом 2 [85], свідчить про їхню добру збіжність (рис. 4.16). Аналогічні результати отримані для бетону зразків ДЗ-2 та ДЗ-3.

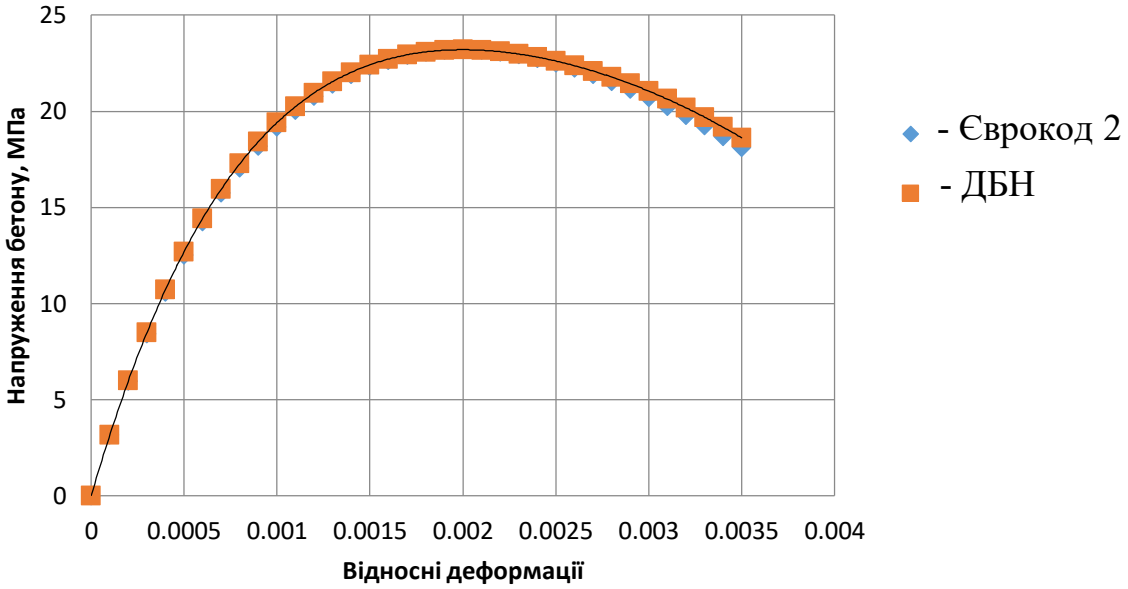


Рис. 4.16. Діаграма деформування бетону зразка ДЗ-1

У всіх трьох зразках на стадії, що передувала руйнуванню, нейтральна вісь знаходилася в межах верхньої полиці, тому використана четверта форма рівноваги (рис. 4.17) за вимогами національного стандарту [80].

Для цієї форми рівноваги чинними є розрахункові залежності за [14]:

$$\frac{f_{cd}}{\aleph}\left[(b_w + 2b_{eff})\sum_{k=1}^{5}\frac{a_k}{k+1}\left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}}\right)^{k+1}\right] + \sum_{i=1}^{n} A_s\sigma_s - N = 0 \quad (4.22)$$

$$\frac{f_{cd}}{\aleph^2}\left[(b_w + 2b_{eff})\sum_{k=1}^{5}\frac{a_k}{k+2}\left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}}\right)^{k+2}\right] + \sum_{i=1}^{n} A_s\sigma_s\frac{\varepsilon_{c(1)} - \aleph z_s}{\aleph} - M = 0. \quad (4.23)$$

де: f_{cd}.- розрахункове значення міцності бетону на стиск; $\overline{\aleph}$ - відносна кривизна; b_w – ширина стінки; b_{eff} – ширина звісу верхньої полиці; a_k – коефіцієнт поліному, що описує нелінійну залежність між напруженнями та деформаціями бетону; $\varepsilon_{c(1)}$ – значення відносних деформацій крайніх стиснутих фібр бетону; ε_{c1} – відносні деформації, які відповідають максимальним напруженням бетону при стисканні; A_s, σ_s – площа поперечного перерізу і напруження в поздовжній

розтягнутій арматурі; N – осьова поздовжня сила; M – згинальний момент; Z_s – відстань від центру ваги розтягнутої арматури до верхньої грані перерізу.

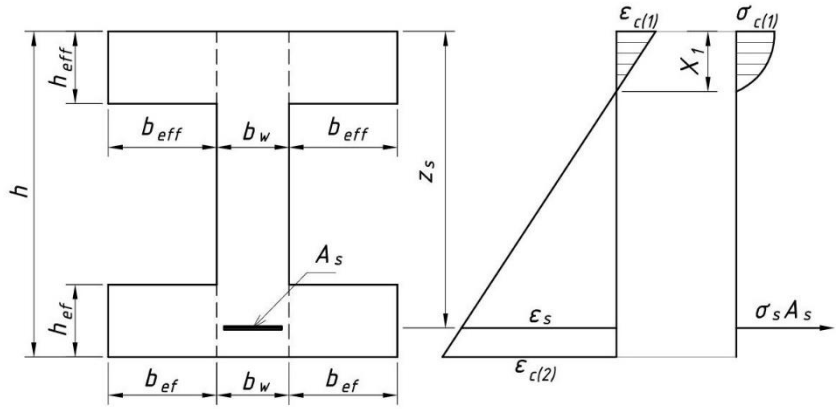


Рис. 4.17. Розрахункова схема напружено-деформованого стану дослідних зразків на стадії роботи перед руйнуванням

Розрахунок несучої здатності нормальних перерізів виконували з використанням табличного процесора Excel за рівняннями (4.22) і (4.23). Під час цього задавали геометричні параметри перерізу дослідних зразків та усереднені механічні характеристики арматури і бетону, отримані в експериментальних дослідженнях (див. розділ 3). Розрахункові параметри дослідних зразків і результати їх розрахунку подані в табл. 4.2.

Таблиця 4.2

Результати розрахунку дослідних зразків за деформаційним методом

Марка зразка	Деформації бетону стиснутої зони, $\varepsilon_{c(1)}$	Усереднені деформації розтягнутої зони бетону, $\varepsilon_{c(2)}$	Кривизна вигнутої осі, $\aleph=1/\rho$, 1/см	Висота стиснутої зони $\chi_1 = \varepsilon_{c(1)}/\aleph$, см	Напруження в бетоні, σ_bкН/см^2	Величина несучої здатності за моментом M, кН/см
1	2	3	4	5	6	7
ДЗ-1	0,0018	-0,011085	0,000496	3,63	-55,3	6684,3
	0,0023	-0,015704	0,000693	3,32	-55,3	6706,3
	0,0028	-0,020172	0,000884	3,17	-55,3	6710,4
	0,002801	-0,020180	0,000884	3,17	-55,3	6710,4

1	2	3	4	5	6	7
	0,00285	-0,020602	0,000902	3,16	-55,3	6710,1
	0,0029	-0,021028	0,000920	3,15	-55,3	6709,6
ДЗ-2	0,0013	-0,004600	0,000328	3,97	-53,9	2653,4
	0,0018	-0,007810	0,000534	3,37	-53,9	2684,5
	0,0023	-0,011130	0,000746	3,08	-53,9	2696,4
	0,0028	-0,014330	0,000952	2,94	-53,9	2698,6
	0,002801	-0,014340	0,000952	2,94	-53,9	2698,6
	0,00285	-0,014640	0,000972	2,93	-53,9	2698,4
ДЗ-3	0,0018	-0,019322	0,001187	1,52	-52	3847,6
	0,0023	-0,027213	0,001658	1,39	-52	3854,7
	0,00231	-0,027369	0,001667	1,39	-52	3854,8
	0,002315	-0,027447	0,001672	1,38	-52	3854,9
	0,002317	-0,027479	0,001674	1,38	-52	3854,9
	0,002319	-0,027510	0,001676	1,38	-52	3854,9

Несуча здатність зразка ДЗ-1 за деформаційним методом – 67,1 кН·м. За цього моменту висота стиснутої зони x_1 становила 3,17 см, відносні деформації арматури – 0,0173, крайніх стиснутих фібр бетону – 0,0028. Таким чином, граничні деформації в арматурі і бетоні не були досягнуті, і критерієм руйнування була втрата рівноваги зусиль (максимум на кривій “момент-кривизна”) рис. 4.18. За розрахунку при прямокутній розрахунковій епюрі стиснутої зони бетону за методикою Єврокод-2 [85] несуча здатність – 70,86 кН·м, а висота стиснутої зони – 2,53 см.

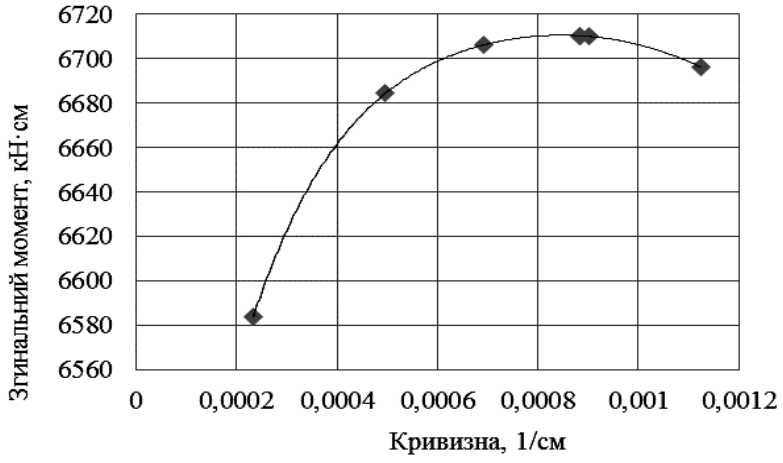


Рис. 4.18. Діаграма «момент-кривизна» зразка ДЗ-1

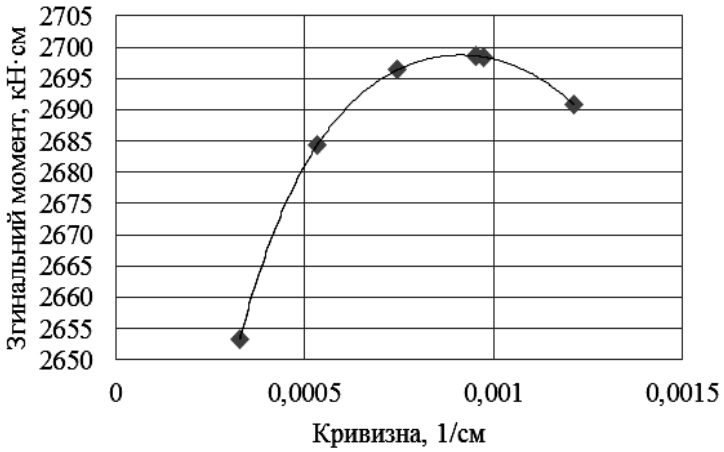


Рис. 4.19. Діаграма «момент-кривизна» зразка ДЗ-2

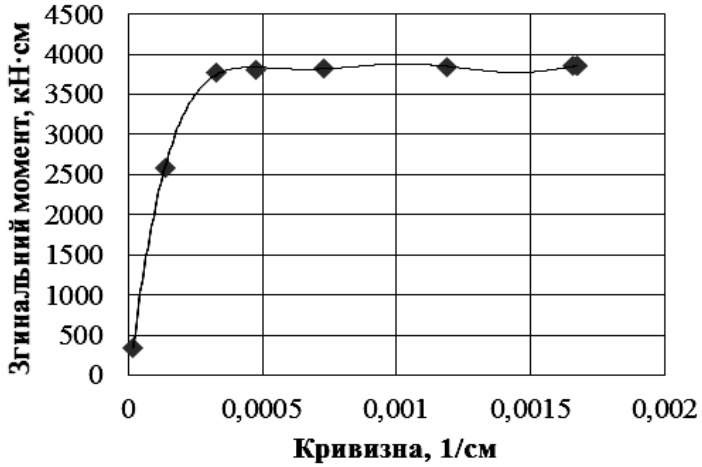


Рис. 4.20. Діаграма «момент-кривизна» зразка ДЗ-3

Несуча здатність зразка ДЗ-2 за деформаційним методом – 26,99 кН·м. За цього моменту висота стиснутої зони x_1 становила 2,94 см, відносні деформації арматури – 0,0124, крайніх стиснутих фібр бетону – 0,0028. Граничні деформації в арматурі і бетоні не були досягнуті. Критерій руйнування – втрата рівноваги внутрішніх зусиль (рис. 4.19). За розрахунку при прямокутній епюрі бетону за методикою [66] несуча здатність – 27,1 кН·м, висота стиснутої фібри – 2,35 см.

Несуча здатність зразка ДЗ-3 за деформаційним методом – 38,55 кН·м (рис. 4.20). За цього моменту висота стиснутої зони x_1 = 1,38 см, відносні деформації арматури – 0,025, крайніх стиснутих фібр бетону – 0,0023. Критерій руйнування – досягнення в арматурі граничних деформацій. За розрахунку при прямокутній епюрі бетону за методикою [85] несуча здатність – 38,62 кН·м, висота стиснутої

фібри – 1,06 см.

Визначена таким чином несуча здатність дослідних зразків подана в табл. 4.4 і зіставлена з експериментальними значеннями згинальних моментів, за яких зруйнувалися дослідні зразки з урахуванням їх власної ваги.

Як бачимо з порівняння, теоретичні значення несучої здатності нормальних перерізів дослідних зразків визначені за методикою [80] і методикою Єврокод-2 [85] є близькими з незначним перевищенням M_2^{th} над M_1^{th}.

Таблиця 4.4

Порівняння результатів розрахунку з експериментальними даними

Марка зразка	Момент, визначений за методикою [62], M_1^{th}, кН·м	Момент, визначений за методикою [66], M_2^{th}, кН·м	Експери-ментальні значення моменту, за якого зразок зруйнувався M^{exp}, кН·м	Співвідно шення $\frac{M_1^{th}}{M^{exp}}$	Співвідно-шення $\frac{M_2^{th}}{M^{exp}}$
1	2	3	4	5	6
ДЗ-1	67,10	70,86	66,57	1,008	1,064
ДЗ-2	26,99	27,10	28,11	0,960	0,964
ДЗ-3	38,55	38,62	39,16	0,984	0,986

Експериментальні значення руйнівного моменту M^{exp} для дослідних зразків ДЗ-2, ДЗ-3 перевищують теоретичні величини моментів на 1,6–4 %.

Для найгабаритнішого зразка ДЗ-1 величина M^{exp} є дещо меншою на 0,8 % і 6,4 % від теоретичних значень визначених відповідно за ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [80] та за Єврокодом 2 [85]. На величину руйнівного навантаження могло вплинути не зовсім точне розташування вставок по висоті перерізу.

4.3. ПРОПОЗИЦІЇ ЩОДО РОЗРАХУНКУ ПЛИТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ З ДВОНАПРЯМЛЕНИМИ ПОРОЖНИНАМИ

4.3.1. Обґрунтування розрахункових схем

У більшості конструктивних вирішень залізобетонних плит з вставками маємо квадратні чи прямокутні в плані їх обриси з відповідним взаємно-перпендикулярним внутрішнім розташуванням проміжних балок-ребер, тобто ортотропні плитні конструкції. В їх розрахунковій схемі необхідно врахувати і проаналізувати наявність загальних і місцевих силових факторів.

Розглянемо це на прикладі перекриття з призматичними вставками, частина якого подана на рис. 4.27.

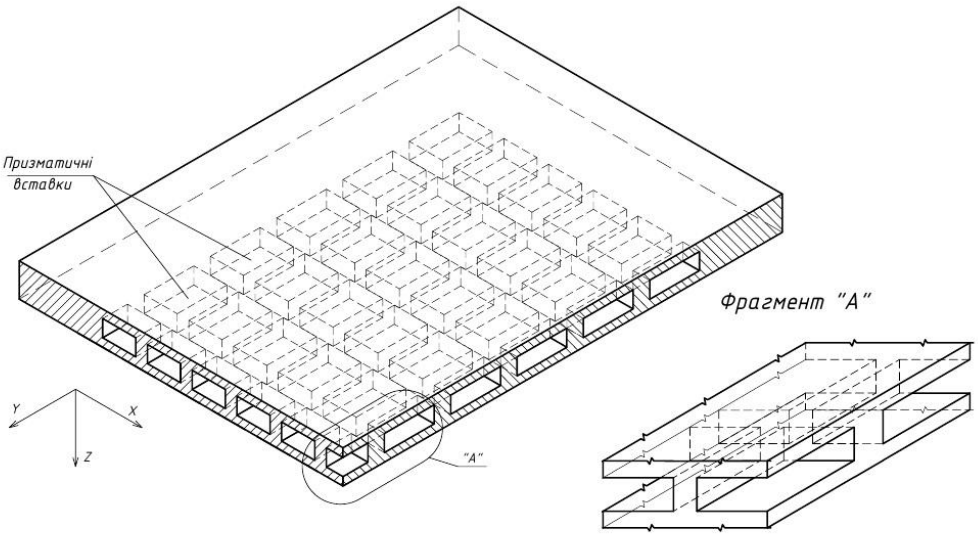


Рис. 4.27. Частина монолітного плоского залізобетонного перекриття з призматичними вставками

У загальній конструкції плити в околі перерізу балок маємо двотаврові перерізи в кожному з напрямів (напрямки X і Y – рис. 4.28) – надалі бітаврові перерізи. Розраховуючи тріщиноутворення, використовуємо двотавровий переріз (рис. 4.28а), при розрахунку за несучою здатністю – умовно тавровий переріз (рис. 4.28б).

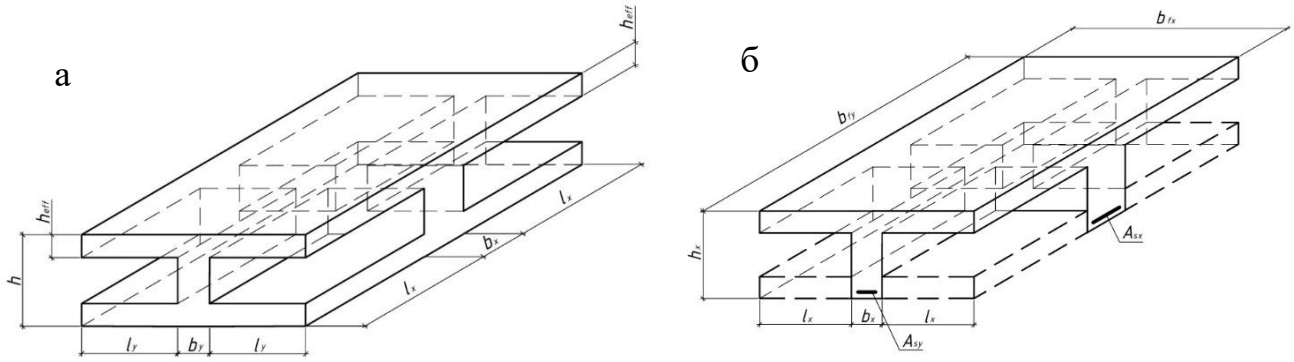
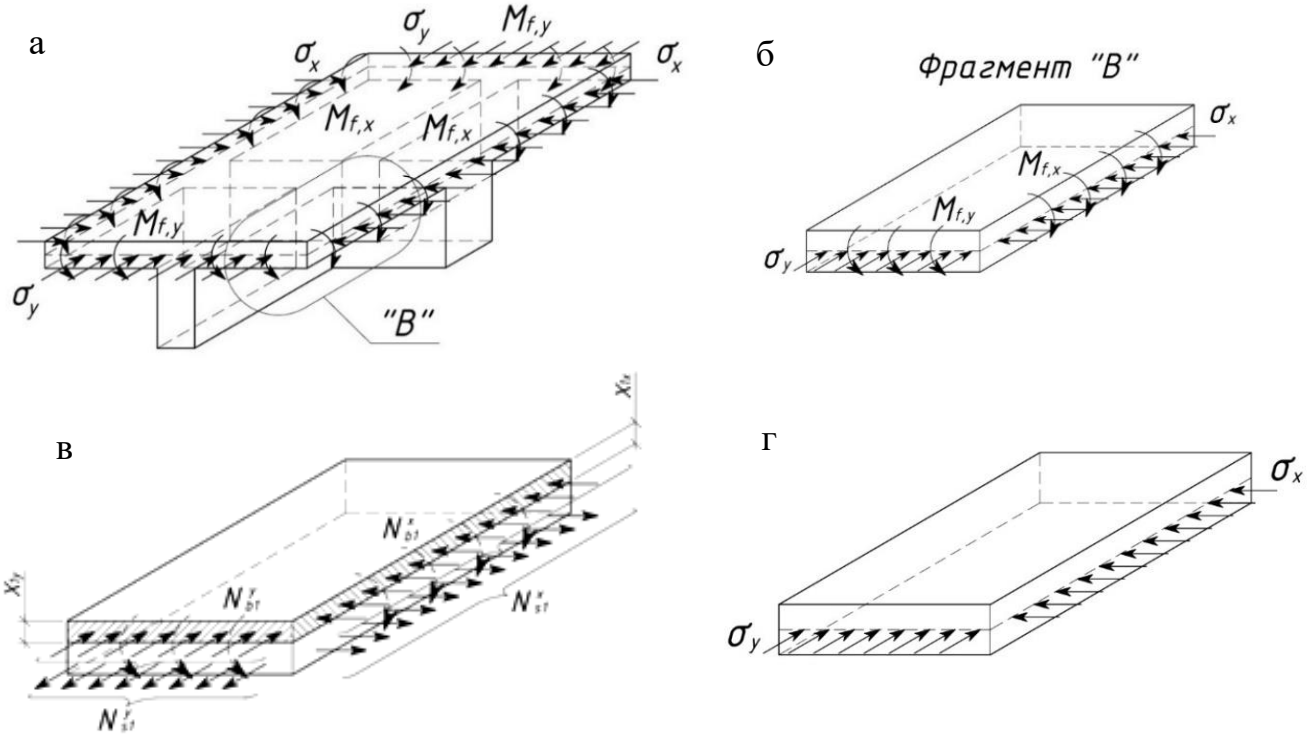


Рис. 4.28. Фактичний (а) і розрахунковий (б) бітавровий переріз

У верхній полиці перекриття, як у нерозрізній конструкції, в середній (міжбалковій) частині діють моменти, що розтягують нижні волокна полиці, стискаючи верхню зону. Біля балок і над балками в полиці виникають моменти протилежного напряму (знаку), які спричиняють зусилля розтягу верхніх волокон полиці і, відповідно, стиск нижньої її зони (рис. 4.29, а, 4.29, б).



Примітка: на рисунках б, в, г зусилля і напруження з протилежних боків умовно не показані

Рис. 4.29. До напруженого стану полиць бітаврового перерізу

Проте зусилля розтягу в арматурі в напрямку X на одиницю довжини N_{s1}^{x} полиці з умов рівноваги дорівнює аналогічному стискаючому зусиллю N_{b1}^{x} (рис. 4.29, в). В напрямку Y аналогічно $N_{s1}^{y} = N_{b1}^{y}$, тому ці пари зусиль взаємно врівноважуються і в проекції на горизонтальну вісь дорівнюють нулю. Таким чином, в розрахунковій схемі верхніх полиць залишаються стискаючі напруження σ_y і σ_x від дії загальних моментів Мх, Му (рис. 4.29, г).

Можливі випадки розрахункових схем бітаврового перерізу подані на рис.4.30: нейтральна вісь двотаврового перерізу в напрямках X і Y знаходиться в ребрі (рис.4.30, а); нейтральна вісь в напрямку Y проходить в ребрі, а в напрямку X – в полиці (рис.4.30, б); нейтральна вісь в напрямку Y проходить в полиці, в напрямку X – в ребрі (рис. 4.30, в); нейтральна вісь в напрямках X і Y проходить в полицях (рис. 4.30, г).

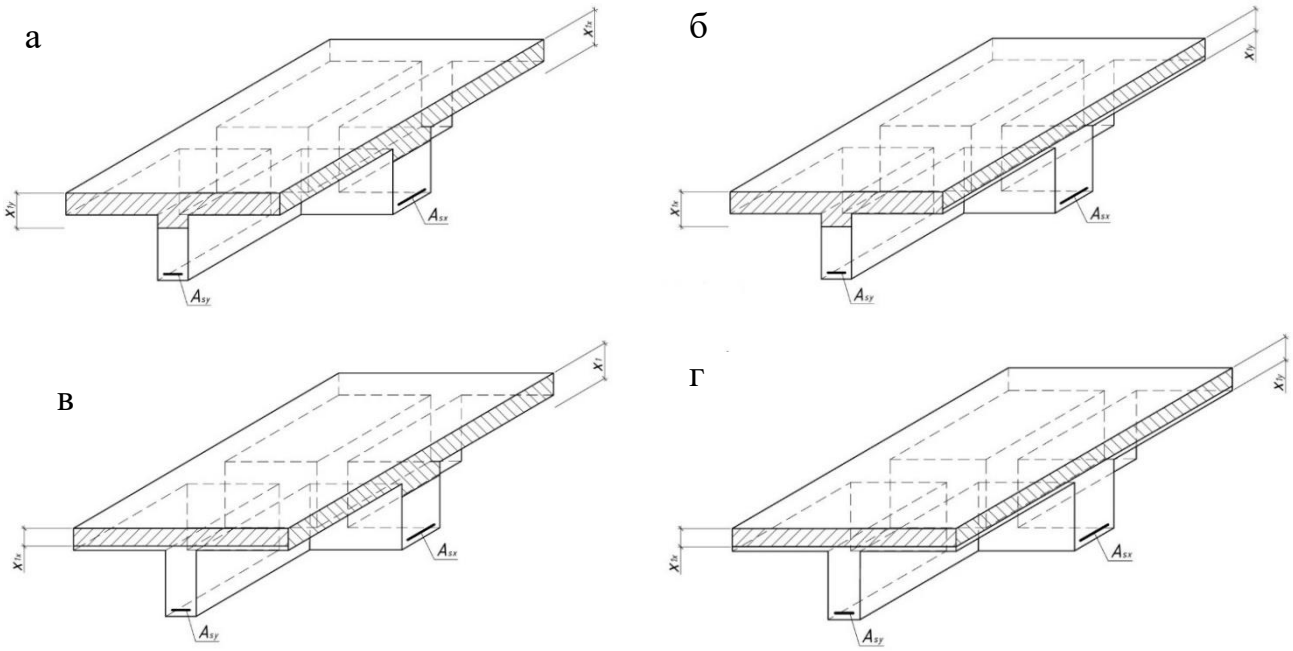


Рис. 4.30. Розрахункові схеми бітаврового перерізу

Частковими є випадки, коли нейтральна вісь проходить по нижній грані полиці.

Відношення товщин полиці h_{eff} до робочої висоти всього перерізу в перекриттях та інших плитних конструкціях з вставками знаходиться в межах від ~0,2 до 0,3. Тому у більшості випадків від дії загального згинаючого моменту Мз вся полиця є стиснутою як в напрямі X так і в напрямі Y. Таким чином, верхня

частина перекриття (полиця разом з балками) працює в умовах двовісного стиску.

4.3.2. Розрахункові залежності

Комплексні дослідження стиснутого в обидвох напрямах бетону, проведені в НДІБК [22, 61], показали, що за двовісного стану спостерігається позитивний вплив на граничні міцнісні та деформативні властивості бетону – відповідно на 16…30% (рис. 5) і 23…56% (рис. 4.31) в залежності від рівня другої складової напружень в бетоні σ_{b2}.

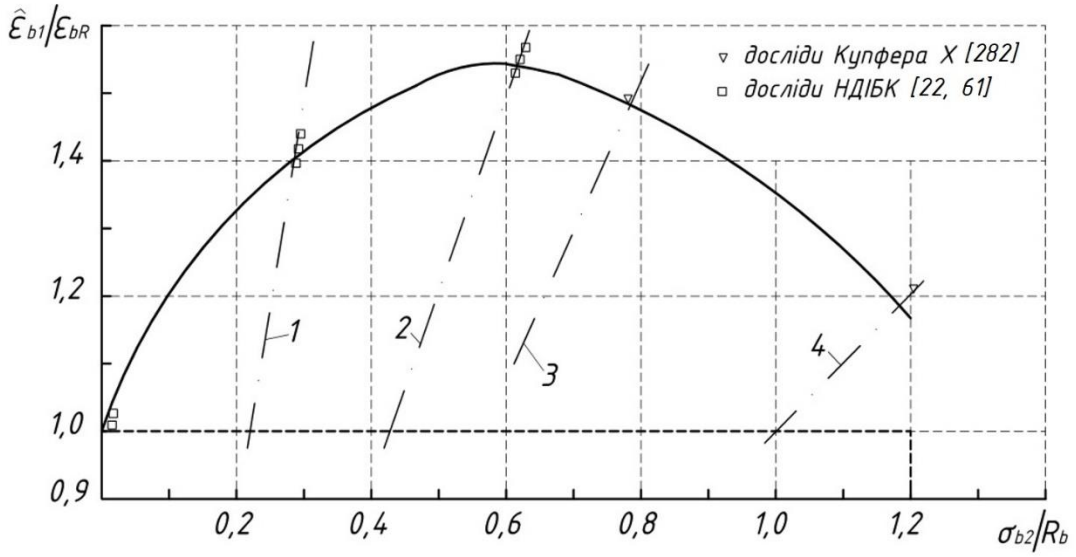


Рис. 4.31. Гранична крива деформативності бетону при двовісному стані:
1 – σ_2=0,2σ_1; 2 – σ_2=0,4σ_1; 3 – 0,52σ_2; 4 – σ_2=σ_1

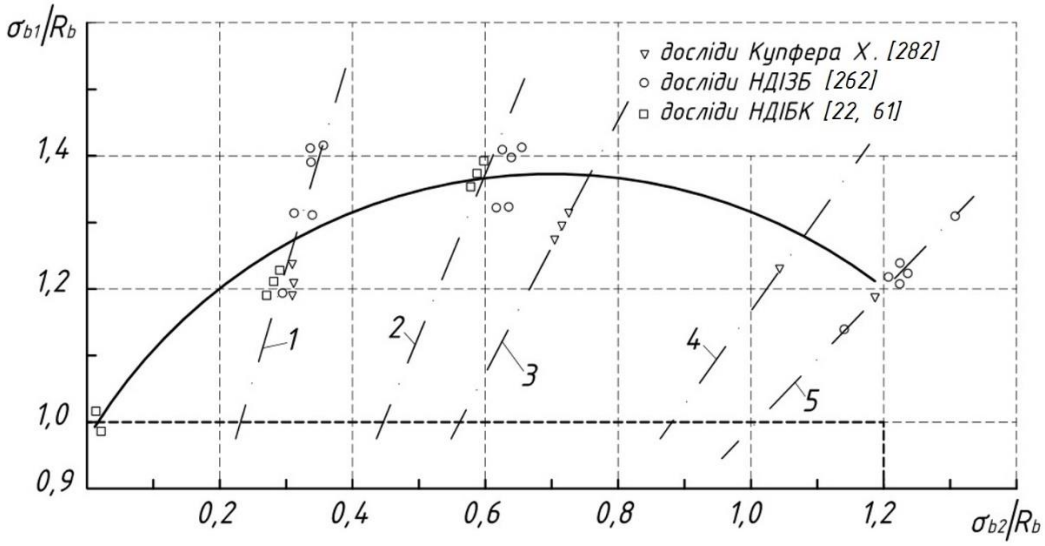


Рис. 4.32. Гранична крива міцності бетону при двовісному стані:
1 – σ_2=0,2σ_1; 2 – σ_2=0,4σ_1; 3 – σ_2=0,52σ_2; 4 – σ_2=0,83σ_1; 5 – σ_1=σ_2

За результатами експериментальних досліджень, у т.ч. з врахуваннями досліджень інших авторів [282, 283] отримано наступні залежності [22, 61]:

$$\frac{\hat{\sigma}_{b1}}{f_{cd}} = 1 + 1{,}38\frac{\sigma_{b2}}{f_{cd}} - 1{,}15\left(\frac{\sigma_{b2}}{f_{cd}}\right)^2 \quad (4.24)$$

$$\frac{\hat{\varepsilon}_{b1}}{\varepsilon_{bR}} = 1 + 2{,}15\frac{\sigma_{b2}}{f_{cd}} - 1{,}95\left(\frac{\sigma_{b2}}{f_{cd}}\right)^2, \quad (4.25)$$

у котрих:

$-\ \hat{\sigma}_{b1} = f_{cd}$ та $\hat{\varepsilon}_{b1} = \varepsilon_{bR}$ при $\sigma_{b2}/f_{cd} = 0$;

$-\ \hat{\sigma}_{b1} = 1{,}3f_{cd}$ та $\hat{\varepsilon}_{b1} = 1{,}56\varepsilon_{bR}$ при $\sigma_{b2}/f_{cd} = 0{,}4$;

$-\ \sigma_{b1} = 1{,}15f_{cd}$ та $\hat{\varepsilon}_{b1} = 1{,}23\varepsilon_{bR}$ при $\sigma_{b2}/f_{cd} = 1{,}0$;

У цих залежностях:

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

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

$\hat{\varepsilon}_{b1}$ – деформації бетону, що відповідають його максимальним напруженням по напрямку більшого стискаючого зусилля (граничні значення відносних деформацій бетону за напруженням $\hat{\sigma}_{b1}$);

ε_{bR} – граничні деформації бетону за одновісного стиску;

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

В НДІБК розроблені також практичні рекомендації щодо аналітичної апроксимації діаграми деформування бетону за двовісного стану [61]. З врахуванням отриманих результатів для описання дослідних діаграм найбільш зручним (доцільним) є використання полінома у вигляді:

$$\sigma_{b1} = \hat{\sigma}_{b1}\sum_{i=1}^{5} a_i \cdot \bar{\varepsilon}_{b1}^{i}, \quad (4.26)$$

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 із значним числом статичної невизначеності.

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

$$\left.\begin{array}{l} \left.\frac{d\sigma}{d\varepsilon_b}\right|_{\varepsilon_b=0,3R_b/E_b} = E_{cm}\ ; \quad \sigma_b|_{\varepsilon_b=E_{bR}} = R_{cd}; \quad \left.\frac{d\sigma}{d\varepsilon_b}\right|_{\varepsilon_b=\varepsilon_{bR}} = 0; \\ \left.\frac{d^2\sigma}{d\varepsilon_b^2}\right|_{\varepsilon_b=\varepsilon_{bu}} = K; \quad \sigma_b|_{\varepsilon_b=\varepsilon_{bu}} = \beta\cdot f_{cd}. \end{array}\right\} (4.27)$$

Складаючи систему рівнянь

$$\left.\begin{array}{l} a_1 = E_{cm}\cdot\hat{\varepsilon}_{b1}/\hat{\sigma}_{b1}; \\ a_2 + a_3 + a_4 + a_5 = 1 - a_1; \\ a_2 + \frac{3}{2}\cdot a_3 + 2\cdot a_4 + \frac{5}{2}\cdot a_5 = -\frac{a_1}{2}; \\ a_2 + 3\cdot a_3\cdot\gamma + 6\cdot a_4\cdot\gamma^2 + 10\cdot a_5\cdot\gamma^3 = \frac{K}{2}; \\ a_2 + a_3\cdot\gamma + a_4\cdot\gamma^2 + a_5\cdot\gamma^3 = \frac{\beta - a_1\cdot\gamma}{\gamma^2}, \end{array}\right\} (4.28)$$

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:

$$\left.\begin{array}{l} a_1 = E_{cm}\cdot\frac{\hat{\varepsilon}_{b1}}{\hat{\sigma}_{b1}}; \\ a_2 = 1 - a_1 - a_3 - a_4 - a_5; \\ a_3 = a_1 - 2\cdot a_4 - 3\cdot a_5 - 2; \\ a_4 = \frac{[K - 2\cdot a_1\cdot(3\gamma - 2) + 12\cdot\gamma - 6] - 2\cdot a_5\cdot(10\cdot\gamma^3 - 9\cdot\gamma + 2)}{2\cdot(6\cdot\gamma^2 - 6\cdot\gamma + 1)}; \\ a_5 \\ = \frac{[K + 2\cdot a_1\cdot(2\cdot 3\cdot\gamma) + 12\cdot\gamma - 6]\cdot(\gamma-1)^2 - [\beta + a_1\gamma(2\gamma - \gamma^2 - 1) + \gamma^2\cdot(2\gamma - 3)]\cdot(6\gamma^2 - 6\gamma + 1)\cdot 2}{2\cdot\gamma^2\cdot[10\cdot\gamma^3 - 9\cdot\gamma + 2)\cdot(\gamma-1)^2 - (\gamma^3 - 3\gamma + 2)\cdot(6\cdot\gamma^2 - 6\gamma + 1)]} \end{array}\right\} (4.29)$$

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 [61] 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 і деформативності бетону.

Підставляючи ці функції в рівняння (4.24), отримали:

$$\sigma_b = f_{cd} \cdot \left[1 + 1{,}38\frac{\sigma_{b2}}{f_{cd}} - 1{,}15 \cdot \left(\frac{\sigma_{b2}}{f_{cd}}\right)^2\right] \cdot \sum_{i=1}^{5} \cdot a_i \left\{\frac{\varepsilon_{b1}}{\varepsilon_{bR}\left[1+2{,}15\frac{\sigma_{b2}}{f_{cd}} - 1{,}95\left(\frac{\sigma_{b2}}{f_{cd}}\right)^2\right]}\right\}^i \qquad (4.30)$$

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

В чинних будівельних нормативних [69] також враховано, що при двовісному стиску досягається вища міцність бетону та його більші критичні деформації. Проте, на відміну від пропозицій [22, 61], залежність деформації-напруження бетону прийнята більш простою – дволінійною з прямолінійними ділянками (рис. 4.33).

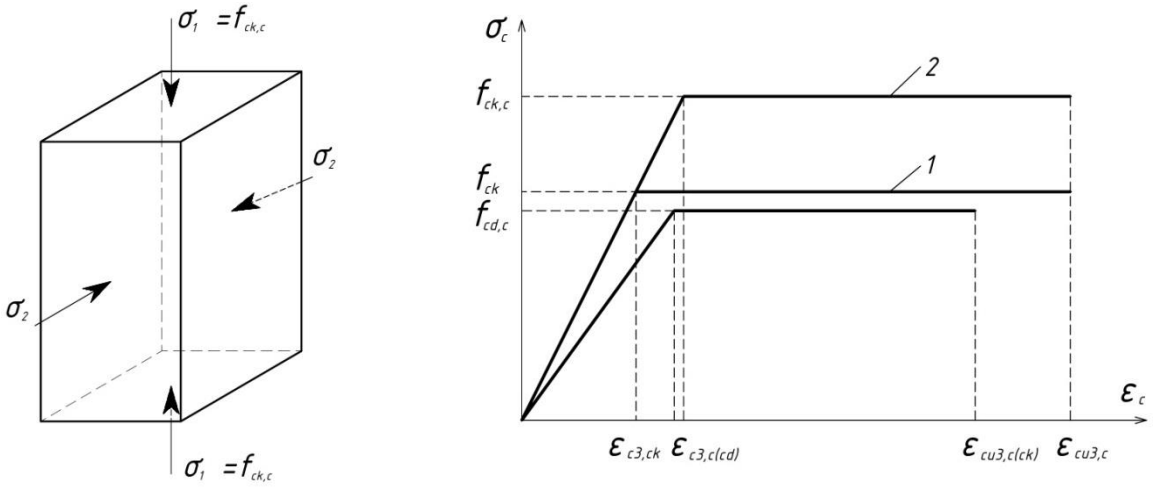


Рис. 4.33. Залежність напруження – деформації бетону при двовісному стиску: 1 – необтиснений бетон; 2 – обтиснений бетон

Згідно з ДБН [69] залежності між напруженнями і деформаціями бетону при його двовісному стиску є такими:

$$f_{ck,c} = f_{ck}\left[1{,}0 + 1{,}38\frac{\sigma_2}{f_{ck}} - 1{,}15\left(\frac{\sigma_2}{f_{ck}}\right)^2\right] \text{ для } 0 < \sigma_2 / f_{ck} \le 1{,}0\, f_{ck}, \qquad (4.31)$$

$$\varepsilon_{\text{с3,с}} = f_{ck,c} / \text{E}_{ck}, \qquad (4.32)$$

$$\varepsilon_{cu3,c} = \varepsilon_{cu3}, \qquad (4.33)$$

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 [69].

Отже, за основу формули (8) прийняті залежності, рекомендовані в роботі [61], проте при цьому використовується не характеристична (нормативна), а розрахункова міцність бетону на стиск.

4.3.3. Алгоритм розрахунку

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

Етап 2. Згідно з рекомендаціями чинних нормативних документів визначають напруження в бетоні в обидвох напрямках бітаврового 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 двовісному стиску за формулами (8), (9), (10) і табл. 3.1 [12] в залежності 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 бітаврових перерізів згідно з вимогами нормативних документів [69].

Для визначення необхідної кількості поздовжньої робочої арматури A_s, коли нейтральна вісь проходить в полиці і переріз розглядаємо як умовно прямокутний, використовуємо рекомендації [20]. У випадку, коли нейтральна вісь проходить в ребрі, для попереднього визначення A_s використовуємо рекомендації [11].

Приклад розрахунку подано в додатку Б.

4.4. РОЗРАХУНОК ВЕРХНЬОЇ ПОЛИЦІ ПЛИТИ НА ПРОДАВЛЮВАННЯ

Згідно з державним стандартом України [80] продавлювальне зусилля, яке може сприйняти плита без поперечного армування, визначається за залежністю

$$V_{Ed,k} = V_{Rd,c} \cdot u \tag{4.34}$$

де $V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (f_{ck})^{1/3}\right] \cdot d$ (4.35)

тут $C_{Rd,c}$ = 0,18/γ_c = 0,18/1,5 = 0,12; k – коефіцієнт, що враховує вплив масштабного чинника:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} < 2, \tag{4.36}$$

d – робоча висота перерізу; $f_{ск}$ – характеристична (кубикова) міцність бетону на стиск; u – контрольний периметр (рис. 4.34).

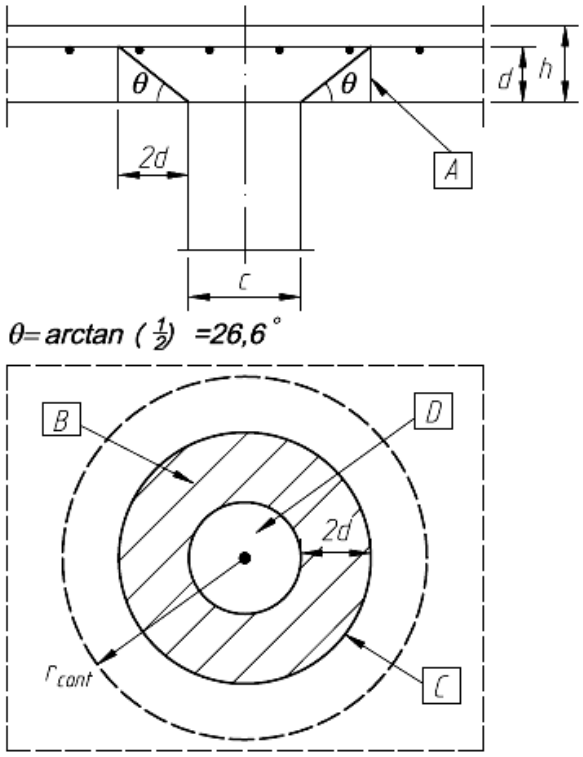


Рис. 4.34. Розрахункова схема продавлювання за ДСТУ Б В.2.6-156:2010

Приймають, що руйнування відбувається під кутом 26,6° відносно основи плити. У розрахунковій схемі прийняті такі умовні позначення:

А – базовий контрольний переріз; В – основна контрольна площа; С – основний контрольний периметр u_1; D – площа навантаження; r_{cont} – радіус наступного контрольного периметра.

Розрахунок елементів без поперечної арматури на продавлювальну дію зосередженої сили за СП 52-101-03 [226] виконують на основі розрахункової схеми, поданої на рис. 4.35 за умовою:

$$F \leq F_{b,ult} \tag{4.37}$$

де F – зосереджена зовнішня сила продавлювання[1]; Fb,ult – граничне зусилля, яке може сприйняти бетон.

Зусилля $F_{b,\,ult}$ визначають за формулою:

$$F_{b,ult} = R_{bt} \cdot A_b, \tag{4.38}$$

де R_{bt} – розрахунковий опір бетону осьовому розтягу; A_b – площа розрахункового поперечного перерізу, розташованого на відстані $0{,}5h_0$ від границі площі прикладання зосередженої сили F з робочою висотою перерізу h_0 (рис. 4.45).

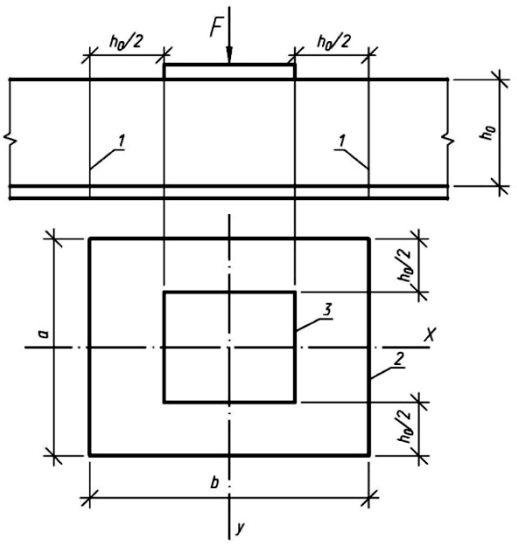


Рис. 4.35. Схема для розрахунку залізобетонних елементів без поперечної арматури на продавлювання за СП 52-101-03 [226];
1 – розрахунковий поперечний переріз;
2 – контур поперечного розрахункового перетину;
3 – контур завантаження

Площу поперечного розрахункового перетину в загальному випадку визначають за формулою:

$$A_b = u \cdot h_0, \tag{4.39}$$

де u – периметр контуру розрахункового поперечного перерізу; h_0 – приведена робоча висота перерізу $h_0 = 0{,}5\,(h_{0x} + h_{0y})$; h_{0x} і h_{0y} – робоча висота перерізу для поздовжньої арматури, розташованої в напрямку осі X і Y.

Розрахунок на продавлювання плитних конструкцій без поперечної арматури за СНиП 2.03.01-84* [225] проводився з умови:

$$F \le \alpha R_{bt} u_m h_0, \tag{4.40}$$

де F – сила продавлювання; α – коефіцієнт (для важкого бетону дорівнює 1); R_{bt} – розрахункова міцність бетону на розтяг; u_m – середньо арифметичних значень периметрів верхнього і нижньої основи піраміди, яка утворюється під час продавлювання в межах робочої висоти перерізу h_0 (рис. 4.36)

[1] Тут і надалі у схемах і залежностях збережені позначення, прийняті у відповідних нормах.

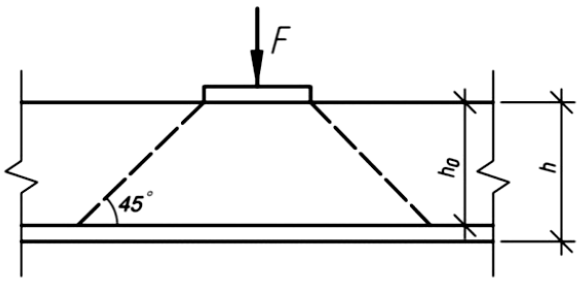


Рис. 4.36. Схеми для розрахунку залізобетонних елементів на продавлювання за СНиП 2.03.01-84* [225]

Оскільки під час експерименту в досліджуваній полиці поздовжньої арматури не було, для визначення продавлювальної сили в розрахункових залежностях замість h_0 приймали повну (загальну) висоту перетину h.

Крім визначення продавлювальної сили за розрахунковими залежностями різних норм, обчислювали також її значення з використанням програмного комплексу «Ліра» за різної товщини полиці.

Результати визначення руйнівного продавлювального навантаження F за різними розрахунковими залежностями і їх порівняння з дослідними значеннями F представлені на рис. 4.37. З порівняння видно, що розрахунок за різними нормативними документами дає занижене значення продавлювальної сили порівняно з отриманими експериментальними даними.

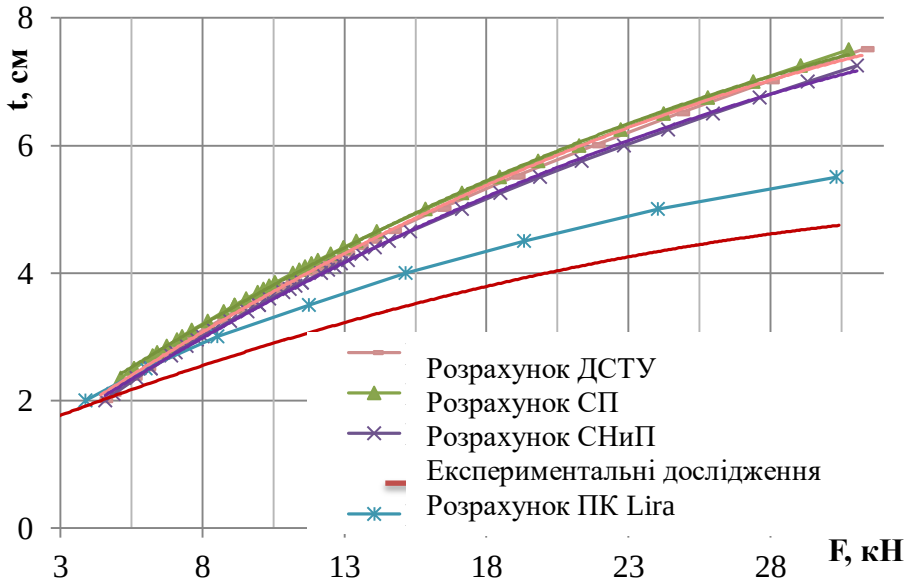


Рис. 4.37. Порівняння розрахункових і експериментальних значень руйнівного навантаження залежно від товщини полиці

Найкращу збіжність з експериментальними значеннями дав розрахунок, виконаний у ПК «Ліра».

Згідно з отриманими результатами, величину продавлювальної сили, розраховану за стандартом [80], рекомендується збільшувати множенням на коефіцієнт К = 1,3–1,5 залежно від товщини полиці.

Моделювання роботи дослідних зразків у програмному комплексі «Femap»

Під час моделювання в ПК «Femap» задавали геометричні розміри фрагментів дослідних зразків, які по ширині відповідали розмірам верхньої полиці в плані. Крім того, задавали фактичні фізико-механічні характеристики бетону за результатами випробувань кубів і призм.

Розрахунки проводили як в пружній стадії, так і з урахуванням пластичних деформацій бетону. Дослідні зразки були «розбиті» на окремі об’ємні елементи з розміром ребра 5 мм.

Окремі результати моделювання в ПК «Femap» в об’ємному зображенні подані для фрагментів дослідних зразків з товщиною полиці 20 мм і 50 мм (рис. 4.48).

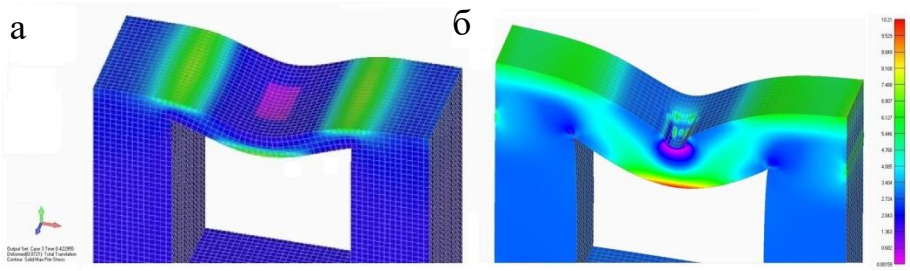


Рис. 4.38. Схема деформування і характер розподілу напружень е полицях: а – товщиною 20 мм; б – товщиною 50 мм

З порівняння схем видно, що за товщини полиці 20 мм особливості розподілу напружень є іншими, ніж у полиці товщиною 50 мм. Для полиці товщиною 20 мм характернішим є розподіл напружень, властивий зігнутим елементам. У полиці товщиною 50 мм під основою штампа формується «класична» піраміда продавлювання.

4.5. ВИСНОВКИ ДО РОЗДІЛУ 4

1. Моделюючи залізобетонне перекриття з однонапрямленими вставками ортотропною пластиною, з позицій рівнянь теорії пружності із застосуваням числового методу розроблено методику визначення жорсткостей на згин в обох напрямках. За результатами числового моделювання отримано коефіцієнти зменшення C_x, C_y циліндричних жорсткостей монолітного залізобетонного перекриття з однонапрямленими вставками квадратної, прямокутної та круглої форм. Розроблена комп'ютерна програма визначення коефіцієнтів C_x, C_y в залежності від зміни геометричних параметрів порожнистої плити (загальної висоти і розмірів вставок).

2. Розроблена методика визначення НДС фрагментів залізобетонного перекриття з однонапрямленими вставками з урахуванням нелінійності деформування стиснутого бетону згідно з ДБН В.2.6-98:2009 [69] і розтягнутого бетону. Отримані значення прогинів дають задовільну збіжність з експериментальними прогинами. При цьому залежність між розтягуючими напруженнями і деформаціями бетону прийнята за структурою формули (3.4) державних будівельних норм [69], але з використанням параметрів, визначених для розтягнутоно бетону [69].

3. Розрахунок несучої здатності 3-х дослідних зразків фрагментів плит з однонапрямленими вставками за деформаційним методом згідно з ДСТУ Б.В.2.6-156.2010 [80] достатньо добре відображає модельований процес як якісно, так і кількісно, різниця становить від 1,6 до 4,0 %.

4. Теоретичні значення продавлювальної сили бетонної полиці над вставками, обчисленої за розрахунковими залежностями різних нормативних документів, дають занижені значення продавлювальної сили порівняно з отриманими експериментальними даними. Найкращу збіжність з експериментальними значеннями продавлювальної сили дав розрахунок з використанням ПК «Ліра». Розрахункове значення продавлювальної сили, визначене за ДБН [69], необхідно приймати з поправочним коефіцієнтом k=1,3…1,5 в залежності від товщини полиці. Комп'ютерне моделювання роботи верхньої полиці в ПК «Femap» дало

змогу виявити особливості напружено-деформованого стану полиць різної товщини.

5. Для загального статичного розрахунку фундаментних плит і прогонових будов з однонапрямленими вставками можна використати зменшене значення жорсткості, визначене для конструкції перекриттів та інших плитних конструкцій. Їх можна врахувати у загальних статичних розрахунках фундаментів і мостових споруд, що базуються, зокрема, на теорії згину пружної пластини.

6. Обґрунтовано розрахункові схеми і запропоновано методику розрахунку плитних залізобетонних порожнистих конструкцій з призматичними порожниноутворювальними вставками з врахуванням двовісного НДС бетону, яка базується на експериментальних дослідженнях, відображених в чинних Державних будівельних нормах України [69].

Подано приклад розрахунку за цією методикою натурного перекриття з вставками, який показав, що врахування двовісного НДС бетону суттєво збільшує міцність бетону і жорсткість перекриття. Для розглянутого в прикладі перекриття з вставками загальними розмірами в плані 5,8 х 6,9 м товщиною 20 см міцність бетону і жорсткість перекриття збільшилися відповідно на 28,3 і 19,3 %.

РОЗДІЛ 5
ДОСЛІДЖЕННЯ БЕТОННИХ ПОРОЖНИСТИХ БЛОКІВ

5.1. НАТУРНІ ВИПРОБУВАННЯ

5.1.1. Характеристика і виготовлення дослідних зразків

Для проведення досліджень були виготовлені основні дослідні натурні взірці блоків 4-х типів, додатково порожнисті половинчасті блоки, також суцільні блоки для випробувань основних взірців в складі фрагментів стін підвалу.

Загальні (габаритні) розміри основних експериментальних взірців відповідали блоку номінальними розмірами 2,4х0,6х0,4 м (марки ФБС 24.4.6 за ДСТУ Б.В.2.6-108:2010), який є найбільш масовим на підприємствах будівельної індустрії.

Конструкція основних дослідних взірців і допоміжних блоків та їх характеристики подані в табл. 5.1.

Блоки 1-го типу (марки ФБА) мають конструкцію із замкнутими контурами порожнин, всередені якої забетоновані чотири арболітові вставки розмірами 20х40х40 см. Вставки з арболіту попередньо виготовляли в лабораторії Львівського заводу будівельних виробів у спеціально виготовлених металевих формах в горизонтальному положенні за проведеними дослідженнями і рекомендаціями, розробленими в розділі 7. Заформована арболітова суміш тужавіла в природних умовах, її витримували при температурі +15...20 °С на протязі 7...10 діб для досягнення необхідної міцності.

Послідовність виготовлення блоків з арболітовими вставками наступна. На дно звичайної металоформи, яку використовували для серійного виготовлення цільних блоків стін підвалів марки ФБС, подавали необхідку порцію бетону і вібрували для забезпечення товщини нижньої полиці 90 мм (див. табл. 5.1). Виставляли і фіксували в проектному положенні арболітові вставки 2. Для цього використовували бетонні куби з розміром ребра 10 і 15 см, виготовлені у стандартних формах, наявних в кожній заводській лабораторії. Після цього подавали решту бетонної суміші, яку ущільнювали на вібростолі і подавали в пропарювальну камеру для прискореного твердіння. Після тепловологісної обробки, яку здійснювали за звичайним для цільних блоків режимом, на поверхні експериментальних блоків не було виявлено тріщин силового

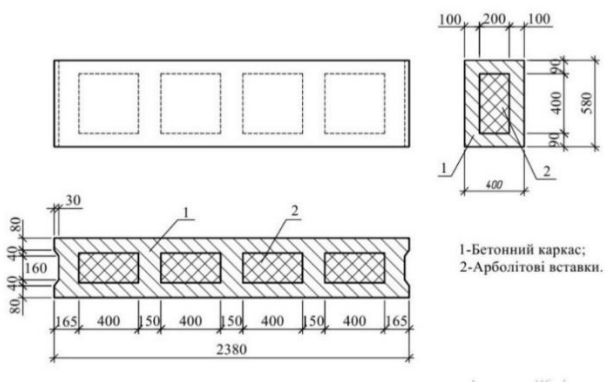
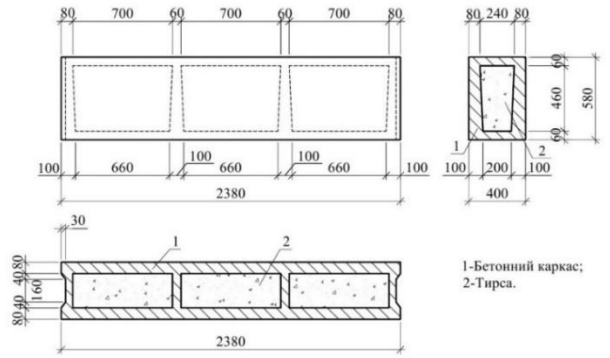
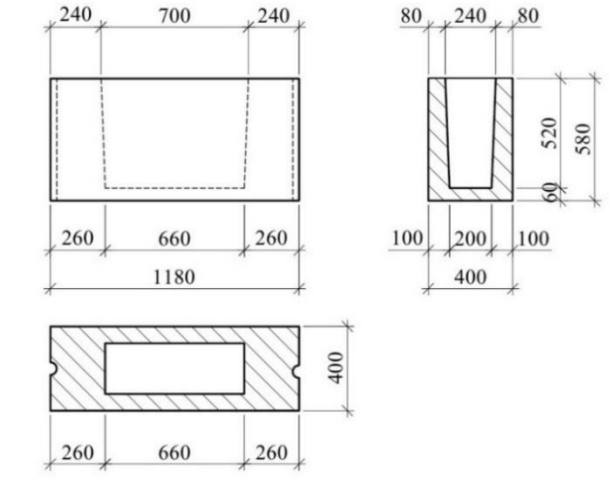
характеру чи інших пошкоджень, які могли виникнути від розпираючої дії чи іншого впливу арболітових вставок при температурній обробці насиченого парою повітрям. Таким чином була підтверджена сумісність вставок з бетоном і технологічність блоків з арболітовими вставками. Їх використання незначно ускладнює технологію виготовлення блоків. Технологічні операції доволі прості. На виготовлення одного експериментального блока зі вставками затрачалося до 12...15 хв. При відпрацюванні всіх почергових операцій і налагодженні серійного виробництва цей час можна ще скоротити. Для цього потрібна робоча бригада з 2-х осіб. Всього було виготовлено три блоки з арболітовими вставками. Вони формувалися в різний період, тому міцність бетону відрізнялась (див.табл.5.1, п. 5.1). Загальний вигляд блоків з арболітовими вставками після випробування подано в додатку В.

Блоки 2-го типу (марки ФБТ) також мають замкнуті порожнини (табл.5.1, п.2), але на відміну від блоків 1-го типу вони заповнені тирсою, що здійснюється за спеціальною технологією, яка передбачає такі операції: 1 - на дно звичайної металоформи для виготовлення блоків подають і ущільнюють шар бетону товщиною 90 мм; 2 - з допомогою фіксаторів кріплять тимчасові коробчасті металеві вставки; 3 - подають і ущільнюють бетон до рівня 90 мм від верхньої поверхні блоку; 4 - після 1,5...2-годинної витримки і «схоплювання» бетону металеві вставки виймають; 5 - засипають відходи деревини (найкраще оброблену антисептиками тирсу); 6 - укладають верхній шар бетону, ущільнюють і піддають, за потреби, тепловій обробці.

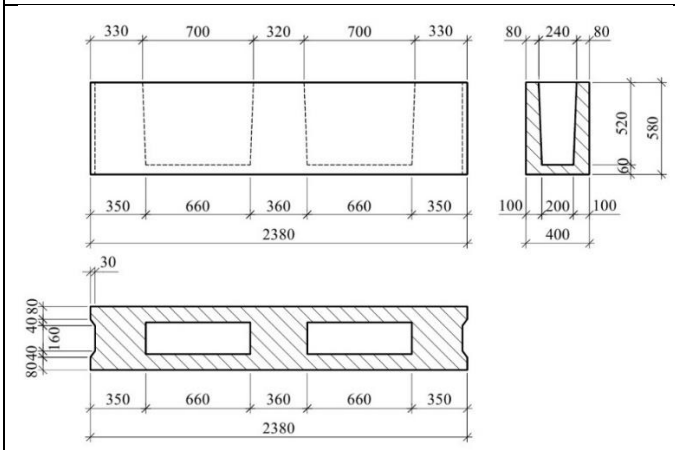
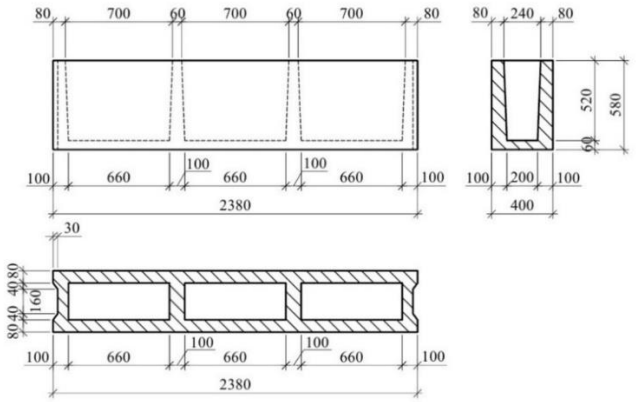
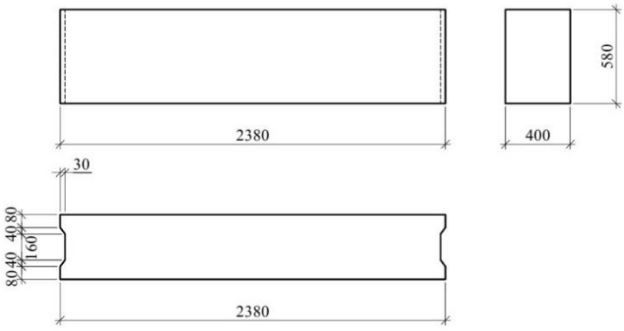
Як і в блоках з арболітом, в блоках з тирсою після виготовлення і тужавіння в середовищі гарячої пари не було виявлено тріщин чи пошкоджень силового характеру, за винятком зсідних та технологічних, характерних і для цільних блоків підвалів. Це засвідчує технологічну і конструктивну сумісність даного способу виготовлення певного класу порожнистих бетонних і залізобетонних конструкцій, зокрема типових бетонних блоків стін підвалів. Загальний вигляд блока з тирсою після випробування подано в додатку В.

Таблиця 5.1

Конструкція і характеристики дослідних зразків

Конструкція дослідних зразків	Марка	Міцність бетону, МПа	Порожнистість, % Перерізу/ об'ємна	Схема випробувань
1	2	3	4	5
	ФБА-1	10,3	34,5/23,6	III
	ФБА-2	27,0		IV
	ФБА-3	7,8		VII
	ФБТ	9,3	53,2/38	IX
	1ФБП-1	15,2	35,4/28,7	I
	1ФБП-2	9,8		I
	1ФБП-3	17,2		I
	1ФБП-4	12,7		II
	1ФБП-5	8,8		II
	1ФБП-6	15,2		II
	1ФБП-7	7,8		VIII
	1ФБП-8	17,2		-
	1ФБП-9	9,8		-

Продовження табл. 5.1

1	2	3	4	5
	2ФБП-1	5,9	36,1/28,7	I
	2ФБП-2	8,8		VI
	2ФБП-3	10,3		VIII
	2ФБП-4	8,3		II
	3ФБП	12,3	53,2/43	V
	ФБС-1	18,6	-	I
	ФБС-2	22,1		II
	ФБС-3; 4	7,8		III
	ФБС-5; 6	28,4		IV
	ФБС-7; 8	7,8		V
	ФБС-9	6,7		VI
	ФБС-10	10,8		-
	ФБС-11	20,1		VII
	ФБС-12	11,8		-
	ФБС-13	20,1		VIII
	ФБС-14	10,8		IX
	ФБС-15	8,8		IX

Фундаментні блоки з відкритими вгору порожнинами (марки ФБП) виготовляли за технологією, яка передбачала 4-и перших операції виготовлення блоків з тирсою з тією різницею, що на етапі 3 бетон укладається до верху форми.

Виймання металевої вставки - пустоутворювача на початковій стадії тужавіння бетону дає можливість уникнути проблем технологічного характеру, з якими стикалися при улаштуванні порожнин знизу. Як видно з огляду, поданого в розділі 1,

найбільше пропозицій оптимізувати блоки стін підвалів було пов’язано саме з такою їх конструкцією, що можливо забезпечити розташуванням пустотоутворювача знизу, прикріпленого до днища форми. Розпалублення таких блоків здійснюється після твердіння бетону і пов'язане з проблемою "відірвати” блоки від форми, з якою він має значну площу контакту по поверхнях порожнин. Обтискаючі форму - пустоутворювач деформації усадки бетону ще більше посилюють проблему і в більшості випадків унеможливлюють нормальне розпалублення. Зазначені технологічні проблеми є одними з основних причин, із-за яких порожнисті блоки стін підвалів з порожнинами знизу, незважаючи на свою ефективність, не отримали широкого застосування на практиці і мали індивідуальне вирішення.

Технологія виготовлення порожнистих блоків, запропонована в дослідженнях [ ], дозволила в повній мірі усунути ці проблеми.

Блоки з відкритими порожнинами виготовлені 3-х типорозмірів. Перший (марки 1- ФБП), є половинчастим блоком номінальної довжини 1,2 м з однією порожниною. Блоки марки 2ФБП мають дві порожнини, а блок марки ЗФБП – три, при загальній номінальній довжині 2,4 м.

Половинчасті блоки даного типу виготовлені для відтворення роботи блоків при їх перев'язці в стіні підвалу і забезпечення подібних умов при випробуванні. Загальний вигляд блоків з порожнинами після виготовлення подано на фото (рис. 5.1 і 5.2).

а

б

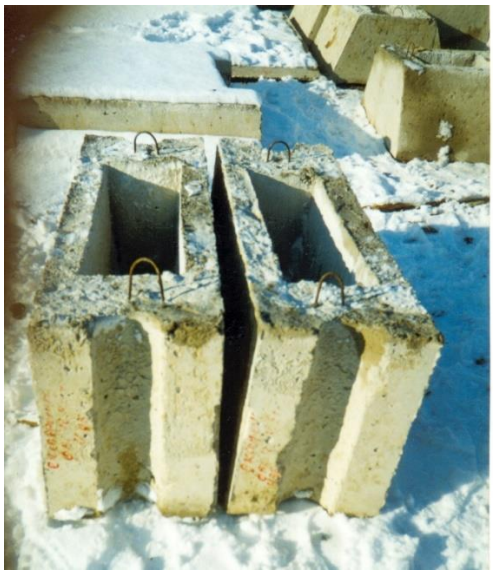


Рис.5.1. Загальний вигляд блоків марки 2ФБП (а) і блоків марки 1ФБП (б)

Рис. 5.2. Загальний вигляд блока марки 3ФБП

Блоки марки ФБС є типовими блоками, виготовленими за ДСТУ Б.В.2.6-108:2010. В даних експериментах вони використовувалися як проміжні елементи для рівномірної передачі навантаження від гідравлічних домкратів на експериментальні пустотні блоки і в деяких схемах як основа для цих блоків, що забезпечувало зручність монтажу приладів і спостереження за середнім основними експериментальними блоками. Заодно цільні блоки ФБС використовувалися для аналізу поведінки і зміни напружено-деформованого стану порівняно з порожнистими блоками.

В табл. 5.1, як важливі характеристики, приведені міцність бетону, порожнистість експериментальних блоків - об’ємна (загальна) і площа поперечного перерізу, визначена за найменшою площею, оскільки блоки марки ФБА і ФБП мають внутрішні технологічні нахили, залишені пустотоутворювачем після його виймання. Порожнистість є досить значною і становить для блоків марки: ФБА – 23,6%; ФБТ – 38,0%; 2ФБП – 28,7%; 3ФБП – 43,0%.

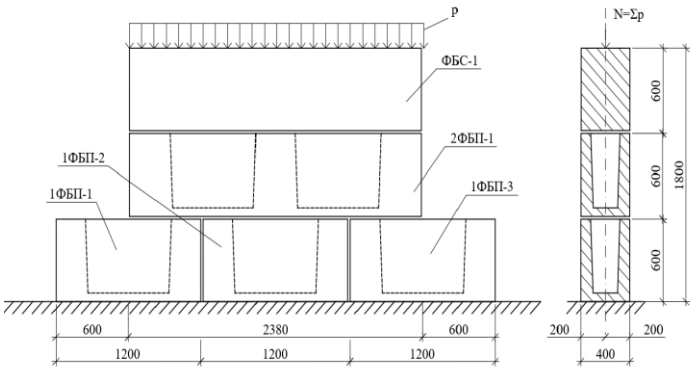
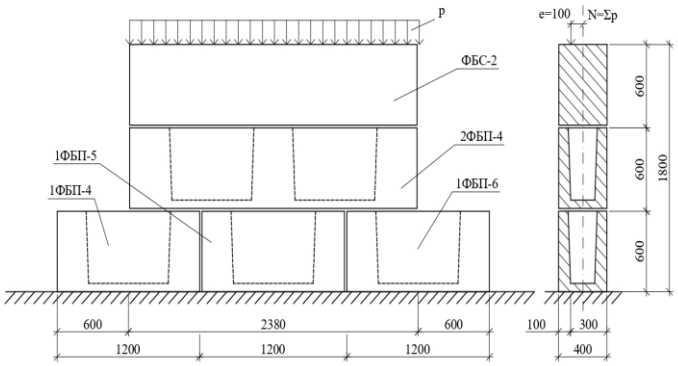
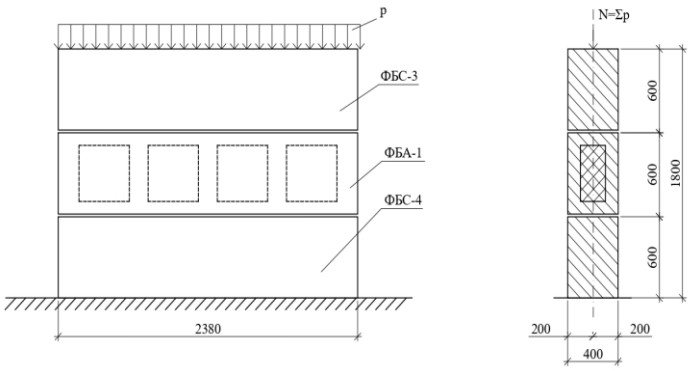
Експериментальні блоки виготовляли в різний період за різних технологічних умов, що відобразилося на фактичній міцності бетону. При проектному класі бетону С7,5/10 мало місце відхилення міцності як в більший, так і в менший бік.

Виготовлення всіх експериментальних блоків здійснювали у виробничих умовах Львівського заводу будівельних виробів. Паралельно з бетонуванням дослідних взірців блоків бетонували стандартні форми для кубів, за якими визначали фактичну міцність бетону. Перед випробуванням міцність бетону кожного блоку додатково тестували приладами неруйнівної дії.

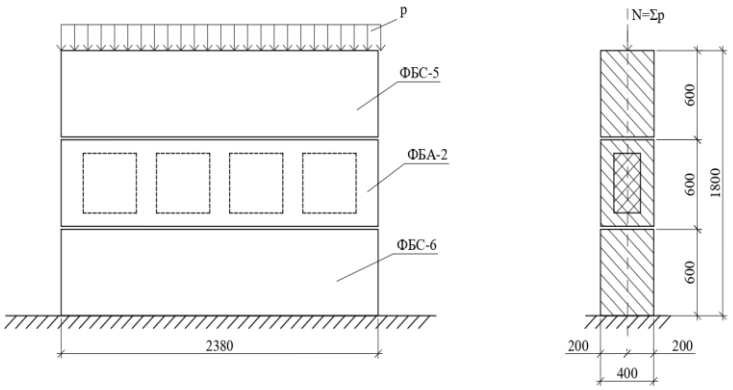
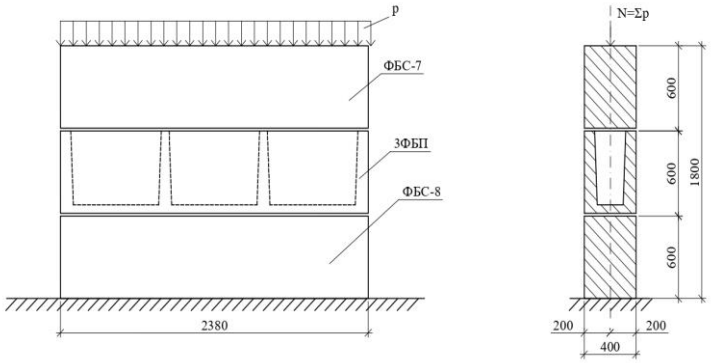
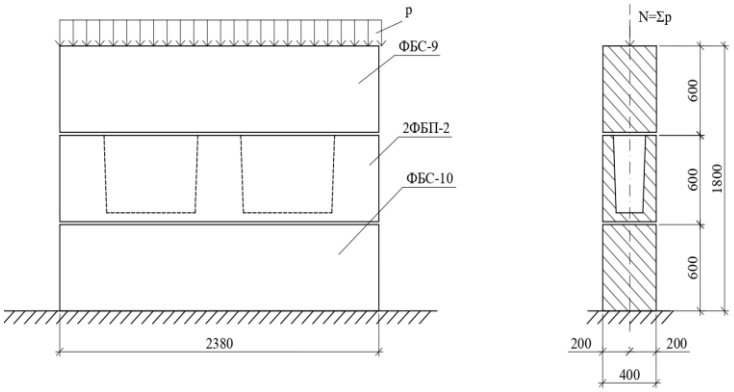
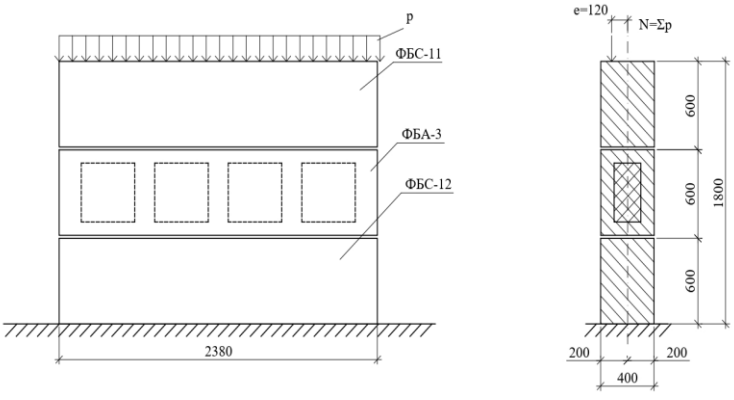
5.1.2. Програма і методика випробувань

Згідно з завданнями досліджень, при випробуваннях необхідно було визначити фактичну несучу здатність запропонованих порожнистих блоків як стінових конструктивних елементів за різних умов завантаження і взаємного розташування блоків. Для цього було розроблено 9-ть схем (конструкцій фрагментів стіни і завантаження), які подані в табл.5.2.

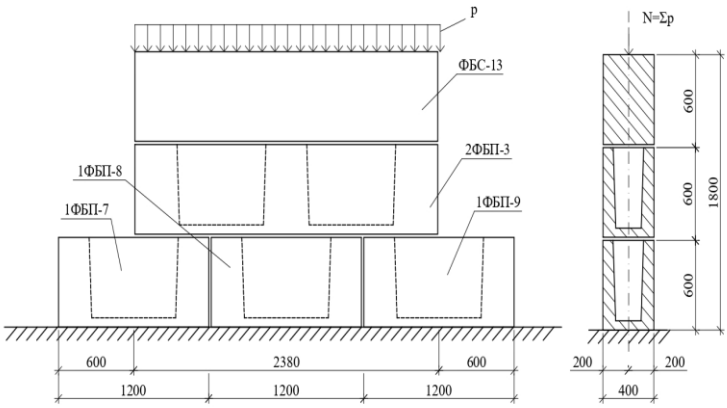
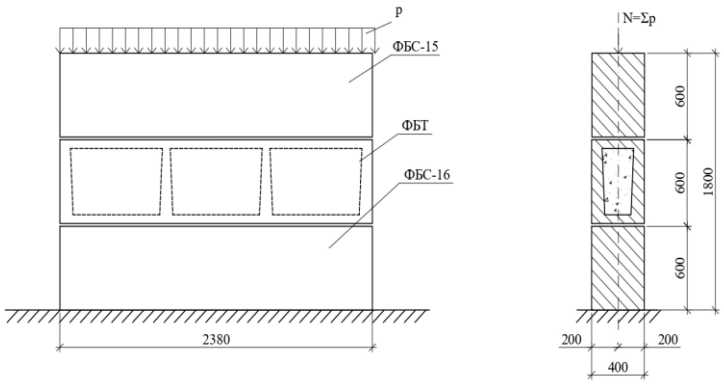
Таблиця 5.2.

№ схеми	Схема фрагменту стіни і завантаження	Мета випробувань
1	2	3
I		Випробування блока марки 2ФБП на центрально прикладене навантаження для відпрацювання методики експерименту. Дослідження роботи блока марки 2ФБП при обпиранні на аналогічної конструкції півблоки (марки 1ФБП)
II		Дослідження роботи блока марки 2ФБП при позацентровому прикладанні навантаження і обпиранні на півблоки аналогічної конструкції (марки 1ФБП)
III		Дослідження роботи блока з арболітовими вставками при центральному прикладанні навантаження

Продовження таблиці 5.2

1	2	3
IV		Дослідження роботи блока з арболітовими вставками при високих рівнях центрально прикладеного навантаження. Для нього експериментальний блок (марки ФБА-1) і суцільні блоки (марки ФБС-5 І ФБС-6) виготовлені з бетону міцності 27…28,4 МПа
V		Дослідження експериментального блока з трьома відкритими порожнинами (марки 3ФБП) при центрально прикладеному навантаженні
VI		Дослідження експериментального блока з двома відкритими порожнинами (марки 2ФБП) при центрально прикладеному навантаженні. Порівняно з блоком зі схеми І блок 2ФБП-2 обпирався на суцільний блок
VII		Дослідження роботи експериментального блока з арболітовими вставками при позацентрово прикладеному навантаженні

Продовження таблиці 5.2

1	2	3
VIII		Дослідження роботи блока з двома відкритими порожнинами при центральному прикладанні навантаження і обпиранні на порожнисті півблоки. На відміну від блока марки 2ФБП зі схеми I, даний блок мав міцність бетону, близьку до проектної
IX		Дослідження роботи блока з трьома замкнутими порожнинами, заповненими тирсою, при центральному прикладанні навантаження.

Кожна схема передбачала три ряди блоків. Перший (нижній) ряд в більшості схем був допоміжним і слугував для забезпечення загальної висоти фрагменту стіни, яка була близькою до висоти підвалу. Заодно він забезпечував зручність монтажу приладів і спостереження за основним, експериментальним, блоком, яких в усіх схемах розташовувався у 2-му ряді. В деяких схемах (I, II, VIII) при випробуванні порожнистих блоків нижній ряд був викладений з аналогічних за конструкцією половинчатих блоків з перев'язкою швів, що імітувало їх роботу в реальних умовах експлуатації.

Для рівномірної передачі навантаження від гідравлічних домкратів на середній блок призначений блок верхнього, 3-го ряду. Він в усіх схемах був цільним (типовим марки ФБС 24.4-6) і заодно використовувався для порівняння роботи з порожнистим експериментальним блоком.

Блок марки 2ФБП (з двома відкритими порожнинами), випробовували за трьома схемами:

В схемах I, II і VIII блок 2ФБП укладався на три нижні половинчаті блоки аналогічної конструкції з перев'язкою швів таким чином, щоби забезпечити найневигідніше взаємне розташування, при якому поперечні ребра верхнього блока знаходяться над найбільш ослабленим перерізом (посередині порожнини) нижнього блока. В схемі I навантаження прикладене центрально, що є близькими до дійсної роботи крайньої фундаментної стіни в будівлях середньої і високої поверховості та середніх стін усіх будівель. Схема II передбачає позацентрове прикладання з ексцентриситетом 10 см, характерним для зовнішніх стін малоповерхових будівель. Всі інші варіанти завантаження є проміжними. У 3-й комбінації (схема VI в табл.5.2) блок марки 2ФБП, як і решта експериментальних блоків, розташовувався між двома цільними блоками з метою прямого безпосереднього порівняння з ними.

Блоки з арболітовими вставками випробовували також на центральне (схеми III і IV) і позацентрове (схема VII) прикладання навантаження. Причому блок марки БТА-2 був виготовлений з бетону більш високої міцності для дослідження особливостей роботи при високих рівнях навантаження і можливості використання для багатоповерхового будівництва.

При монтажі кожного фрагменту стіни блоки, всіх 3-х рядів укладалися на цементно-піщаний розчин марки М300 товщиною 20...25 мм, який забезпечував надійний і рівномірний контакт поверхонь суміжних блоків. Для рівномірного розподілу навантаження на всю верхню грань бетону 3-го ряду на цементний розчин М300 укладали металевий лист товщиною 22 мм, а поверх нього металеві траверси, розташовані вздовж стінки по центрі або зі зміщенням в залежності від схеми випробувань (рис. 5.3).

Навантаження створювали з допомогою гідравлічних домкратів ДГ-200, яке через траверси і металеві листи рівномірно розподілялося на стінку.

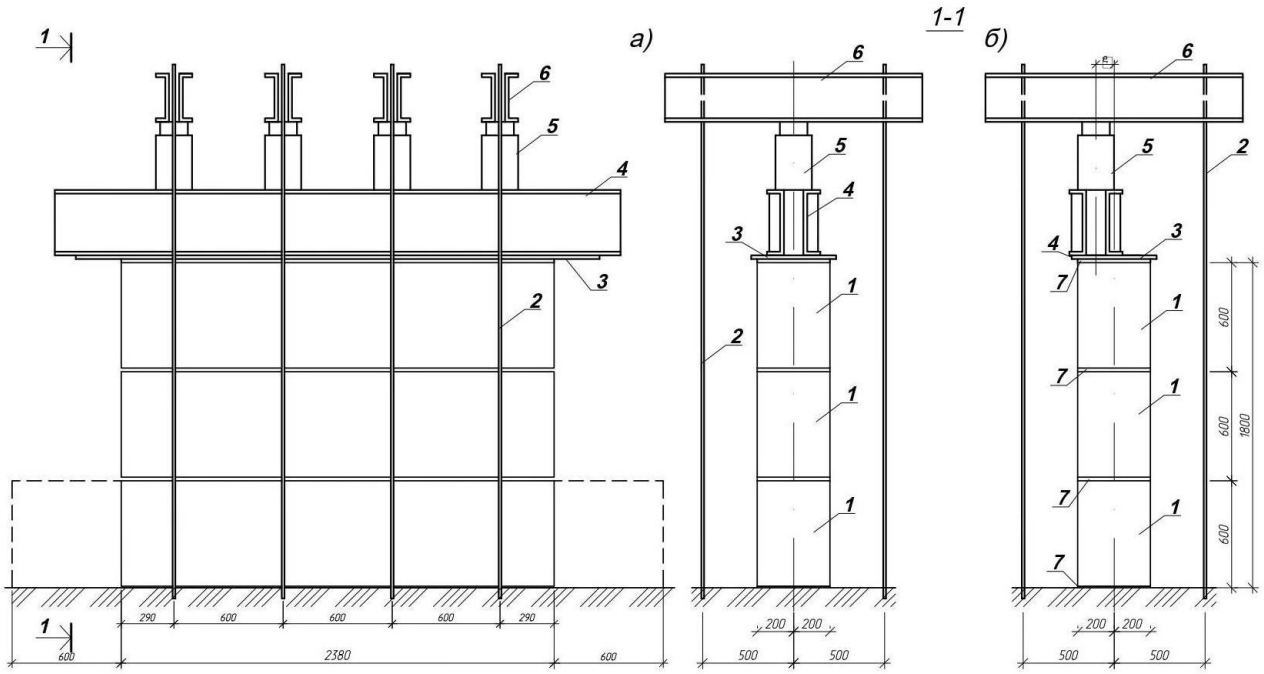


Рис. 5.3. Загальні схеми випробувань блоків на центрово (а) і позацентрово (б) прикладене навантаження: 1 – дослідні взірці; 2 – тяги; 3 – металева пластина товщиною 22 мм; 4 – силорозподільні траверси; 5 – гідравлічні домкрати ДГ-200; 6 – упорні траверси; 7 – цементний розчин М-300

Для забезпечення одночасності і однаковості створення зусиль в домкратах, вони були з’єднані в одну гідравлічну систему і обслуговувалися однією насосною станцією. Контроль навантаження при цьому здійснювали за тиском в гідравлічній системі, що замірявся повіреним манометром. Перед випробовуваннями домкрати були протаровані. Випробування проводили за стандартизованою методикою з дотриманням вимог ДСТУ БВ 2.6-7-95.

Для заміру деформацій дослідних взірців використовували індикатори годинникового типу з ціною поділки 0,001 мм, встановлених на базі 320 мм. Прилади монтувалися в характерних перерізах в залежності від конструкції експериментального блоку. Загальні вигляди різних схем завантаження подані на рис. 5.4 і 5.5.

а б

Рис. 5.4. Загальні вигляди випробувань за різними схемами: а – за схемами I, II, VIII; б – зв схемами III-VII, IX

Рис. 5.5. Загальний вигляд збоку при випробуванні центрально (а) і позацентрово (б) прикладеним навантаженням

5.1.3. Результати випробувань блоків навантаженням

Несуча здатність і тріщиностійкість

Схема I. Блок марки 2ФБП-1, який був випробуваний в складі стінки за схемою I, мав після виготовлення недостатню міцність бетону (55...65 % від проектної). На цьому відпрацьовували методику підготовки і проведення експериментальних досліджень. На початкових етапах завантаження (~30 % від руйнівного) посередині верхнього цільного блоку утворилися тріщина і він розколовся на два окремих півблоки, що, безумовно,вплинуло на роботу експериментального і без того ослабленого недостатньою міцністю бетону, блока. Він зруйнувався при досить

невисоких рівнях навантаження (1716 кН) після утворення вертикальних тріщин в поздовжніх двох стінках і дроблення бетону зверху в одній з стінок і знизу примикаючого торцьового ребра на контакті з верхнім і нижнім блоком (рис. 5.6). Ширина розкриття тріщин при руйнуванні становила від 0,2 до 2,0 мм. Затемненими позначені зони дроблення бетону. Зруйнувався також один з крайніх півблоків.

Характер тріщиноутворення і руйнування для випробуваних блоків за схемами II-IX описано і проілюстровано в додатку В.

а) б) в)

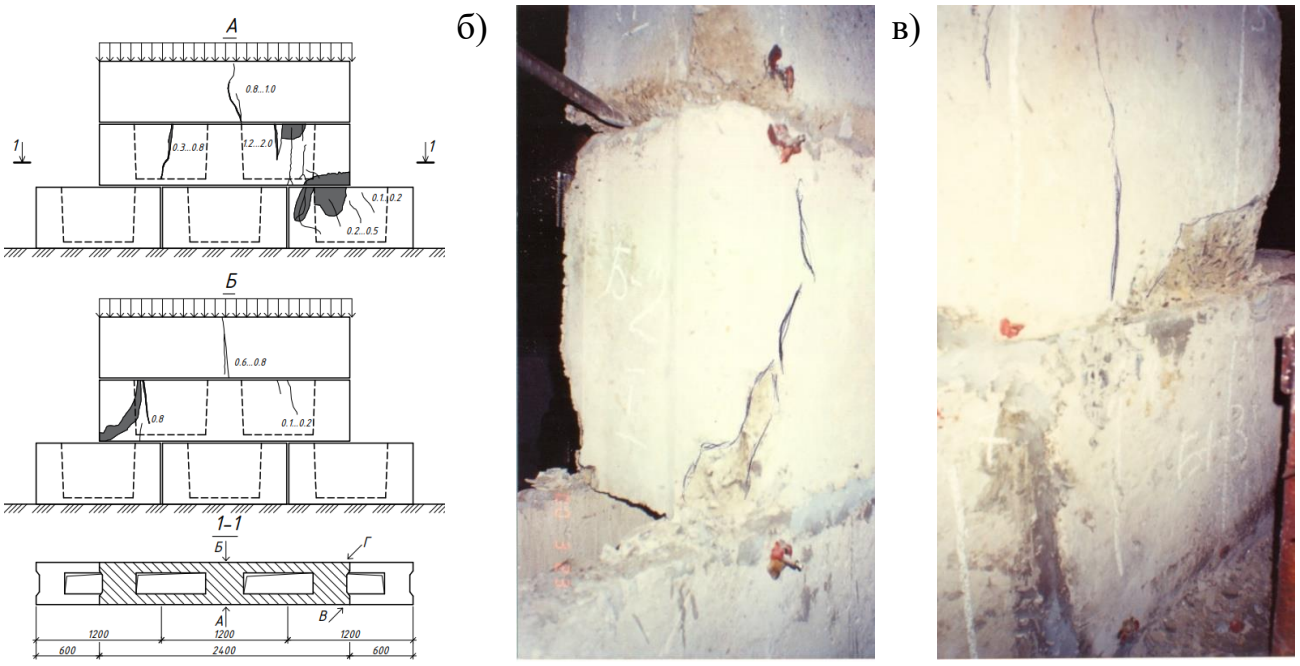


Рис. 5.6. Характер тріщиноутворення і руйнування блоків при випробуванні за схемою I: а – вигляд «В»; б – вигляд «Г».

Порівняльний аналіз міцності і тріщиностійкості всіх випробуваних блоків подано нижче. Руйнуванню блоків передувало утворення як правило вертикально орієнтованих тріщин. Їх виникнення зафіксовано при досить високих рівнях навантаження - 73...91 % від руйнівного. Тривала витримка під цим навантаженням не призвела до повного вичерпання несучої спроможності блоків і вони зруйнувалися лише після додатково прикладеного навантаження. Тому за критерії оцінки міцності експериментальних блоків були прийняті навантаження, при яких утворилися вертикальні тріщини і навантаження, яке відповідає повному зруйнуванню блоків. Ці дані для випробуваних блоків приведені в табл 5.3.

За цими двома критеріями визначали розрахункову несучу здатність. При цьому розрахункову несучу здатність за міцністю N_u отримали діленням експериментального руйнівного навантаження N_u^{exp} на коефіцієнт надійності по бетону на стиск γ_c=1,3, який прийнятий в нормах при переході від нормативної до розрахункової міцності бетону. Як видно з отриманих даних, критерій по руйнуванню виявився визначальнішим (меншим) і по ньому встановлено мінімальна розрахункова нусуча здатність N_{min}.

Поскільки фактична міцність бетону випробувальних блоків $f_{cm,c}$ була різною, для визначення остаточної величини розрахункової несучої здатності N враховувалося співвідношення 10/$f_{cm,c}$ (10-проектна міцність бетону). Діленням N на довжину блока 2,4 м отримали розрахункову несучу здатність 1 м.п. стіни підвалу N_1, поділивши яку на розрахункове навантаження від перекриття N_A=106 кН для середньої стіни (центральне завантаження) і N_A=53 кН для крайньої (позацентрове завантаження), отримали кількість поверхів будівлі, які можуть зводитися на блоках певного типу. Остаточна розрахункова допустима кількість поверхів n_p з врахуванням експериментального виготовлення і освоєння виробництва блоків прийнята з коефіцієнтом запасу 1,2. При підвищенні кубикової міцності бетону з 10 МПа до 15 МПа поверховість можна збільшити на 37-40 %, тобто щонайменше на третину.

Як бачимо, і з врахуванням фактичної міцності бетону найбільшу несучу здатність мають блоки зі замкнутими порожнинами, особливо блоки з арболітовими вставками.

Деформативність

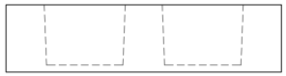
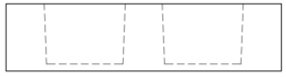
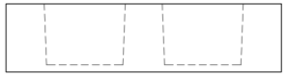
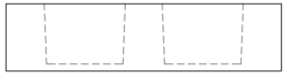
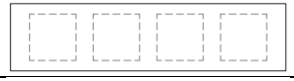
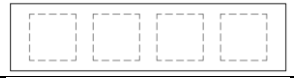
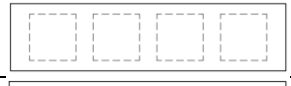
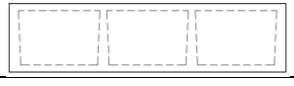
За результатами заміру відносних зміщень деформацій крайніх фібр бетону блоків в поздовжньому (відносно дії навантаження) напрямку отримано дані щодо їх деформативності, які представлені у вигляді графіків залежності відносних деформацій бетону від сумарної величини прикладеного навантаження.

На цих графіках подані усереднені значення деформацій симетрично розташованих приладів (наприклад приладів 1 і 5 на схемі I, приладів 2 і 4 тощо).

Характер деформування зовнішніх фібр бетону блока марки 2ФБП випробуваного за схемою I видно з графіків, поданих на рис. 5.7.

Таблиця 5.3.

Несуча здатність блоків за критеріями міцності і тріщиностійкості

№ з/п	Марка	Ескіз	Схема випроб.	N_u^{exp}, кН	N_{crc}^{exp}, кН	$N_{crc}^{exp}/N_{u,cA}^{exp}$	Розрахункова несуча здатність, кН			N, кН	N_1, кН	N_A, кН	Кількість поверхів		
													при $f_{cm,c}$=10МПа		при $f_{cm,c}$=15 МПа
							N_u	N_{crc}	N_{min}				n	np	n
1	2ФБП-1		I	1716	1242	0,72	1320	1342	1320	2200	917	106	8,7	7	10
2	2ФБП-2		VI	3150	2863	0,91	2423	2863	2423	2692	1122	106	10,6	9	
3	2ФБП-3		VIII	3052	2686	0,88	2348	2686	2348	2280	950	106	9,0	7,5	
4	2ФБП-4		II	2075	1886	0,91	1596	1886	1596	1357	565	53	10,7	8,9	
5	3ФБП-1		V	2652	2030	0,77	204,0	203,0	203,0	1624	676	106	6,4	5	7
6	ФБА-1		III	4326	3952	0,91	332,8	395,2	332,8	3170	1321	106	12,4	10	14
7	ФБА-2		IV	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	10	
8	ФБА-3		VII	2286	1693	0,74	176,0	169,3	169,3	2116	881	53	16,2	13	
9	ФБТ		IX	2523	1842	0,73	1940	1842	1842	1980	808	106	7,6	6	8

Позначення: N_{crc}^{exp} – експериментальне навантаження творення тріщин;

$N_u = N_{crc}^{exp}/\gamma_c$ - розрахункова несуча здатність блока з умов руйнування;

N_1 – розрахункове навантаження на 1 м.п. стіни підвалу;

N_A – орієнтовне розрахункове навантаження з одного поверху на 1 м.п. стіни підвалу.

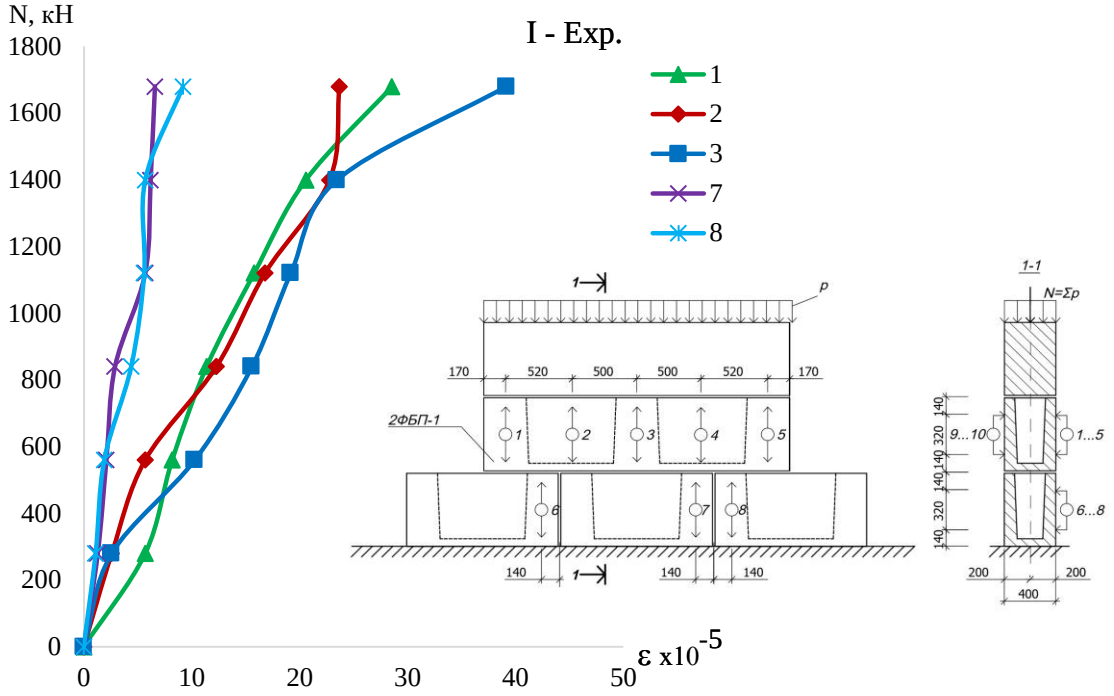


Рис. 5.7. Вертикальні деформації дослідних зразків блоків, випробуваних за схемою I

При центральному прикладанні навантаження принцип зміни деформацій був в принципі однаковим. При рівнях навантаження від 0 до 0,4...0,5 від руйнівного спостерігається практично прямо пропорційна залежність деформацій від навантаження, тобто пружна робота бетону, а при вищих рівнях - відхилення від лінійної залежності, причому як в бік збільшення , так і в бік зменшення. Як правило, зміна деформацій поперечних стінок (ребер) була аналогічною до зміни поздовжніх деформацій призм при їх завантаженні осьовою силою, тобто з поступовим викривленням графіка деформацій в бік $\varepsilon_в$ внаслідок прояву пластичних деформацій бетону. По іншому деформувалися крайні фібри бетону поздовжніх стінок-ребер. За окремими винятками, приріст деформацій в них був в кілька разів або на порядок меншим, а в деяких стінках спостерігаємо зміну кривини деформацій, тобто їх зменшення (див. блок 2ФБП-1 на рис. 5.14 зі сх. I) . Найбільші значення деформацій стиску бетону блоків марки 2ФБП становили (88... 134)x10^{-5}, тобто наближалися до граничних деформацій бетону на стиск $\varepsilon_в$ =(80...300) x10^{-5}.

Графіки вертикальних деформацій блоків, випробуваних за схемами II-IX, подано в додатку В.

З розгляду і аналізу отриманих результатів очевидним є висновок, що причиною руйнування стиснутих блоків з порожнинами є не вичерпання міцності бетону на стиск, а складний напружено-деформований стан їх найбільш ослаблених частин (елементів), тобто поздовжніх стінок. Графіки деформацій однозначно показують, що в більшості стінок проявлялися деформації розтягу, особливо при середніх і високих рівнях навантаження. Це можна пояснити “виходом” з площини стінки, яка працює як защемлений елемент. В блоках з відкритими порожнинами стінки защемлена по 3-х сторонах, в блоках зі закритими порожнинами - по 4-х сторонах. Крім цього, в останніх менша площа бокових поверхонь і більша товщина стінок, що зумовило більшу їх несучу здатність. Позитивним фактором є також стримуючий вплив верхньої полиці, наявної в блоках зі закритими порожнинами, і забезпечення більш рівномірного розподілу напруження по всій верхній грані блоків такого типу.

Складну роботу блоків з порожнинами підтверджує також розвиток деформацій у верхніх блоках. В усіх випробуваннях на початкових стадіях і на стадіях, близьких до руйнування, деформації в них відрізнялися кількісно в залежності від міцності і відповідно, модуля пружності бетону, але вони були стискаючими, на відміну від експериментальних блоків.

Зафіксована у кожному верхньому блоці різниця деформацій у різних перерізах свідчить також про неоднорідний напружений стан, зумовлений як реакцією (контактом) нижчележачого експериментального блоку гратчастої конструкції, так і можливим впливом інших чинників (нерівномірним контактом з експериментальним блоком, випадковими ексцентриситетами, нерівномірністю передачі навантаження тощо).

5.2.МОДЕЛЮВАННЯ РОБОТИ НАТУРНИХ ПОРОЖНИСТИХ БЛОКІВ В ПРОГРАМНОМУ КОМПЛЕКСІ ANSYS

5.2.1. Вихідні дані і загальні результати

З метою перевірки можливості використання ПК ANSYS для розрахунку порожнистих бетонних блоків була змодельована їх робота в складі стінок за схемами, прийнятими при натурних випробуваннях (див. п. 5.1). Для моделювання дослідних блоків використовували прямокутні об'ємні елементи розмірами 5х5 см. В блоках маємо об'ємний напружено-деформований стан з деформаціями і, відповідно, з напруженнями у вертикальному напрямі та двох горизонтальних напрямках: $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z, \sigma_x, \sigma_y, \sigma_s$.

При моделюванні в ПК ANSYS для кожної з дев'яти схем було 20 етапів поступового збільшення навантаження. Величина навантаження на 20 етапі відповідала руйнівному навантаженню. Нижче на прикладі стінки за схемою I подано ізополя розподілу і характер зміни нормальних деформацій і напружень в напрямку просторових координат X, Y, Z, на 6-му і 12-му етапах завантаження (рис. 5.23-5.24). Для решти схем (II-IX) такі ізополя подані в додатку Г.

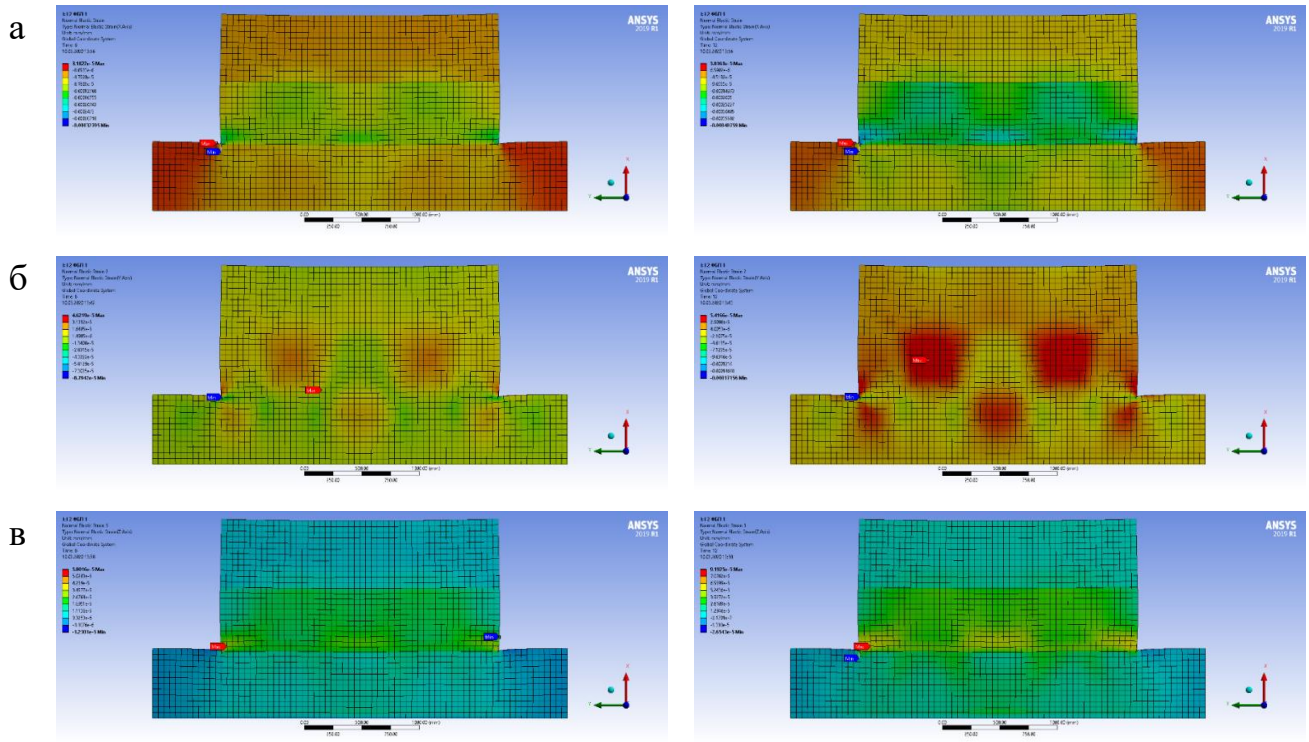
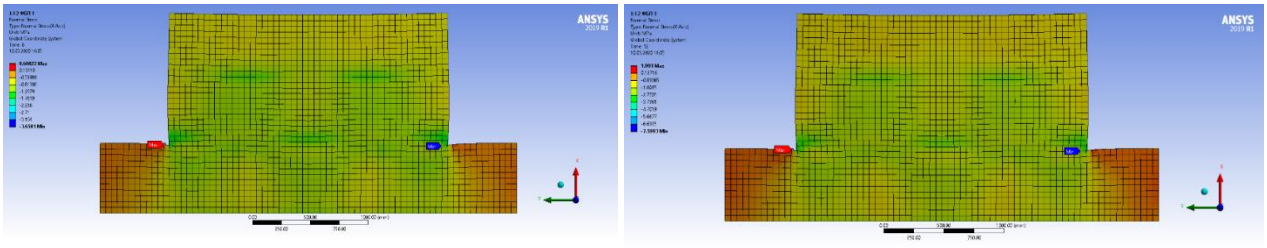
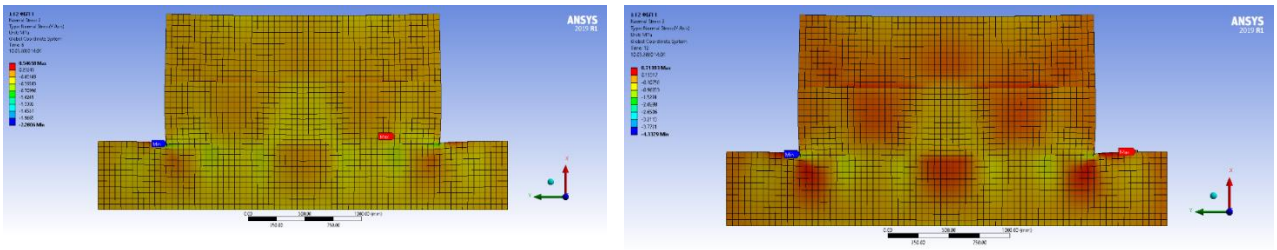


Рис. 5.8. Ізополя відносних деформацій блоків в схемі I при завантаженні на 6-му (зліва) і 12-му (справа) етапах: а – в напрямку X; б – в напрямку Y; в – в напрямку Z

а



б



в

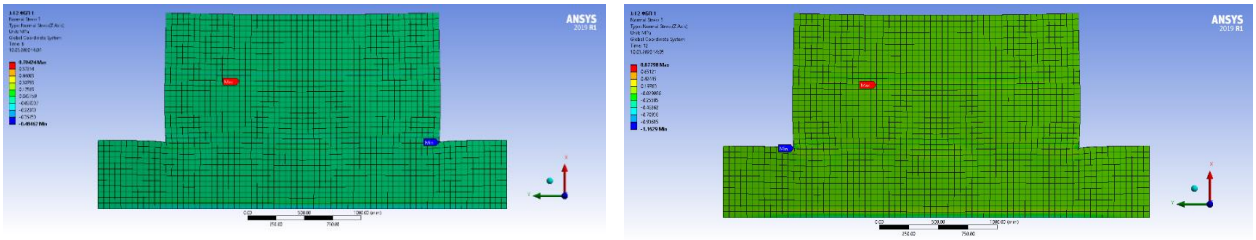
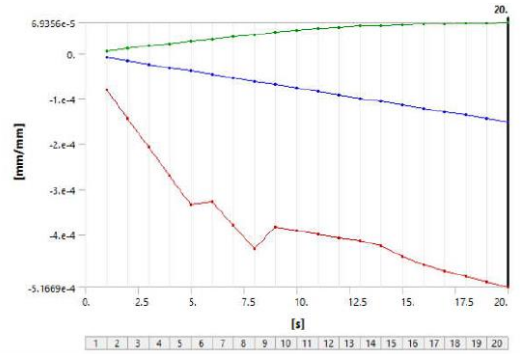


Рис. 5.9. Ізополя нормальних напружень блоків в схемі I при завантаженні на 6-му (зліва) і 12-му (справа) етапах: а – в напрямку X; б – в напрямку Y; в – в напрямку Z

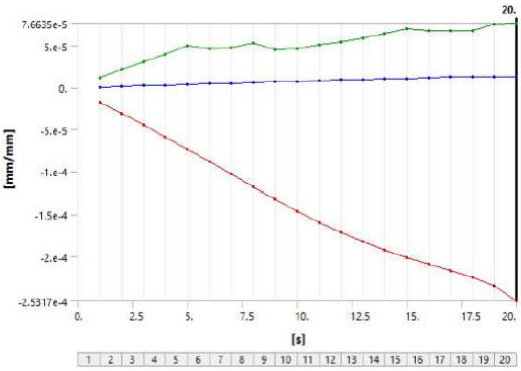
З порівняння мозаїки ізополів видно, що відносні деформації і напруження при збільшенні навантаження змінюються не лише за величиною (інтенсивністю), але і за місцем у всіх 3-х рядах блоків. Зокрема, змінюються місця розташування мінімальних і максимальних значень розглянутих параметрів ε і σ.

На рис. 5.10, 5.11 на прикладі дослідних зразків за схемою I подано графіки зміни нормальних деформацій і напружень в напрямку X, Y, Z при поетапному їх завантаженні від нуля до руйнування. На кожному з цих графіків зображено три залежності – відповідно за максимальними (1), мінімальними (2) і середніми (3) значеннями.

а



б



в

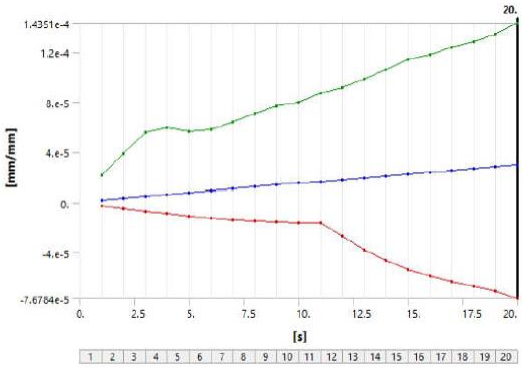
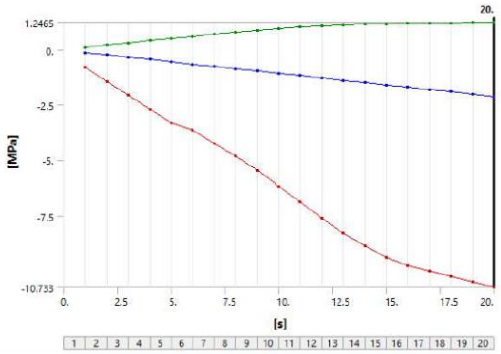
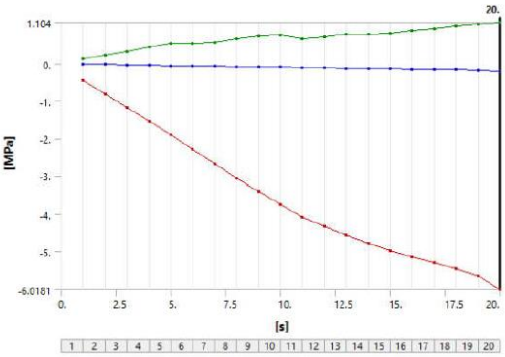


Рис. 5.10. Характер зміни відносних деформацій бетону: а – в напрямку X; б – в напрямку Y; в – в напрямку Z.

а



б



в

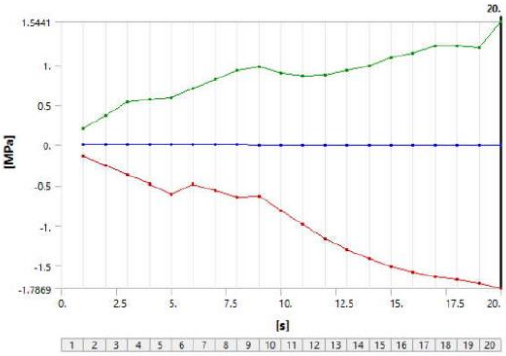


Рис. 5.11. Характер зміни напружень в бетоні: а – в напрямку X; б – в напрямку Y; в – в напрямку Z.

Як видно з графіків, характер зміни деформацій і напружень є нелінійним, а для деяких ε і σ – стрибкоподібним чи змінного напрямку наростання або спадання.

5.2.2. Несуча здатність і тріщиностійкість

Величина «руйнівного» навантаження для кожної з 9-ти схем «завантаження» в ПК ANSYS визначалася за характером зміни графіків деформацій і напружень. В табл. 5.4 подані значення цього навантаження N_u^{th} і зазначені блоки, які «зруйнувалися» першими.

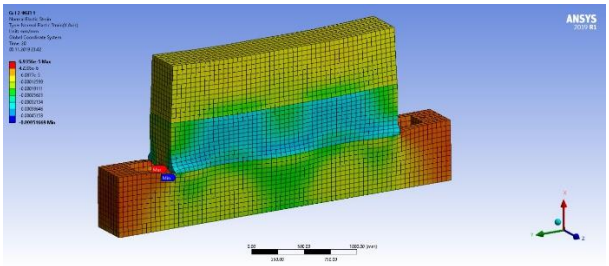
Таблиця 5.4

Результати розрахунку несучої здатності в ПК ANSYS

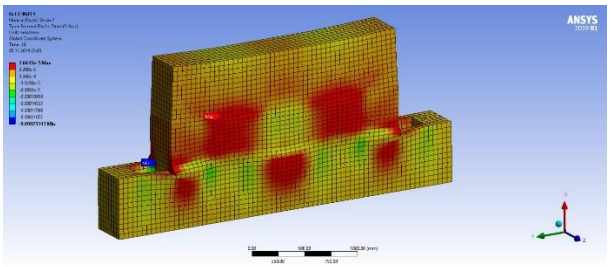
№ схеми	N_u^{th}, кН	«Блоки руйнування»
1	2	3
I	1710	2ФБП-1, 1ФБП-1, 1ФБП-3
II	1690	2ФБП-4, 1ФБП-4, 1ФБП-6
III	3650	ФБА-1
IV	10930	ФБА-1
V	2610	3ФБП
VI	2910	2ФБП-2
VII	1970	ФБА-3
VIII	2900	2ФБП-3, 1ФБП-7, 1ФБП-9
IX	2420	ФБТ

Ізополя відносних деформацій і напружень в напрямках X, Y, Z, перед руйнуванням для схеми I подані на рис. 5.11, 5.12. Для схем II-IX такі ізополя подані в додатку Г.

а



б



в

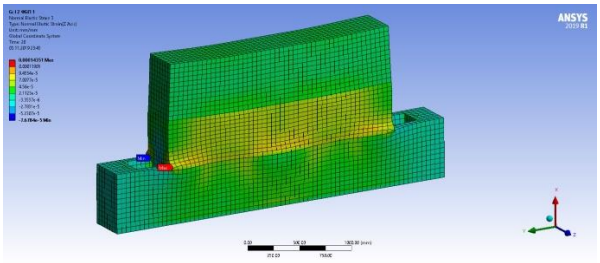
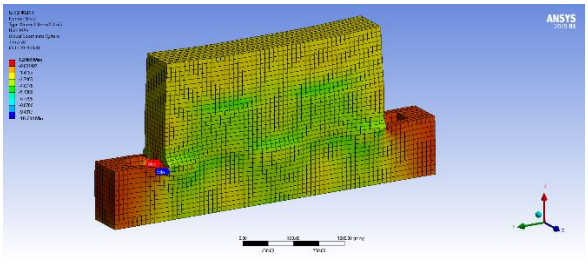
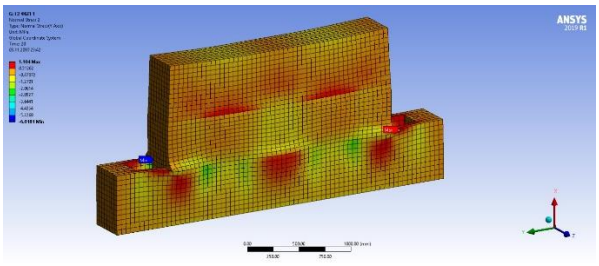


Рис. 5.11. Ізополя відносних деформацій у блоках за схемою I перед руйнуванням: а – в напрямку X; б – в напрямку Y; в – в напрямку Z.

а



б



в

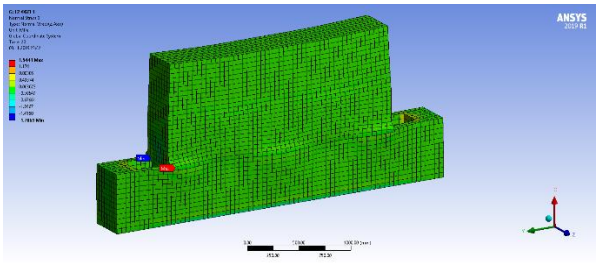


Рис. 5.12. Ізополя нормальних напружень у блоках за схемою I перед руйнуванням: а – в напрямку X; б – в напрямку Y; в – в напрямку Z.

5.2.3. Деформативність

Для прямого співставлення з експериментальним значенням деформацій, в програмному комплексі ANSYS обчислені вертикальні деформації в тих перерізах (місцях), в яких вони замірялися при проведенні експериментальних досліджень. Для кожної з 9-и схем вони подані у тих самих координатах Ɛ-N, що були прийняті в експериментальних дослідженнях – тобто значення відносних деформацій Ɛ в залежності від величини загального навантаження N для поступового 20-етапного його збільшення.

Схема I. При завантаженні стінки за схемою I прилади були розташовані у середньому порожнистому блоці і в 3-х половинчастих порожнистих блоках нижнього ряду (рис. 5.29). В загальній тенденції маємо майже прямо пропорційну залежність деформацій від навантаження, особливо на початкових етапах. В ребрах порожнистиго блоку 2ФБП-1, розташованому в середньому ряді, деформації є дещо меншими, ніж посередині поздовжніх стінок. На передруйнівній стадії деформації цих стінок зменшуються. Деформації торцьових ребер половинчастих порожнистих блоків, розташованих в нижньому ряді, в 2,2-2,7 менші порівняно з деформаціями блока 2ФБП-1, що пов'язано насамперед із значно більшою міцністю половинчастих блоків (відповідно 10…17,5 МПа і 6,0 МПа). Графіки деформацій блоків, «завантажених» в ПК ANSYS за схемами II-IX, подані в додатку В.

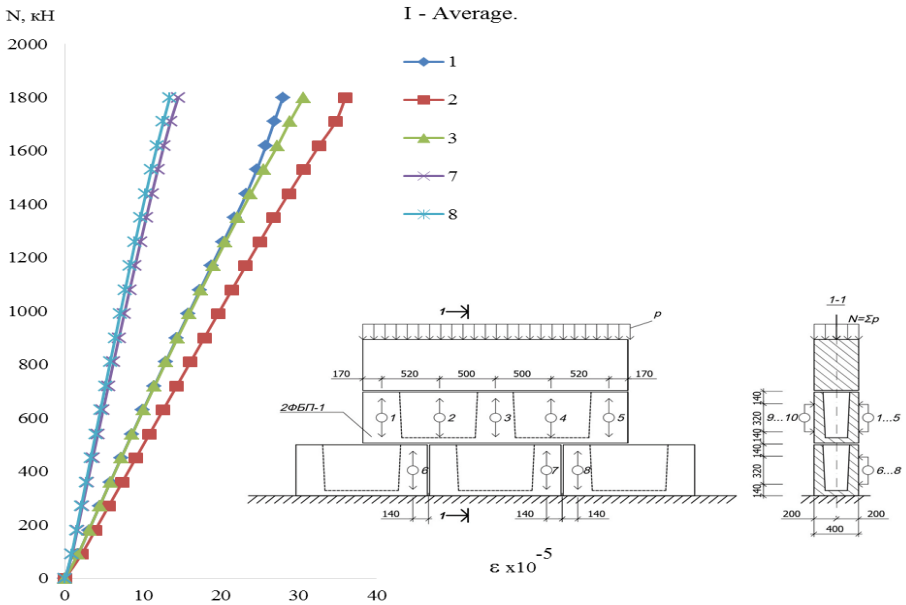


Рис. 5.13. Вертикальні деформації блоків в схемі I

5.3. МОДЕЛЮВАННЯ РОБОТИ НАТУРНИХ ПОРОЖНИСТИХ БЛОКІВ В ПРОГРАМНОМУ КОМПЛЕКСІ ЛІРА

Крім програмного комплексу ANSYS, роботу порожнистих натурних блоків моделювали також в ПК ЛІРА.

Для моделювання дослідних блоків в складі стінок (дев'ять схем див. вище) використовували пластинчасті елементи з розбивкою на квадрати (прямокутники) з розмірами сторін 30-40 мм (рис. 5.14).

а б

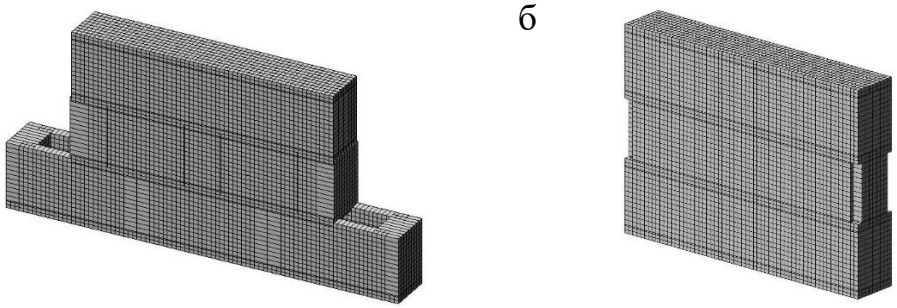


Рис. 5.14. Розрахункові моделі блоків у складі стінок: а – за схемами I, II, VIII; б – за схемами III, IV, V, VI, VII, IX

При моделюванні в ПК ЛІРА САПР використовували 25 закон нелінійного деформування бетону.

Об'ємний напружено-деформований стан ПК ЛІРА САПР подає у графічному зображенні зміни ізополів деформацій, напружень і зусиль, а саме: деформацій в напрямках x, y, z; моментів M_x, M_y, M_{xy}; поперечних сил Q_x, Q_y; напружень в напрямках x, y; напружень τ_{xy}; головних напружень в нижньому, середньому в верхньому шарах середнього (порожнистого) блока.

Нижче на прикладі стінки за схемою I подані ізополя найбільш характерних з вище зазначених чинників напружено-деформованого стану дослідних зразків блоків: деформацій в напрямках x, y, z (рис. 5.15); напружень σ_x, σ_y, τ_{xy} (рис. 5.16); головних напружень в середньому і нижньому шарах і зображення характеру руйнування (рис. 5.17).

Для схем II-IX зазначені вище ізополя подані в додатку Д.

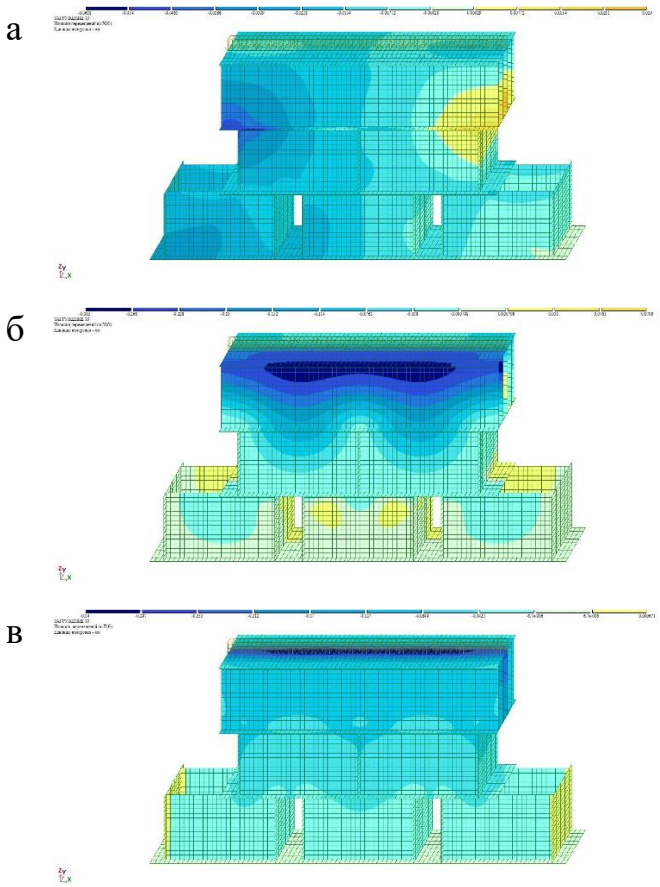


Рис. 5.15. Ізополя переміщень в блоках стінки за схемою I: а – в напрямку X; б – в напрямку Y; в – в напрямку Z.

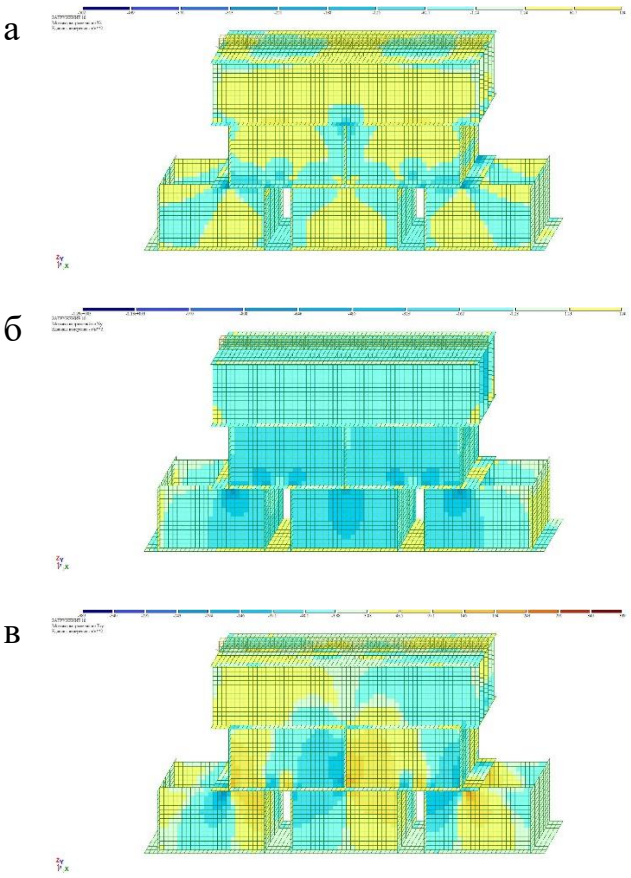


Рис. 5.16. Ізополя напружень в блоках стінки за схемою I: а – в напрямку X; б – в напрямку Y; в – в напрямку XY.

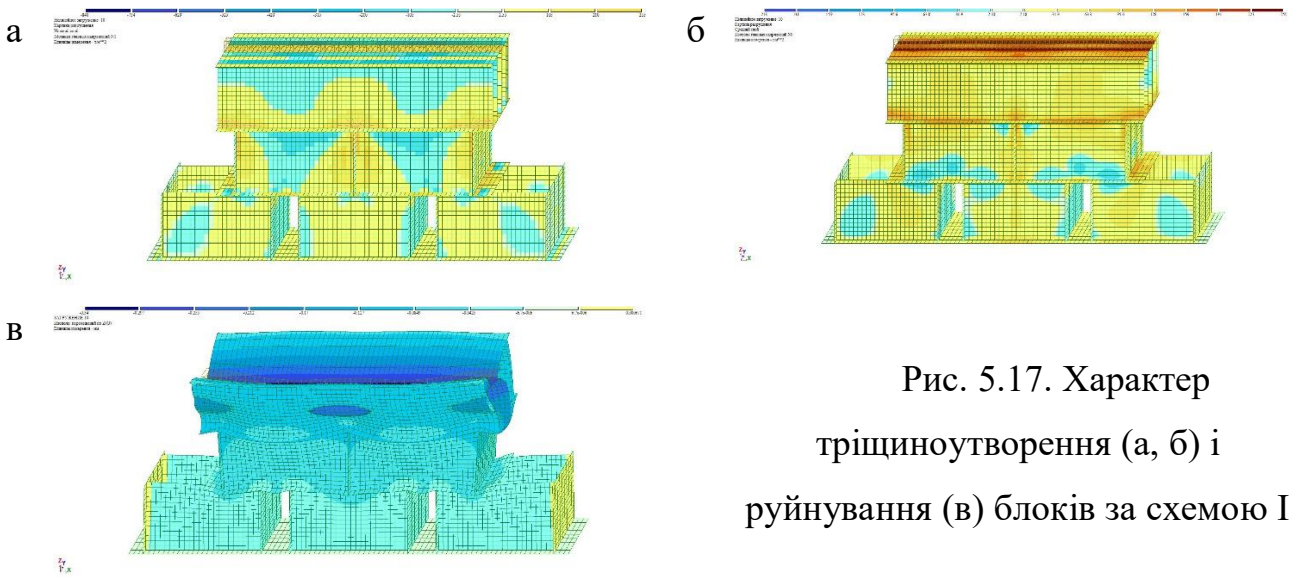


Рис. 5.17. Характер тріщиноутворення (а, б) і руйнування (в) блоків за схемою I

Для визначення теоретичної величини руйнівного навантаження N_u^{th} в ПК ЛІРА моделювали покрокове десятиетапне навантаження з уточненням на кожному етапі N_u^{th} і за потреби, збільшенні або зменшенні кількості етапів і підетапів. За

такого підходу отримані наступні теоретичні значення несучої здатності дослідних зразків блоків у складі стінок, завантажених за різними схемами (табл. 5.5).

Таблиця 5.5.

Результати розрахунку несучої здатності в ПК ЛІРА

Несуча здатність	№ схеми								
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX
N_u^{th}, кН	1655	2130	3704	8716	2150	2680	2402	2620	2195

За ізополями головних напружень визначено тріщиноутворення в дослідних зразках порожнистих блоків. Для всіх схем величина навантаження, при якому утворилися тріщини, становить від 80 до 90 % від руйнівного теоретичного навантаження.

5.4. РОЗРАХУНОК НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ І ТРІЩИНОСТІЙКОСТІ ПОРОЖНИСТИХ БЛОКІВ ЗА ПОЗАЦЕНТРОВОГО НАВАНТАЖЕННЯ

Теоретичні значення несучої здатності і тріщиностійкості позацентрово стиснутих блоків визначені за деформаційним методом.

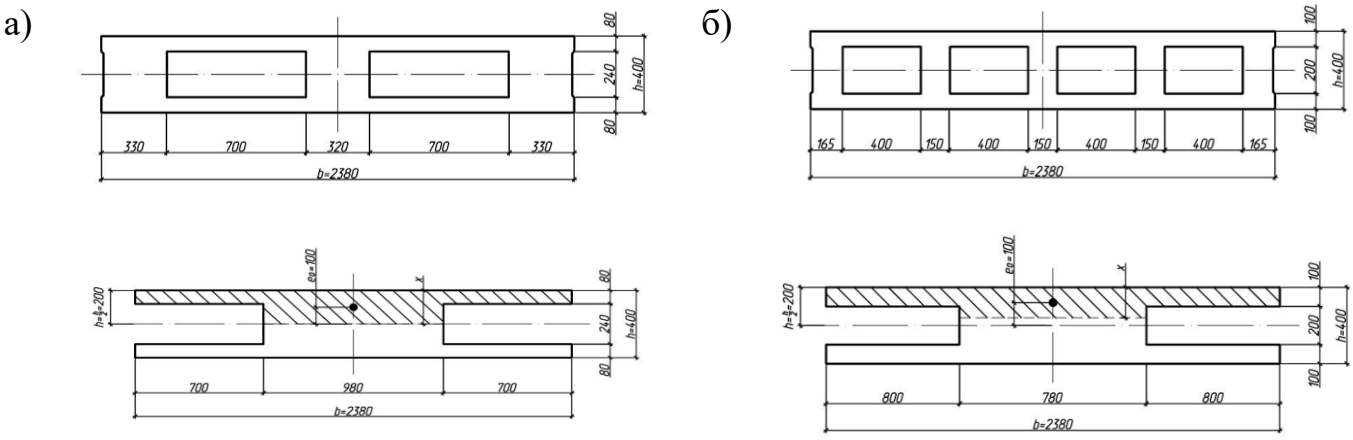


Рис. 5.18. Поперечний та розрахунковий перерізи порожнистих блоків:

а – марки 2ФБП-4; б – марки ФБА-3.

Перед випробуванням блоків експериментально визначали основні механічні характеристики бетону. Для бетону блоку марки 2ФБП-4 отримано: кубова міцність $f_{cube} = 8{,}3$ МПа, циліндрична міцність $f_c = 6{,}64$ МПа, міцність на розтяг

$f_{ct} = 0{,}9$ МПа, модуль пружності $E_c = 14 \cdot 10^3$ МПа, відносні деформації бетону, які відповідають піковій точці діаграми деформування за стиску $\varepsilon_{c1} = 1{,}53 \cdot 10^{-3}$. Граничні деформації бетону $\varepsilon_{cu1} = 4{,}6 \cdot 10^{-3}$. Для бетону блоку марки ФБА-3 отримано: $f_{cube} = 7{,}8$ МПа, $f_c = 6{,}24$ МПа, $f_{ct} = 0{,}75$ МПа, $E_c = 12 \cdot 10^3$ МПа, $\varepsilon_{c1} = 1{,}49 \cdot 10^{-3}$. Граничні деформації бетону $\varepsilon_{cu1} = 4{,}7 \cdot 10^{-3}$.

Ці дані використані для аналітичного опису діаграм деформування бетону за стиску у вигляді поліномів п'ятого ступеня, коефіцієнти a_k якого визначали за формулами, поданими у праці [?]. Діаграми деформування бетону за розтягу поки що не нормовані [?], тому їх у першому наближенні приймали також у вигляді полінома з такими ж коефіцієнтами, як за стиску. Деформації, що відповідають піковій точці діаграми деформування, приймали згідно з нормами [5]: $\varepsilon_{ct1} = 2f_{ct}/E_c$. Спадна вітка діаграми деформування за розтягу не бралася до уваги, оскільки за таких деформацій бетон фактично руйнується.

Розрахунки засвідчили, що частина нижньої полиці, або й вона вся є розтягнутою, і за збільшення навантаження в ній утворюються тріщини (рис. 5.19).

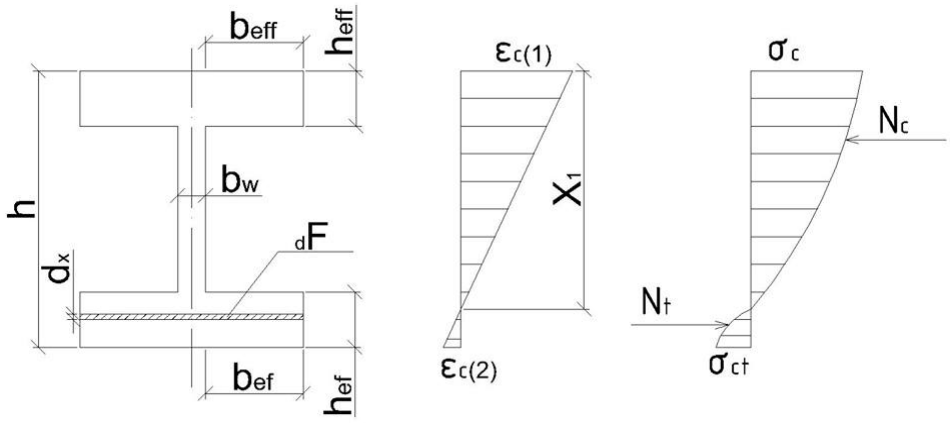


Рис.5.19. Розрахунковий переріз та епюри відносних деформацій і напружень фундаментних блоків

До утворення тріщин внутрішнє зусилля в розтягнутій зоні, яка охоплює частину нижньої полиці розрахункового перерізу:

$$\left.\begin{aligned} N_t = \int_F \sigma_{ct} dF = \int_0^{h-x_1} f_{ct}(2b_{ef} + b_w) \sum_{k=1}^{5} a_k \left(\frac{\varkappa x}{\varepsilon_{ct1}}\right)^k dx = f_{ct}(2b_{ef} + \\ b_w) \sum \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varkappa}{\varepsilon_{ct1}}\right)^k \left(h - \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varkappa}\right)^{k+1}, \end{aligned}\right\} \quad (5.1)$$

де $x_1 = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\aleph}$ – висота стиснутої зони бетону;

$\aleph = \frac{\varepsilon_{c(1)}+\varepsilon_{c(2)}}{h}$ – кривизна поздовжньої осі.

Згинальний момент від цього зусилля:

$$\left.\begin{array}{l} M_t = \int_F \sigma_{ct} x dF = \int_0^{h-x_1} f_{ct}(2b_{ef} + b_w) \sum_{k=1}^{5} a_k \left(\frac{\aleph x}{\varepsilon_{ct1}}\right)^k x dx = f_{ct}(2b_{ef} + \\ b_w) \sum \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\aleph}{\varepsilon_{ct1}}\right)^k \left(h - \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\aleph}\right)^{k+2}. \end{array}\right\} (5.2)$$

Стискаюче внутріщнє зусилля у верхній полиці, ребрі і частині нижньої полиці до утворення тріщин:

$$\left.\begin{array}{l} N_c = \int_F \sigma_c dF = \int_0^{x_1} f_c(2b_{eff} + b_w) \sum_{k=1}^{5} a_k \left(\frac{\aleph x}{\varepsilon_{c1}}\right)^k dx - \\ \int_0^{x_1-h_{eff}} f_c 2b_{eff} \sum_{k=1}^{5} \left(\frac{\aleph x}{\varepsilon_{c1}}\right)^k dx + \int_0^{h_{ef}-(h-x_1)} f_c 2b_{ef} \sum_{k=1}^{5} a_k \left(\frac{\aleph x}{\varepsilon_{c1}}\right)^k dx = \\ f_c(2b_{eff} + b_w) \sum \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\aleph}{\varepsilon_{c1}}\right)^k \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\aleph}\right)^{k+1} - f_c 2b_{eff} \sum_{k=1}^{5} \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\aleph}{\varepsilon_{c1}}\right)^k \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\aleph} - \\ h_{eff}\right)^{k+1} + f_c 2b_{ef} \sum \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\aleph}{\varepsilon_{c1}}\right)^k \left(h_{ef} + \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\aleph} - h\right)^{k+1} \end{array}\right\} (5.3)$$

Внутрішній момент від цього зусилля:

$$\left.\begin{array}{l} M_c = \int_F \sigma_c x dF = \int_0^{x_1} f_c\left(2b_{eff} + b_w\right) \sum_{k=1}^{5} a_k \left(\frac{\aleph x}{\varepsilon_{c1}}\right)^k x dx \quad - \\ \int_0^{x_1-h_{eff}} f_c 2b_{eff} \sum_{k=1}^{5} \left(\frac{\aleph x}{\varepsilon_{c1}}\right)^k x dx + \int_0^{h_{ef}-(h-x_1)} f_c 2b_{ef} \sum_{k=1}^{5} a_k \left(\frac{\aleph x}{\varepsilon_{c1}}\right)^k x dx = \\ f_c\left(2b_{eff} + b_w\right) \sum \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\aleph}{\varepsilon_{c1}}\right)^k \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\aleph}\right)^{k+2} - f_c 2b_{eff} \sum_{k=1}^{5} \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\aleph}{\varepsilon_{c1}}\right)^k \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\aleph} - \\ h_{eff}\right)^{k+2} + f_c 2b_{ef} \sum \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\aleph}{\varepsilon_{c1}}\right)^k \left(h_{ef} + \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\aleph} - h\right)^{k+2}. \end{array}\right\} (5.4)$$

Після утворення тріщин враховуватимемо поступове виключення частини розтягнутої зони полички. На вершині тріщини деформації приймемо такими, що дорівнюють граничним за розтягу. Тоді рівняння (5.1) матиме вигляд:

$$\left.\begin{array}{l} N_t = \int_F \sigma_{ct} dF = \int_0^{x_t} f_{ct}(2b_{ef} + b_w) \sum_{k=1}^{5} a_k \left(\frac{\aleph x}{\varepsilon_{ct1}}\right)^k dx = f_{ct}(2b_{ef} + \\ b_w) \sum \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\aleph}{\varepsilon_{ct1}}\right)^k \left(\frac{\varepsilon_{ct1}}{\aleph}\right)^{k+1}, \end{array}\right\} (5.5)$$

де $x_t = \frac{\varepsilon_{ct1}}{\aleph}$ – висота розтягнутої зони нижньої полиці над вершиною тріщини.

Відповідний внутрішній момент:

$$M_t = \int_F \sigma_{ct} x dF = \int_0^{x_t} f_{ct}(2b_{ef} + b_w) \sum_{k=1}^{5} a_k \left(\frac{\aleph x}{\varepsilon_{ct1}}\right)^k x dx = f_{ct}(2b_{ef} + b_w) \sum \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\aleph}{\varepsilon_{ct1}}\right)^k \left(\frac{\varepsilon_{ct1}}{\aleph}\right)^{k+2}. \quad (5.6)$$

Рівняння рівноваги внутрішніх і зовнішніх сил має вигляд:

$$N_t - N_c + N = 0, \quad (5.7)$$

де N – зовнішнє стискаюче зусилля.

Рівняння рівноваги моментів:

$$M_t - M_c + M = 0, \quad (5.8)$$

де $M = Ne_0$.

Несучу здатність фундаментних блоків розраховували за формулами (5.1) – (5.8) в Excel методом послідовних наближень. За результатами розрахунку отримано дані про напружено-деформований стан блоків від початку завантаження до руйнування. Критерієм руйнування є втрата рівноваги внутрішніх і зовнішніх сил, що характеризується максимумами на графіку «сила-кривизна» (рис. 5.20).

Згідно з розрахунком у блоці 2ФБП-4 тріщини утворилися за відносних деформацій $\varepsilon_{ct1} = 0{,}0001286$ і зусилля $N_{cr} = 2169{,}125$ кН. Несуча здатність блока $N_u = 2350{,}39$ кН. За цього зусилля висота стиснутої зони $x_1 = 32{,}17$ см, висота розтягнутої зони $x_t = 2{,}52$ см, відносні деформації крайніх стиснутих волокон $\varepsilon_{c(1)} = 0{,}00164$, що перевищує $\varepsilon_{c1} = 0{,}00153$. У блоці ФБА тріщини утворилися за відносних деформацій $\varepsilon_{ct1} = 0{,}000149$ і зусилля $N_{cr} = 2122{,}17$ кН. Несуча здатність блока $N_u = 2299{,}60$ кН. За цього зусилля висота стиснутої зони $x_1 = 32{,}21$ см, висота розтягнутої зони $x_t = 2{,}01$ см, відносні деформації крайніх стиснутих волокон $\varepsilon_{c(1)} = 0{,}002$, що перевищує $\varepsilon_{c1} = 0{,}00149$.

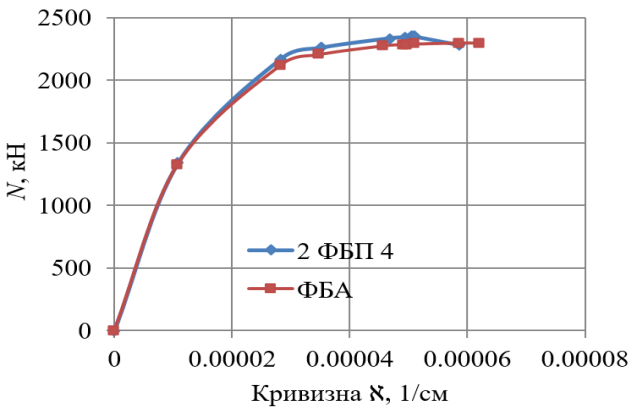


Рис. 5.20. Залежність сили N від кривизни

Отримані розрахунком за деформаційною методикою теоретичні значення тріщиноутворення і вичерпання несучої здатності блоків були порівняні з відповідними експериментальними значеннями дослідних зразків (табл. 5.6).

Таблиця 5.6.

Експериментальні і теоретичні значення несучої здатності і тріщиностійкості позацентрово стиснутих блоків

Марки блока	Несуча здатність			Утворення тріщин		
	N_u^{exp}, кН	N_u^{th}, кН	$\frac{N_u^{th}}{N_u^{exp}}$, кН	N_{cr}^{exp}, кН	N_{cr}^{th}, кН	$\frac{N_{cr}^{th}}{N_{cr}^{exp}}$, кН
2ФБП-4	2075,0	2350,4	1,12	1896,2	2169,1	1,14
ФБА	2286,0	2269,6	0,99	1988,7	2122,2	1,07

Як видно з порівняння, теоретичні значення досліджуваних величин мають деяке перевищення над експериментальними значеннями, особливо для блока марки 2ФБП-4 – від 12% до 14%. Для блока марки ФБА розбіжність є меншою –до 7%.

5.5. ПОРІВНЯЛЬНИЙ АНАЛІЗ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ І ТЕОРЕТИЧНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ НАТУРНИХ БЛОКІВ

5.5.1. Несуча здатність і тріщиностійкість

Несуча здатність і тріщиностійкість за центрового навантаження. Описані вище результати випробувань на несучу здатність центрально завантажених взірців зведені в табл.5.7, в якій подано також інші дані, необхідні для порівняльного аналізу при оцінці роботи блоків різних типів. Площа перерізу нетто $A_п$ визначалася за найбільш ослабленим поперечним (перпендикулярному до навантаження) перерізом, міцність бетону $f_{cm,cube}$, - як середнє значення за результатами випробувань стандартів кубів з врахуванням міцності, визначеної перед випробуваннями методом пластичних деформацій (прилад пружинної дії) і склерометром.

Умовні напруження σ_u^{exp}, які відповідають руйнівному навантаженню N_u^{exp}, визначенні в припущенні, що напруження при центральному прикладанні

випробувальної сили N розподілялися рівномірно по всій площі $A_п$. Поскільки фактична міцність блоків була різною, обчислені в такий спосіб напруження порівнювали з їх призмовою міцністю $f_{ck,prism}$, що подано в табл. 5.5 у процентному відношенні. Як бачимо, відносний рівень напружень в бетоні, що відповідає руйнуванню, є найнижчим для блоків з 3-ма і 2-ма відкритими порожнинами і найвищий в блоках зі замкнутими порожнинами марки ФБТ і марки ФБА.

Отже руйнування всіх центрально стиснутих блоків настало задовго (12...38%) до досягнення рівня напружень в бетоні, які відповідають його призмовій міцності. При цьому найбільше використання міцності бетону на стиск досягається в блоках зі замкнутими порожнинами.

За показниками тріщиностійкості експериментальні значення утворення тріщин є більшими за теоретичні значення.

Таблиця 5.7.

Результати випробувань на несучу здатність центрально завантажених взірців

№ з/п	Марка взірця	Ескіз	Схема випроб.	A_n, см^2 / %	Міцність бетону, МПа		N_u^{exp}, кН	σ_u^{exp}, МПа	$\sigma_u^{exp}/f_{ck,prism}$ x100, %	Примітки
					$f_{cm,cube}$	$f_{ck,prism}$				
1	2ФБП-1		I	6052 / 63%	5,9	4,5	1716,0	2,8	62,2	
2	2ФБП-2		VI	6052 / 63%	8,8	6,8	3150,0	5,2	76,4	
3	2ФБП-3		VIII	6052 / 63%	10,3	7,9	3052,0	5,0	63,8	
4	3ФБП		V	4357 / 45%	12,3	9,5	2652,0	6,1	64,2	
5	ФБА-1		III	6212 / 65%	10,3	7,9	4326,4	7,0	88,2	
6	ФБА-2		IV	6212 / 65%	27,0	20,8	>6448,0	-	-	Не доведений до руйнування
7	ФБТ		IX	4357 / 45%	9,3	7,2	2523,0	5,8	80,4%	

Позначення: N_u^{exp} – експериментальне руйнівне навантаження;

A_n – площа нетто;

$\sigma_u^{exs} = N_u^{exp} / A_n$ – напруження в бетоні, що відповідають руйнівному навантаженню

В табл. 5.8 подано експериментальні і теоретичні значення несучої здатності дослідних зразків, випробуваних і промодельованих за 9-ма схемами завантаження в програмних комплексах ANSYS ($N_{u,1}^{th}$) і Ліра ($N_{u,2}^{th}$).

Таблиця 5.8.

Експериментальні і теоретичні значення несучої здатності блоків

Схема	Несуча здатність, кН			Відношення		
	N_u^{exp}	$N_{u,1}^{th}$	$N_{u,2}^{th}$	$\frac{N_u^{exp}}{N_{u,1}^{th}}$	$\frac{N_u^{exp}}{N_{u,2}^{th}}$	$\frac{N_{u,1}^{th}}{N_{u,2}^{th}}$
I	1716	1710	1655	1,01	1,04	1,03
II	2075	1690	2130	1,23	0,97	0,79
III	4326	3650	3704	1,19	1,17	0,98
IV	-	10930	8716	-	-	1,25
V	2652	2610	2150	1,02	1,23	1,21
VI	3150	2910	2680	1,08	1,18	1,09
VII	2286	1970	2402	1,16	0,95	0,82
VIII	3052	2900	2620	1,05	1,16	1,11
IX	2523	2420	2195	1,04	1,15	1,10

З порівняння видно, що для більшості схем маємо задовільну збіжність експериментальних і теоретичних значень зусиль, при яких відбулося повне вичерпання несучої здатності дослідних блоків.

5.5.2. Деформативність

По кожній із схем випробування блоків у складі 3-ярусних стінок подані експерментальні і теоретичні графіки вертикальних деформацій блоків у місцях розташування приладів. Причому експериментальні графіки подані як усереднені результати всіх симетрично розташованих приладів, а теоретичні графіки представлені 3-ма графіками, обчисленими в ПК ANSYS – за максимальними, мінімальними і усередненими значеннями деформацій в розглядуваному місці.

Схема I. На поздовжніх гранях торцьових ребер блока 2ФБП-1 усередині графіки експерментальних і теоретичних величин деформацій були близькими між собою, проте з деякою різницею у тенденції зміни при поетапному завантаженні. Якщо теоретичні значення прогинів після навантаження N=1200…1300 кН почали наростати менш інтенсивно, то експериментальні значення навпаки – більш інтенсивно (рис. 5.21).

Подібними, проте більш значним та інтенсивним характером зміни еспериментальних деформацій зафіксували при випробуванні прилади, розташовані на поздовжній грані середнього ребра блока 2ФБП-1. Загалом ці деформації були близькими до усереднених значень теоретичних деформацій за винятком деформацій на передруйнівних етапах, на яких вони стрімко зросли (рис. 5.22).

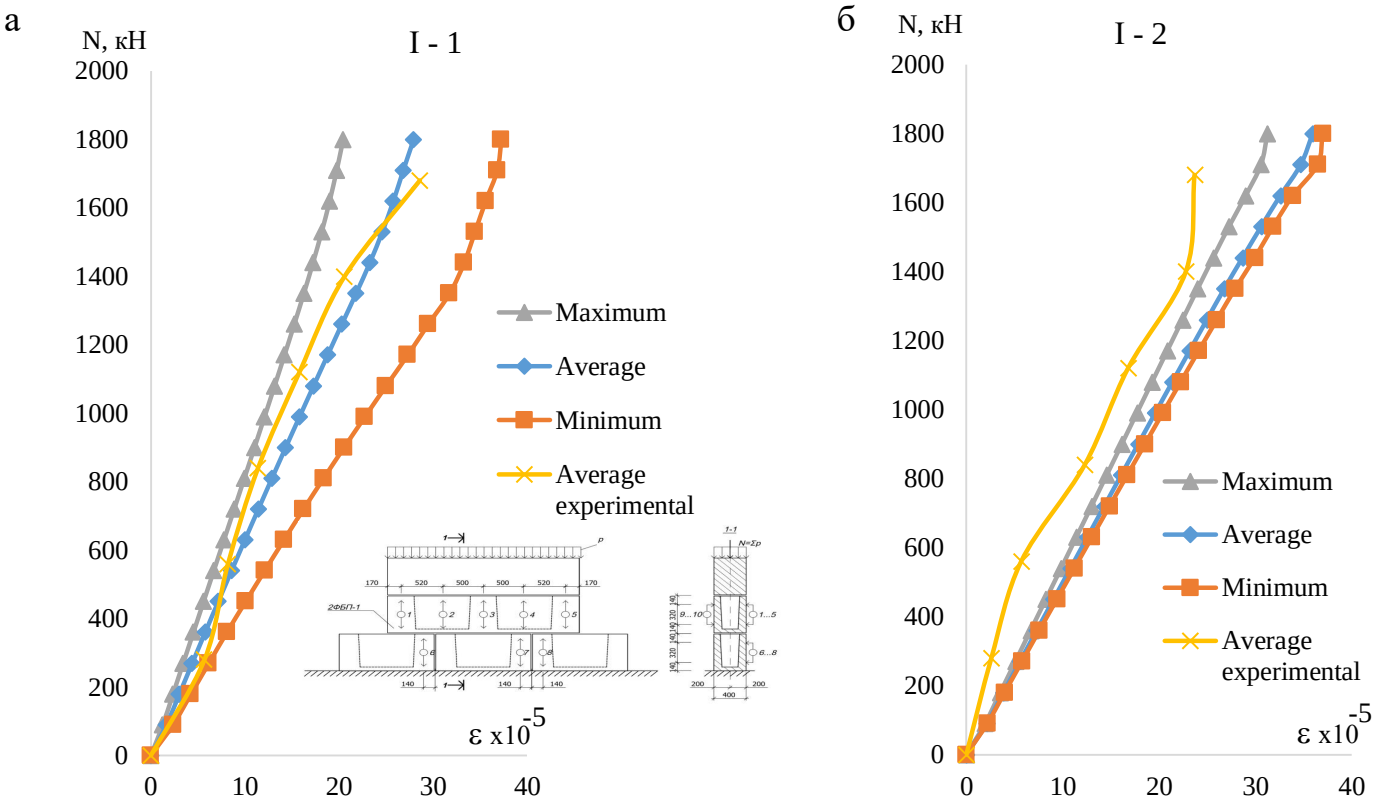


Рис. 5.21. Графіки вертикальних деформацій блоків за схемою I в місцях розташування приладів 1, 2 (відповідно а, б)

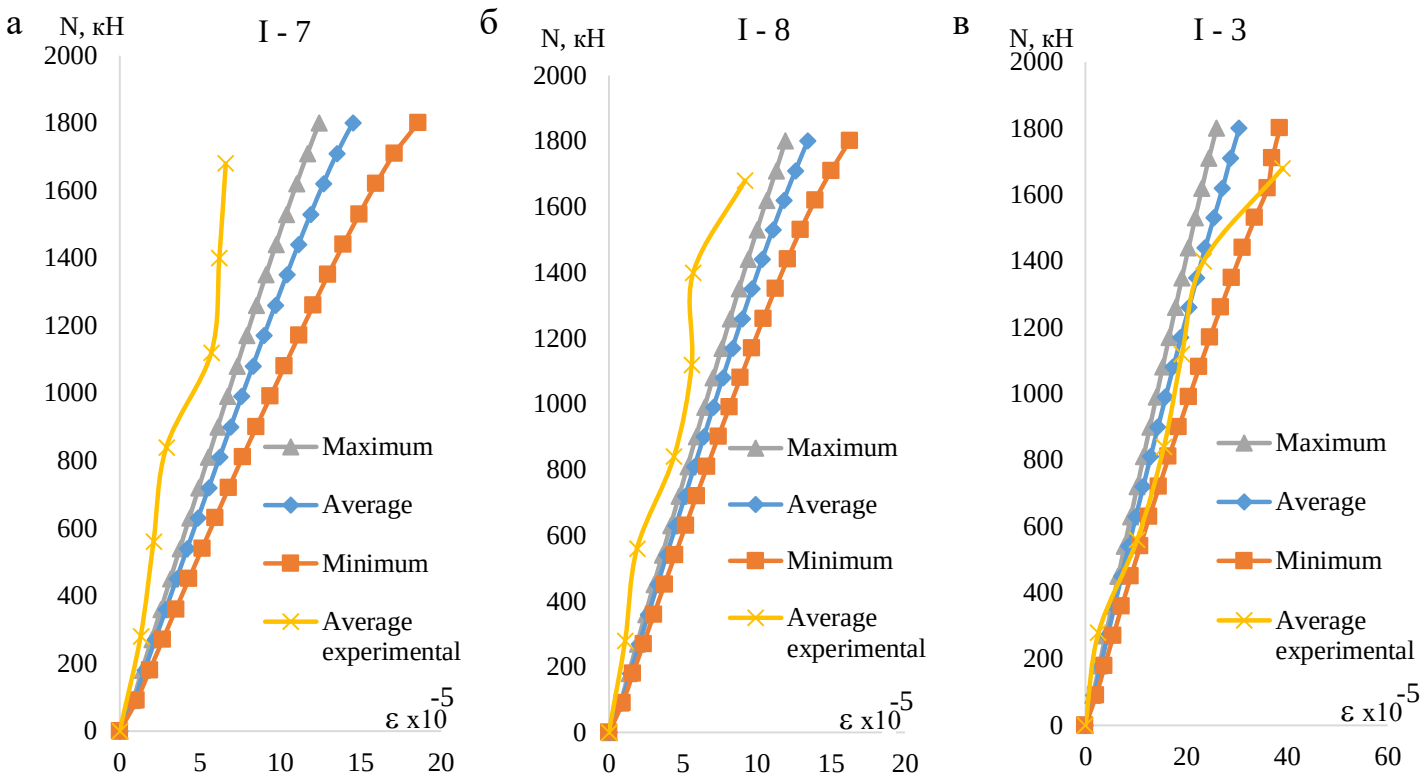


Рис. 5.22. Графіки вертикальних деформацій блоків за схемою I в місцях розташування приладів 7, 8 (відповідно а, б, в)

Слід зауважити, що діапазон теоретичних максимальних і мінімальних деформацій в місцях розташування приладів 1 і 3 є значним.

Дещо іншим порівняно з приладами 1, 3 є характер деформування поздовжніх граней блока 2ФБП-1 в місцях розташування приладів 2, 4 посередині порожнин (рис. 5.45 б). Так, експериментальні значення деформацій є меншими від теоретичних – і максимальних, і мінімальних, і усереднених. Крім цього, якщо теоретичні деформації наростали спочатку майже прямо пропорційно із зменшенням інтенсивності наростання на двох останніх етапах завантаження, то експериментальні деформації змінювалися по-іншому. На початкових етапах вони наростали менш інтенсивно, після навантаження N=570 кН – більш інтенсивно, потім майже прямо пропорційно і на останьому етапі майже не наростали.

Експериментальні значення деформацій зовнішніх граней порожнистих половинчастих блоків нижнього ряду (прилад 7, 8) є дещо меншими від теоретичних прогинів. Проте на відміну від графіків теоретичних деформацій, які є спочатку прямопропорційними з незначним відхиленням в бік збільшення, після

навантаження N=1100…1200 кН прилади 7 і 8 при випробуваннях фіксували то зменшення, то збільшення інтенсивності наростання деформацій (рис. 5.46).

Порівняно з теоретичними графіками деформацій бетону середнього ряду графіки теоретичних максимальних, мінімальних і усереднених деформацій нижнього ряду мали меншу розбіжність між собою, знаходячись в більш вузькому діапазоні.

В додатку Е подані і проаналізовані графіки експериментальних і теоретичних деформацій блоків, випробуваних за схемами II-IX. Загалом з порівняння з експериментальними значеннями деформацій можна зробити висновок, що ПК ANSYS в принципі задовільно відображає характер деформування блоків як кількісно, так і якісно.

5.6. ДОСЛІДЖЕННЯ МОДЕЛЕЙ БЕТОННИХ БЛОКІВ З ВІДКРИТИМИ ПОРОЖНИНАМИ

5.6.1. Програма і методика досліджень

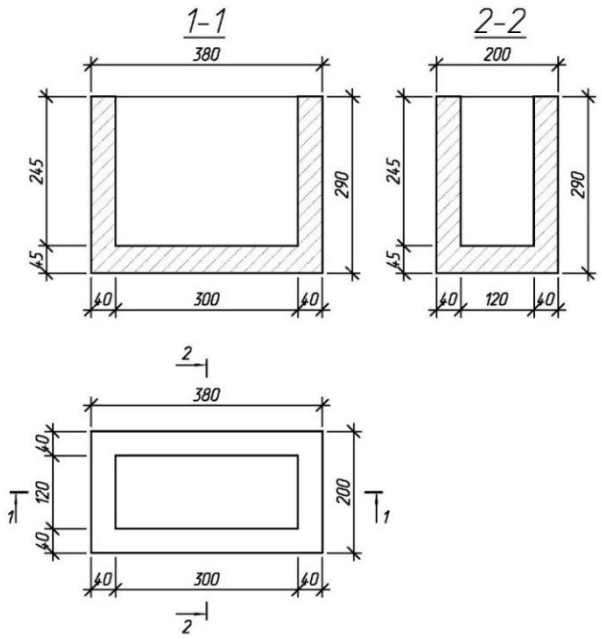
Програма досліджень передбачала проведення як експериментальних, так і теоретичних досліджень з використанням комп'ютерного моделювання.

За базовий був прийнятий блок марки БП-1 загальними габаритними розмірами axbxh=380x200x290 мм: товщина бокових стінок 40 мм, днища – 45 мм (див. рис. 5.23, а). Такі розміри блока прийняті як для частини (фрагмента) по довжині порожнистого натурного бетонного блока в масштабі ~ 1:2, який випробовували у дослідженнях (див. п. 5.2).

Половинчастий блок марки БП-2 по довжині у два рази менший від базового блока БП-1 (з врахуванням шва). Всі решта геометричні розміри блока БП-2 (рис. 5.23, б) аналогічні блокові БП-1. Крім цього, було виготовлено 7 бетонних кубів і 3 призми для визначення фактичних міцнісних і деформативних властивостей бетону.

Програма експериментальних досліджень передбачала випробування 3-х серій блоків: серія I– блоків марки БП-1 (3 шт); серія II – блоків марки БП-2 (3 шт); серія III – блоків БП-1 і БП-2 у складі стінки (3 стінки). Для цього було виготовлено 6 блоків марки БП-1 і 9 блоків марки БП-2.

а



б

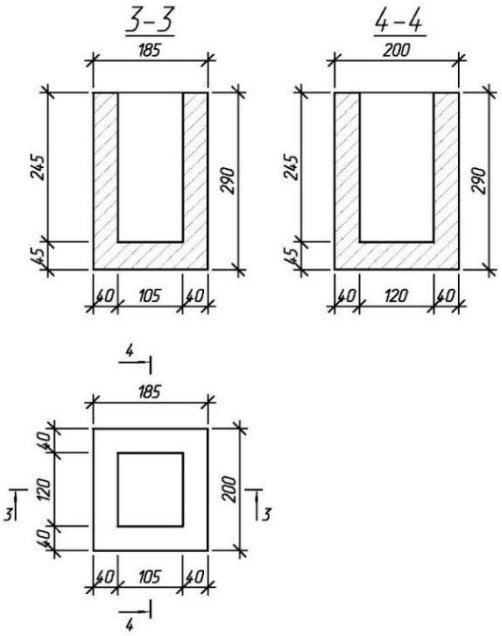


Рис. 5.23. Конструкція експериментальних бетонних блоків: а - базового марки БП-1, б - половинчастого марки БП-2

Технологічні етапи виготовлення дослідних зразків подані на рис. 5.24.

а

б

в

Рис. 5.24. Конструкція дерев’яної опалубки (а), бетонування (б) і загальний вигляд дослідний зразків після виготовлення (в)

Фактична міцність бетону, визначена за результатами випробувань 7 кубів з розміром ребра 15 см становила 9,7…10,4 МПа.

Для визначення деформативних властивостей бетону було випробувано три призми (П-1, П-2, П-3) розмірами 150х150х600 мм, з заміром поздовжніх і поперечних деформацій. Графіки деформування призм подані на рис. 5.25.

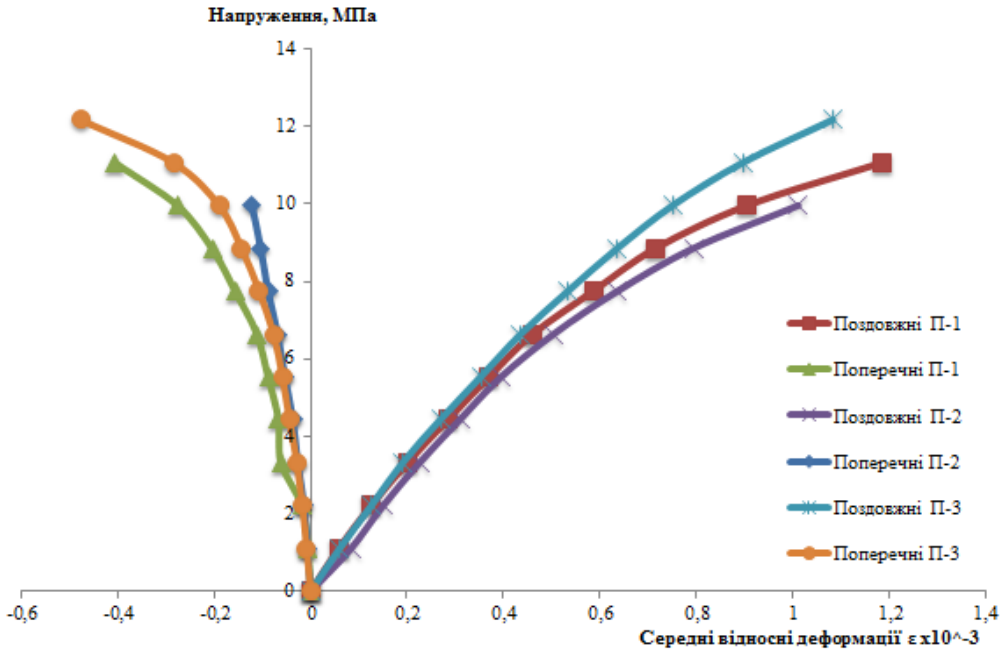


Рис. 5.25. Графіки зміни поздовжніх і поперечних деформацій призм

За результатом випробувань призм визначено середні значення початкового модуля пружності бетону Eb=14870 МПа і отримана залежність зміни деформацій при стиску від рівня напружень, яка була врахована в подальшому при комп’ютерному моделюванні напружено-деформованого стану дослідних зразків порожнистих бетонних блоків.

Випробування бетонних блоків проводили в навчально-дослідній лабораторії кафедри «Будівельні конструкції і мости» НУ «Львівська політехніка» на гідравлічному пресі марки П-125. Схеми випробувань блоків подані на рис 5.26.

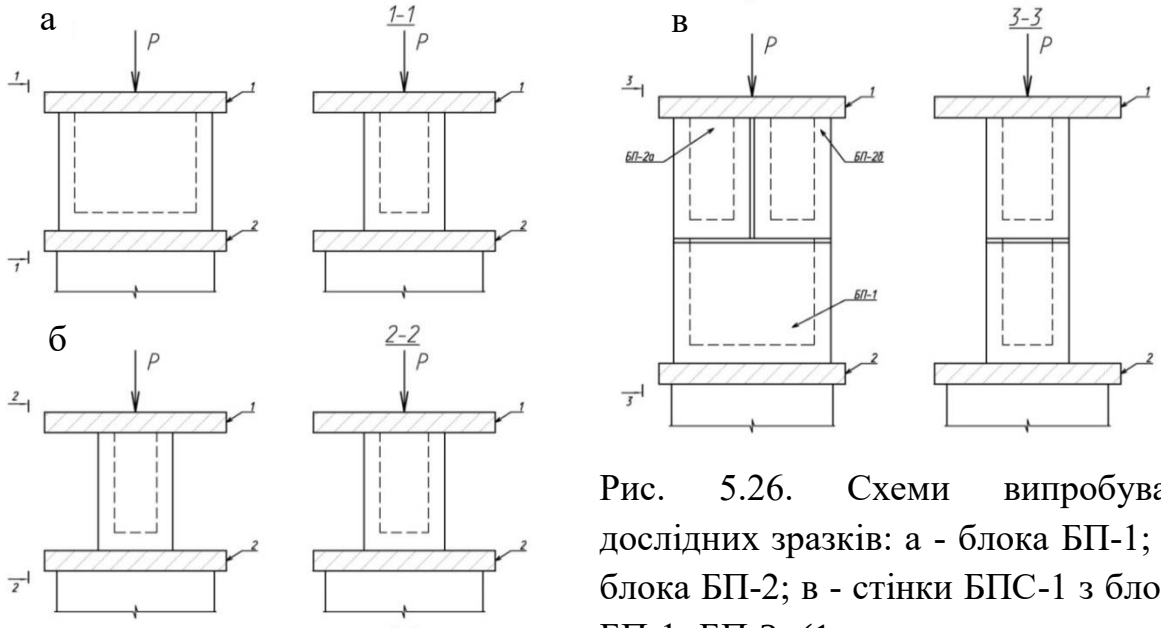


Рис. 5.26. Схеми випробувань дослідних зразків: а - блока БП-1; б - блока БП-2; в - стінки БПС-1 з блоків БП-1, БП-2; (1-верхня плита преса, 2-нижня плита преса)

Дослідні зразки виставляли на цементно-піщаний розчин ~ М100 для вирівнювання контактних площин з плитами преса і між собою (в складі стінки).

Для заміру деформацій використовували індикатори годинникового типу з ціною поділки 0,001 мм. Схема їх розташування для фіксації поздовжних і поперечних деформацій подано на рис.5.27-5.29.

Навантаження збільшували поетапно з кроком ~ 12,5 кН (~1,25тс). На кожному етапі завантаження давали витримку до 5…15 хв, ретельно оглядали всі бокові грані, фіксували появу, розповсюдження і ширину розкриття тріщин та покази приладів.

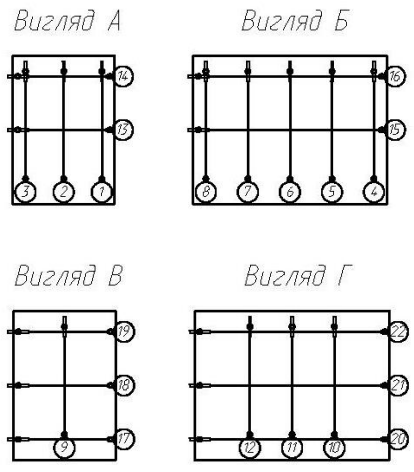


Рис. 5.27. Розташування приладів при випробовувані блока БП-1

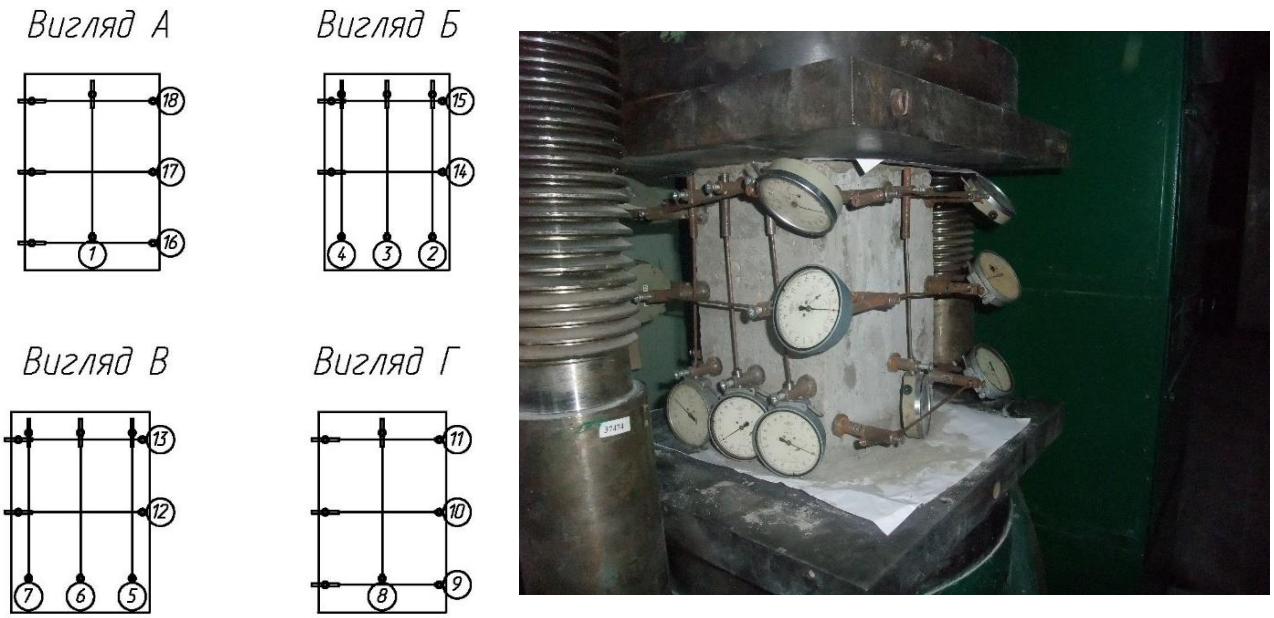


Рис. 5.28. Розташування приладів при випробовувані блока БП-2

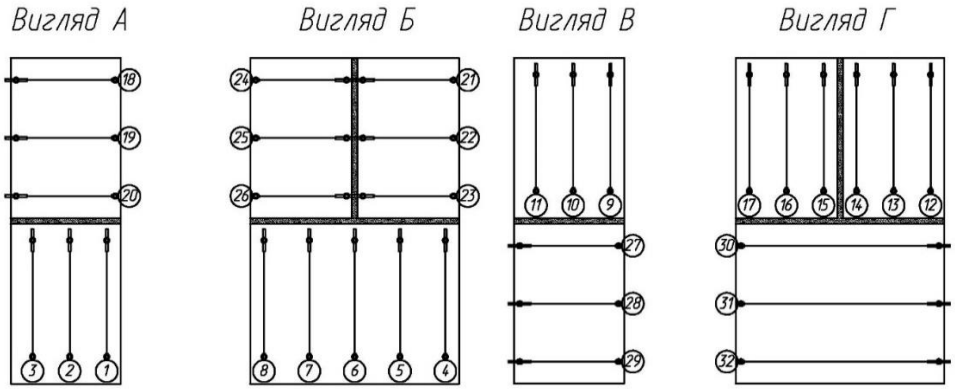


Рис. 5.29. Розташування приладів при випробовувані блоків БП-1, БП-2 в складі стінки

5.6.2. Результати експериментальних досліджень

Несуча здатність і тріщиностійкість. Блоки марки БП-1 повністю зруйнувалися за таких значень навантаження Pu: блок БП-1а – 187 кН; блок БП-1б – 180,9 кН; блок БП-1в – 185 кН.

За умови центрального стиску і передавання всього навантаження рівномірно по всій площі нормального до дії стискаючої сили перерізу, руйнування блока БП-1а відбулося за напруження $\sigma_u = P_u/A_n = 1870/400 = 4{,}7$ МПа,

де P_u – величина руйнівного навантаження; A_n=400 – площа перерізу нетто, см^2.

Для блоків БП-1б і БП-1в напруження σ_u становили відповідно 4,5 МПа і 4,6МПа. Стосовно призмової міцності $f_{ck,p}$=7,4 МПа відносний рівень напружень в бетоні $\gamma_u = \sigma_u/f_{ck,p}$ становив при руйнуванні для блоків марок БП-1а, БП-1б і БП-1в відповідно 0,64, 0,61 і 0,62.

Остаточному руйнування дослідних зразків передувало інтенсивне тріщиноутворення (рис. 5.30). Перші видимі тріщини були в блокові БП-1а виявлені за навантаження Р=125,3 кН. Це були вертикально орієнтовані тріщини в середній частині бокової грані. За навантаження Р=150 кН появилися інші тріщини, які наростали при подальшому збільшенні навантаження.

Рис. 5.30. Характер тріщиноутворення і руйнування блока БП-1а

Перші вертикальні тріщини на довших бокових гранях блока БП-1б були виявлені за навантаження Р=117,6кН, в блокові БП-1в – при Р=125,8 кН. При збільшені навантаження виникали нові, переважно вертикально орієнтовані тріщини як в довших, так і в коротших гранях блоків.

Блоки марки БП-2. Характер тріщиноутворення і руйнування блоків цієї марки був в принципі аналогічним до блоків марки БП-1. Перші вертикальні тріщини в блокові БП-2а були виявлені на одній з бокових граней за навантаження

P=80,2 кН. При подальшому навантаженні утворювалися нові тріщини, а наявні продовжували розвиватись. Перед руйнуванням максимальне розкриття тріщин становило ~ 0,7…0,9 мм. Інтенсивний розвиток вертикальних тріщин поділив блок перед руйнуванням на окремі секції, тобто була порушена цільність блока (рис. 5.31). Остаточно він зруйнувався за навантаження P_u=112,9 кН. Напруження при цьому становили $\sigma_u = P_u/A_n = 1129/244 = 4{,}6$ МПа, а відносний до призмової міцності рівень руйнівних напружень $\gamma_u = \sigma_u/f_{ck,p} = 4{,}6/7{,}4 = 0{,}62$.

Рис. 5.31. Характер тріщиноутворення і руйнування блока БП-2а

В блокові БП-2б перші видимі вертикальні тріщини утворилися практично одночасно на довших гранях блока за навантаження P=85,1 кН. Повністю блок зруйнувався за навантаження Pu=116,5 кН. Нормальні напруження при цьому становили по порожнистому перерізу 4,7 МПа, а відносний до призмової міцності рівень напружень $\gamma_u = 0{,}64$.

На відміну від блоків БП-2а і БП-2б, перші тріщини в блокові БП-2в утворилися не на довших, а на одній з коротших бокових граней за навантаження P=83 кН. Подальше завантаження спричиняло утворення нових і розкриття існуючих тріщин. В основному це майже вертикально орієнтовані тріщини, які перед остаточним руйнуванням мали розкриття від 0,7 до 1,6 мм. Рівень напружень за остаточного руйнування становив $\gamma_u = P_u/A_n \cdot f_{ck,p} = 1153/244 \cdot 7{,}4 = 0{,}64$.

Стінки БПС-1. Перші вертикальні тріщини виникли в блоці БП-1 біля кутових ділянок двох довших сторін за навантаження P=96кН з розкриттям до 0,05…0,07 мм. При подальшому завантаженні ці тріщини продовжували розвиватися і утворювати нові вертикальні тріщини, у тому числі по коротших гранях блока. Саме по цих тріщинах і відбулося повне руйнування блока БП-1 за навантаження

P_u=139,1 кН. Верхні блоки марки БП-2 при цьому були майже не пошкоджені (рис. 5.32).

Рис. 5.32. Характер тріщиноутворення і руйнування блоків стіни БПС-1

Порівняно з стінкою БПС-1а, характер тріщиноутворення в блоках стінки БПС-1б був іншим. При її завантаженні перші тріщини утворилися в середній частині однієї з бокових граней нижнього блока марки БП-1 за навантаження Р=98,1кН. При подальшому завантаженні ці тріщини розкривалися і виникали нові тріщини на всіх бокових гранях з найбільшим розкриттям перед руйнуванням до 1,2…1,7 мм. У верхніх половинчастих блоках тріщиноутворення було менш інтенсивним. Остаточно стінка БПС-1б зруйнувалася за навантаження 134,4 кН з повним розпаданням блока БП-1 на окремі частини.

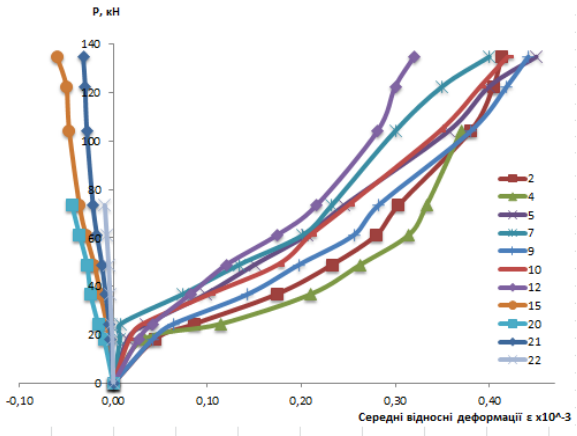
Перші вертикальні тріщини при випробуванні стінки БПС-1в були зафіксовані в блокові БП-1 за навантаження 96,5 кН на довших бокових гранях. Утворення нових і розвиток цих тріщин призвело до втрати цілісності і руйнування блока БП-1 за навантаження 135,9 кН. Верхні блоки при цьому, хоча і мали кутові та інші незначні тріщини, ще зберегли цілісність.

Експериментальні значення навантажень, за яких утворилися тріщини та зруйнувалися дослідні зразки, та їх співвідношення подані в табл. 5.8.

Деформативність. Деформативність дослідних зразків подана на прикладі блоків марки БП-1а, БП-2а, які випробували окремо і в складі стінки БПС-1а. Порівняльні графіки відображають характер зміни поздовжніх (вертикальних) і поперечних (горизонтальних) деформацій, заміряних при поетапному їх завантаженні.

Блок БП-1а. Деформації блока БП-1а подані на рис. 5.33. Як очікувалося, поперечні деформації блока були деформаціями розтягу, а повздовжні - стиску. Проте, незважаючи на симетричність схеми завантаження, зафіксовано значний розкид деформацій як загалом, так і на протилежних гранях.

а



б

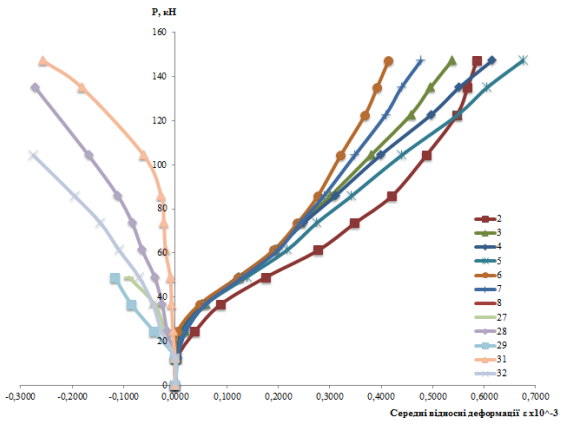
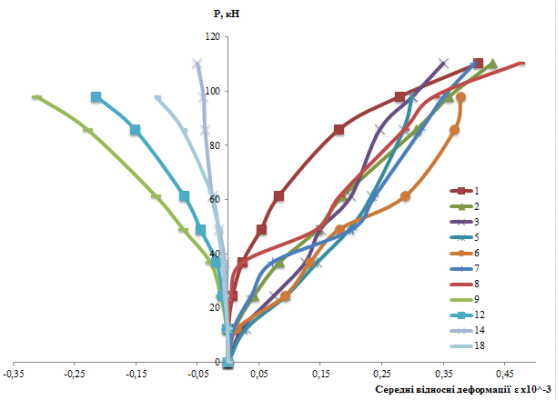


Рис. 5.33. Характер деформування блока БП-1а: а – випробуваного окремо; б – випробуваного в складі стінки

Блок БП-2а. Порівняно з блоком БП-1а, при випробовуванні блока БП-2а на початкових етапах завантаження до напружень σ=2,5-3,0 МПа отримали більш закономірний характер зміни поздовжніх і поперечних деформацій. Проте при подальшому завантаженні більш інтенсивно наростали поперечні деформації і за напруження понад 4,5 МПа вони перевищували повздовжні деформації. В значній мірі це пов’язано з впливом на поперечні деформації поздовжніх тріщин.

а



б

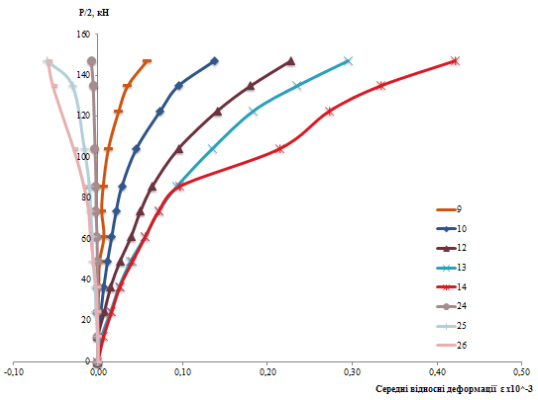


Рис. 5.34. Характер деформування блока БП-2а: а – випробуваного окремо; б – випробуваного в складі стінки

Стінка БПС-1а. Як зазначалося вище, при випробуванні стінки заміряли деформації на кожному з її складових елементів: нижнього блока БП-1 і двох

верхніх блоків БП-2. Характер деформування зовнішніх граней блока БП-1 і одного з блоків БП-2 подано на рисунках 5.33, 5.34.

Порівняно з блоком БП-1, який випробовувався окремо, при випробуваннях блока БП-1 у складі стінки отримано загалом закономірний розподіл повздовжніх і поперечних деформацій, хоча і спостерігається значна їх розбіжність.

Деформації верхніх (половинчастих блоків), випробуваних у складі стінки, мали також значну розбіжність повздовжніх і поперечних деформацій як кожного блока окремо (рис. 5.34), так і між собою, незважаючи на однаковість та симетричність їх конструкцій і завантаження.

5.6.3. Моделювання роботи дослідних зразків в програмних комплексах FEMAP і ЛІРА

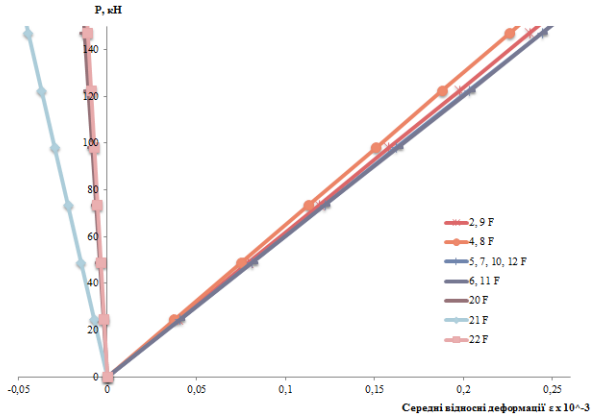
При моделюванні в програмному комплексі FEMAP були задані геометричні характеристики дослідних порожнистих зразків (які з незначними відхиленнями відповідали проектним розмірам), фактичні характеристики бетону, визначені за результатами випробувань 3-х призм, а також характеристики розчину та умови контакту дослідних зразків з плитою преса і між собою. Розрахунки у ПК FEMAP виконані як у пружній стадії роботи так і з врахуванням пластичних деформацій бетону за результатами випробування призм. При цьому дослідні зразки були «розбиті» на окремі об’ємні елементи з розміром ребра 5 мм.

Зразок БП-1. Деформації зразка БП-1 як окремо завантаженого блока в лінійній постановці задачі подані на рис. 5.35. Згідно з отриманими результатами, найбільші стискаючі деформації мають волокна, що знаходяться посередині довгих бокових граней. Дещо меншими є деформації серединних торцьових граней, а найменшими – на кутових ділянках (на перетині ребер-стінок). Більшою, порівняно з повздовжніми, є різниця між собою поперечних деформацій. Найбільші їх значення отримані посередині висоти блока, значно менші – у верхній і нижній частині блока (біля плити преса).

Аналогічний розподіл деформацій зразка БП-1 отримано при моделюванні його у складі стінки (рис. 5.35). Проте при порівнянні з графіками зміни деформацій

блока при його завантаженні окремо видно, що величини деформацій є більшими, особливо поперечних.

а



б

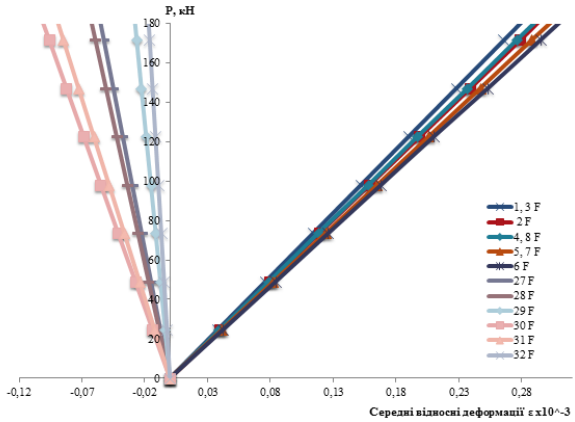
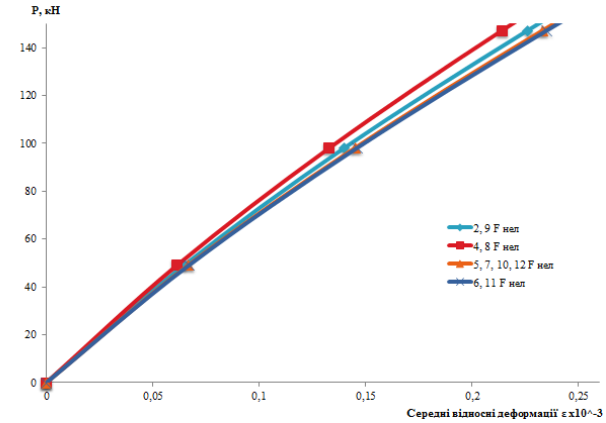


Рис. 5.35. Характер деформування блока БП-1 за моделювання в ПК FEMAP у пружній стадії роботи: а – завантаженого окремо; б – завантаженого в складі стінки

При визначенні деформацій дослідних зразків з врахуванням пластичних деформацій бетону враховувалися результати випробувань на стиск призм (див. вище). Поскільки бетон на розтяг не випробовували, при моделюванні в ПК FEMAP отримані лише стискаючі деформації бетону (рис.5.36).

а



б

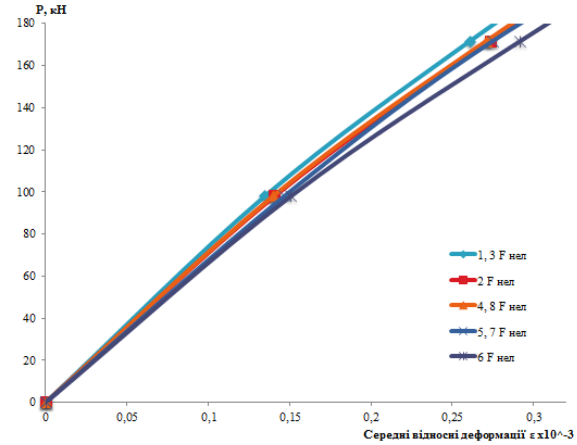


Рис. 5.36. Характер деформування блока БП-1 за моделювання в ПК FEMAP з врахуванням пластичних деформацій: а – завантаженого окремо; б – завантаженого в складі стінки

Зразок БП-2. Характер зміни деформацій зразка БП-2 є аналогічним до деформацій зразка БП-1 як завантаженого окремо так і в складі стінки (рис. 5.37).

а б

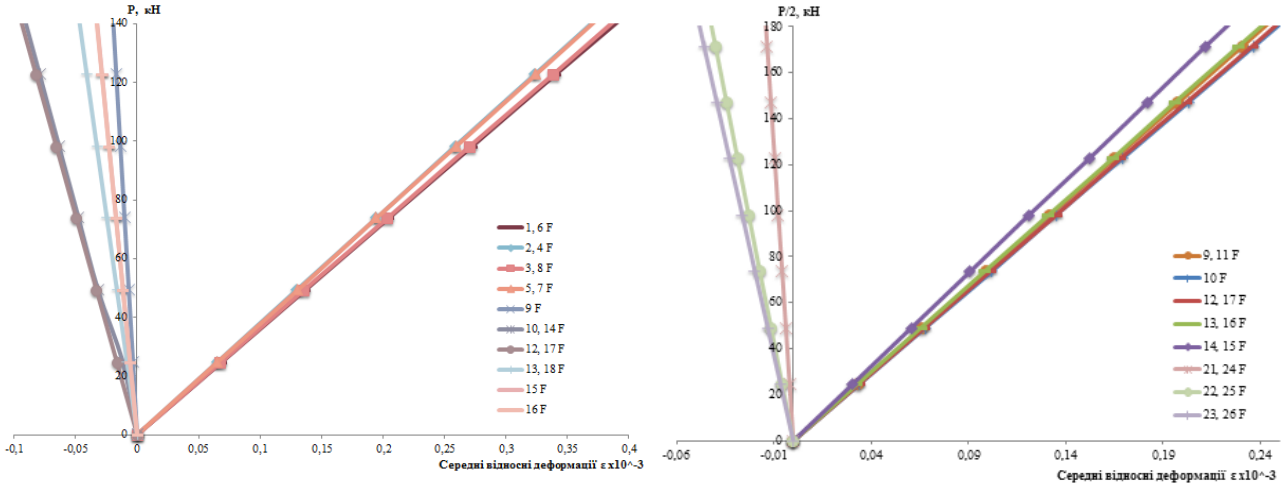


Рис. 5.37. Характер деформування блока БП-2 за моделювання в ПК FEMAP у пружній стадії роботи: а – завантаженого окремо; б – завантаженого в складі стінки

Графіки поздовжніх деформацій дослідних зразків БП-2 з врахуванням повзучості бетону подані на рис. 5.38.

а б

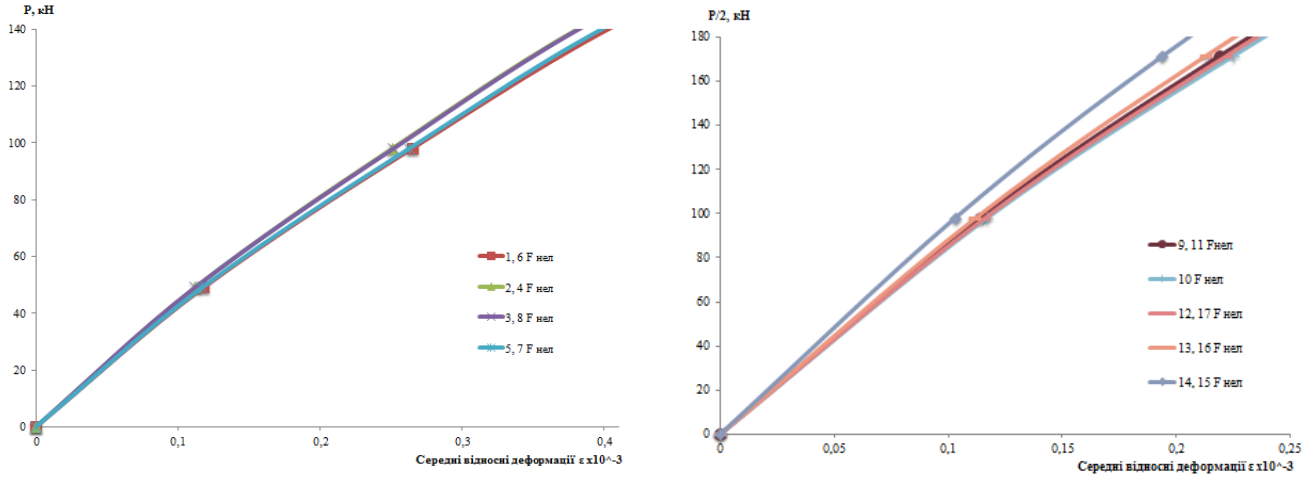


Рис. 5.38. Характер деформування блока БП-2 за моделювання в ПК FEMAP з врахуванням пластичних деформацій: а – завантаженого окремо; б – завантаженого в складі стінки

З отриманих результатів очевидним є висновок, що деформації блоків у складі стінки є більшими порівняно з деформаціями окремо завантажених блоків як в лінійній постановці, так і з врахуванням пластичності бетону.

Крім вище приведених графіків, при моделюванні в ПК FEMAP (NASTRAN) отримані об’ємні зображення зміни загальних напружень, відносних деформацій εx, ε_y, ε_z відповідно в напрямках осей X, Y, Z при завантаженні блоків як окремо, так і в складі стінки (рис. 5.39).

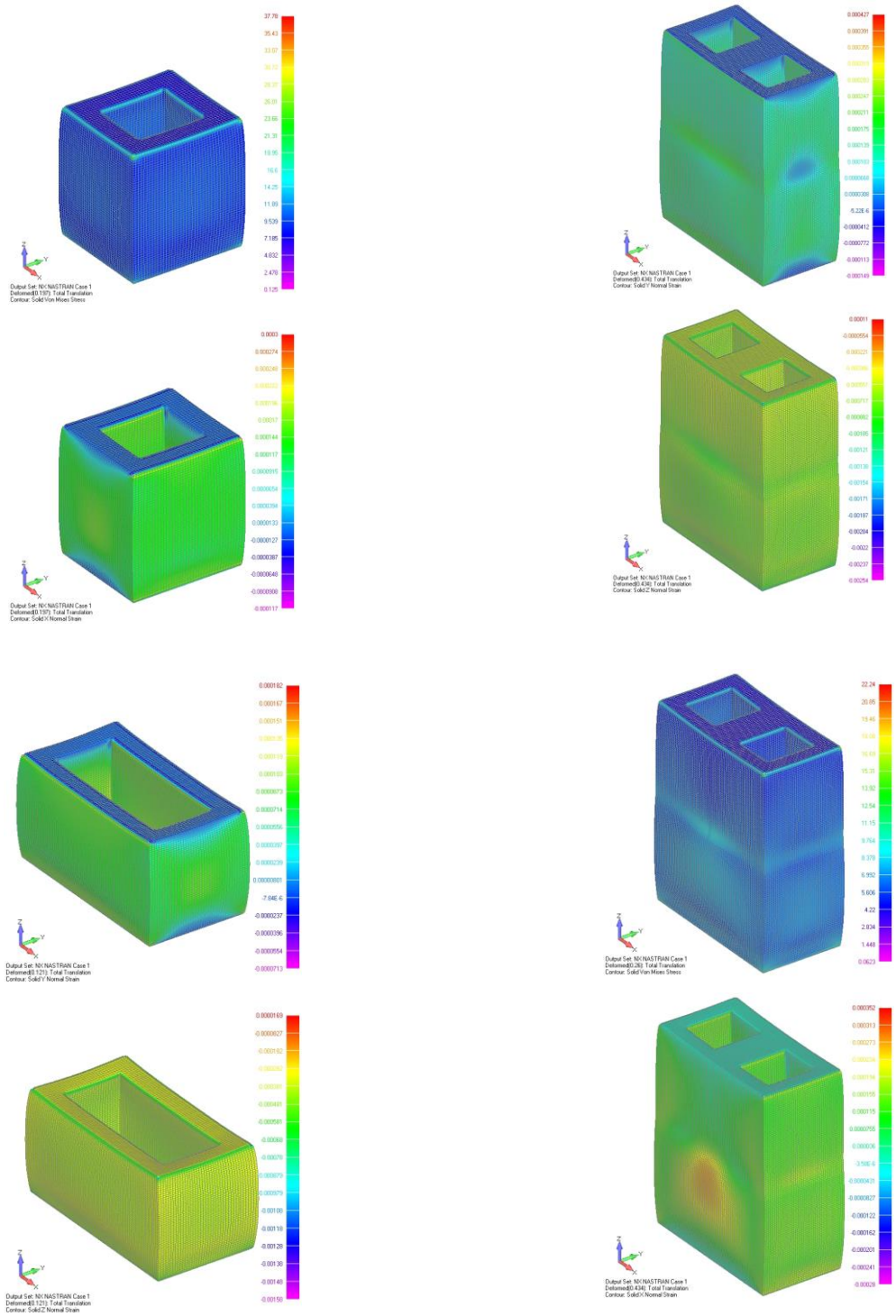


Рис. 5.39. Напружено-деформований стан дослідних зразків у ПК FEMAP

В програмному комплексі «ЛІРА» моделювали напружено-деформований стан дослідних зразків як об’ємних елементів. При моделюванні в ПК ЛІРА отримані ізополя переміщень в напрямках X, Y, Z, напружень від зусиль N_x, N_y, N_{xy}, M_x, M_y, M_{xy} (рис. 5.40).

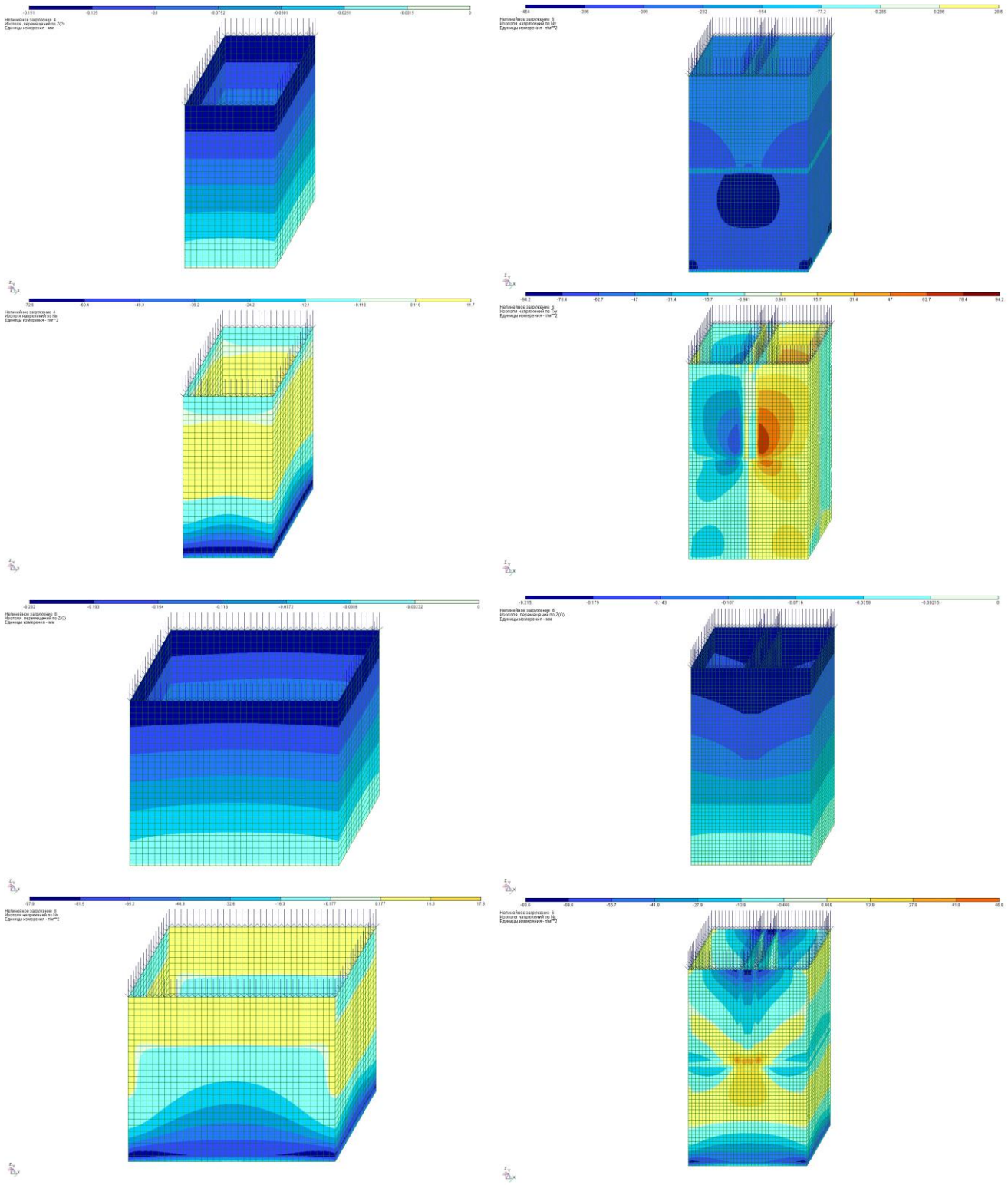
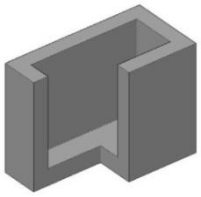
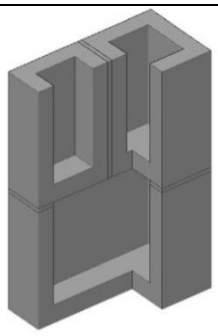


Рис. 5.40. Напружено-деформований стан дослідних зразків у ПК ЛІРА

Теоретичні величини руйнування дослідних зразків, визначені за ПК ЛІРА, подано в табл. 5.9. Вони дещо перевищують експериментальні значення руйнівних навантажень: для блоків марок БП-1 і БП-2, випробуваних окремо, відповідно на 8…11% і 5…7%; для дослідних зразків в складі стінки – на 12…15%.

Таблиця 5.9.

Тріщиностійкість і несуча здатність дослідних зразків

Серія	Марка	Ескіз	Експериментальні значення, кН		$P_{crc}^{exp} / P_u^{exp}$	Теоретичні значення, кН P_u^{th}	P_u^{exp} / P_u^{th}
			P_{crc}^{exp}	P_u^{exp}			
I	БП-1а		125,3	187,0	0,67	203,3	0,92
	БП-1б		117,6	180,9	0,65	203,3	0,89
	БП-1в		125,8	185,0	0,68	203,3	0,91
II	БП-2а		80,2	112,9	0,71	121,4	0,93
	БП-2б		85,1	116,5	0,73	121,4	0,96
	БП-2в		83,0	115,3	0,72	121,4	0,95
III	БПС-1а		96,0	139,1	0,69	158,1	0,88
	БПС-1б		98,1	134,4	0,73	158,1	0,85
	БПС-1в		96,5	135,9	0,74	158,1	0,86

Позначення до табл. 5.8: P_u^{exp} – експериментальне руйнівне навантаження; P_{crc}^{exp} – експериментальне навантаження утворення тріщин.

5.7.ВИСНОВКИ ДО РОЗДІЛУ 5

1. Розроблено конструкцію, програму і методику 4-х типів бетонних порожнистих блоків з відкритими і закритими порожнинами, загальними габаритними розмірами 2400 (l) x 1400 (b) x 600 (h) мм, що виготовлялися з використанням наявних на заводах будіндустрії металоформ з незначним їх дооснащенням.

2. Проведені натурні випробування 4-х порожнистих блоків в складі фрагменті трьохрядної стіни за 9-ма схемами завантаження дозволили отримати

експериментальні дані щодо їх фактичної міцності, деформативності і тріщиностійкості та обгрунтувати критерії визначення розрахункової несучої здатності.

3. Характер зміни деформацій в порожнистих натурних блоках свідчить про складну їх роботу. На відміну від цільних блоків, деформації в окремих перерізах порожнистих блоків є неоднозначними і більш нерівномірними, особливо при середніх і високих рівнях навантаження.

4. Руйнування порожнистих блоків настало за рівня напружень в бетоні, які є меншим на (12...38%) від його призмової міцності. Найбільше використання міцності бетону на стиск досягається в блоках зі замкнутими порожнинами.

5. Моделювання роботи натурних бетонних порожнистих блоків об'ємними елементами в складі стінки в ПК ANSYS в принципі даю задовільну збіжність за критеріями несучої здатності і деформативності. Несуча здатність, отримана в ПК ANSYS, є меншою від експериментальних значень від 1 % до 23 % в залежності від типу блока і схеми випробувань.

6. Для оцінки несучої здатності порожнистих блоків різних типів в складі стінки можна використати ПК ЛІРА з моделюванням блоків пластинчастими елементами.

Визначена в такий спосіб несуча здатність співвідноситься з експериментальною несучою здатністю в межах від 0,81 до 1,05.

7. Розрахунок за деформаційним методом несучої здатності і тріщиностійкості позацентрово стиснутих блоків дав добру збіжність з експериментальними даними. Різниця становить відповідно – 1 … 12 % і 7 … 14 %.

При цьому залежність між розтагуючими напруженнями і деформаціями бетону прийнята за структурою формули (3.4) ДБН В.2.6-98: 2009 [69] для стиснутого бетону, але з використанням параметрів, встановлених в цих нормах для розтягнутого бетону.

8. Експериментальні дослідження моделей порожнистих бетонних блоків з відкритими порожнинами дозволили виявити критерії їх несучої здатності та особливості напружено-деформованого стану. За визначальний критерій втрати несучої здатності блоків необхідно приймати початок тріщиноутворення в бетоні.

9. Напружено-деформований стан бетонних окремо випробуваних моделей порожнистих блоків відрізняється від їх стану в складі фрагмента стінки.

10. Програмний комплекс FEMAP у принципі задовільно відображає характер зміни деформацій, а ПК ЛІРА дозволяє з достатньою точністю оцінити несучу здатність за

критеріями руйнування бетонних блоків з відкритими порожнинами, змодельованих об’ємними елементами.

11. За результатими експериментально-теоретичних досліджень визначена розрахункова несуча здатність порожнистих бетонних блоків запропонованої констукції і розроблені рекомендації щодо їх використання для мало- і середньоповерхового будівництва.

РОЗДІЛ 6.
ТЕХНОЛОГІЧНІ ТА ЕКСПЛУАТАЦІЙНІ ОСОБЛИВОСТІ І ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНА ЕФЕКТИВНІСТЬ ПОРОЖНИСТИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ І БЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

6.1. ВСТАВКИ МОНОЛІТНИХ ПЛИТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

6.1.1. Матеріали і форми вставок

У перших експериментальних дослідженнях фрагментів монолітних залізобетонних перекриттів з вставками, виконаних у Національному університеті «Львівська політехніка» у 2002 р [106], використано круглі картонні вставки. Саме такі вставки використано пізніше в експериментальному будівництві [6–8, 208] та по них були розроблені методичні рекомендації [147].

У подальших експериментальних дослідженнях і в численних перекриттях, реалізованих в Україні, зокрема за участі автора, використані переважно пінополістирольні вставки квадратного і прямокутного перерізу.

Пінополістирольні вставки покращують звуко- і теплоізоляційні властивості плитних конструкцій. Тому, крім звичайних перекриттів, їх використання є доцільним у фундаментних плитах, перекриттях паркінгів тощо.

За кордоном використовують переважно пластмасові порожнисті вставки: кулясті, овальні, об’ємні за формою, близькою до куба, та інші [78, 210, 212, 213].

Аналіз інформації щодо улаштування залізобетонних перекриттів з вставками за кордоном показує, що вони мають регулярну систему в двох напрямках і забезпечують порожнистість до ~20–30 %.

В експериментальних дослідженнях моделі мостової залізобетонної прогонової будови, проведених у Німеччині, використано пінополістирольні вставки розвинених форм у перерізі.

У публікації [23] проаналізовано властивості різних матеріалів, які можна використати для вставок у залізобетонних конструкціях: органічні з волокнистою і сотовою структурою, органічні та органомінеральні на основі синтетичної та натуральної сировини та інші (зокрема пінобетонні та газобетонні). За

найоптимальнішими критеріями рекомендовано пінополістирол для вставок суцільного перерізу і екструдований пінополістирол – для коробчастих вставок.

6.1.2. Експериментальні дослідження арболітових вставок

У пошуку ефективних матеріалів при виконанні дисертаційної роботи проведені дослідження з підбору складу вставок на основі відходів з деревини та їхньої взаємодії з бетоном. Нижче подано результати цих досліджень.

У разі підбору складу вставок на основі відходів деревини були враховані такі важливі вимоги до їхніх властивостей: відносна легкість, мала вартість і можливість використання відходів промисловості; сумісність з контактуючим матеріалом (бетоном); простота виготовлення і технологічність.

Одним з найприйнятніших матеріалів, що відповідають цим вимогам, для вставок є композитна суміш на основі відходів деревини, які є у значній кількості у деревообробному виробництві. Вони є основою для виготовлення арболіту. Як відомо, параметри конструкційного і теплоізоляційного арболіту регламентуються ДСТУ Б.В.2.7-271: 2011, який визначає загальні вимоги до нього і передбачає класи за міцністю на стиск. Проте в цьому стандарті не подано технологічні особливості приготування арболітної суміші, тим більше такої специфічної, яка потрібна для вставок.

Вимоги до матеріалу арболітових вставок наступні: порівняно мала міцність, достатня для структуроутворення і сприймання тиску від свіжоформованого бетону; економічність і довговічність (стійкість до загнивання).

З метою пошуку такого матеріалу були проведені цілеспрямовані експериментальні дослідження кількох складів суміші на основі відходів деревини, у принципі близькою за складом до арболіту за ДСТУ Б В.2.7-271: 2011 [57], тому надалі вони також умовно названі арболітом. На відміну від ДСТУ Б В.2.7-271: 2011, підібрані суміші передбачали використання інших відходів промисловості, зокрема золи виносу. Наявність лужного середовища сприяє їхній стійкості проти загнивання.

У результаті проведених досліджень встановлено, що на властивості арболіту найсуттєвіше впливають такі фактори:

– співвідношення між вмістом деревини і мінеральної частини в'яжучого (дерево-цементним відношенням (Д/Ц)), яке повинно знаходитись в певних межах;

– витрата цементу на 1 м^3 бетону, яка повинна бути оптимальною; для досягнення необхідного Д/Ц у склад арболіту необхідно вводити дрібнодисперсні мінеральні наповнювачі (золу виносу, мелений доменний шлак, мелену горілу породу, мелений вапняк, тонкомелене негашене вапно);

– спосіб ущільнення бетонної суміші: за значного ущільнення (вібропресування, вібропрокату, механічного пресування) практично неможливо одержати арболіт з середньою густиною менше 400 кг/м^3, тому для одержання особливо легких складів з густиною 300–350 кг/м^3 необхідно використовувати спосіб неповного ущільнення;

– вид деревної тирси; для одержання легкого арболіту недоцільно використовувати тирсу із твердих порід, які негативно впливають на твердіння цементу, значно знижуючи кінцеву міцність арболіту.

Залежно від виду компонентів і їхнього співвідношення досліджено три склади арболіту.

Окремі результати дослідження впливу різних факторів на технологічні властивості одержаних арболітів наведені на рис. 6.1.

Як видно з одержаних даних, зростання дерево-цементного відношення закономірно призводить до зменшення середньої густини арболіту і падіння механічної міцності. Таким чином, для надання арболіту достатньої конструктивної міцності Д/Ц повинно знаходитись у межах 0,45–0,55, середня густина арболіту становить 420–500 кг/м^3 під час ущільнення суміші методом ручного штикування.

На основі одержаних експериментальних даних розроблені склади легкого арболіту, в яких частина цементу замінювалась золою виносу Бурштинської ТЕЦ, а як мінералізатор використовували рідке скло виробництва Стебниківського хімічного комбінату з густиною 1,3 г/см^3. Під час формування взірців арболіту

розмірами 10×10×10 см використовувався метод неповного ущільнення: тирса після оброблення водою з рідким склом і перемішування з цементом і золою, укладалась шарами в форму і ущільнювалися ручним штикуванням. Такий спосіб забезпечував неповне ущільнення і добрий контакт між окремими шарами суміші.

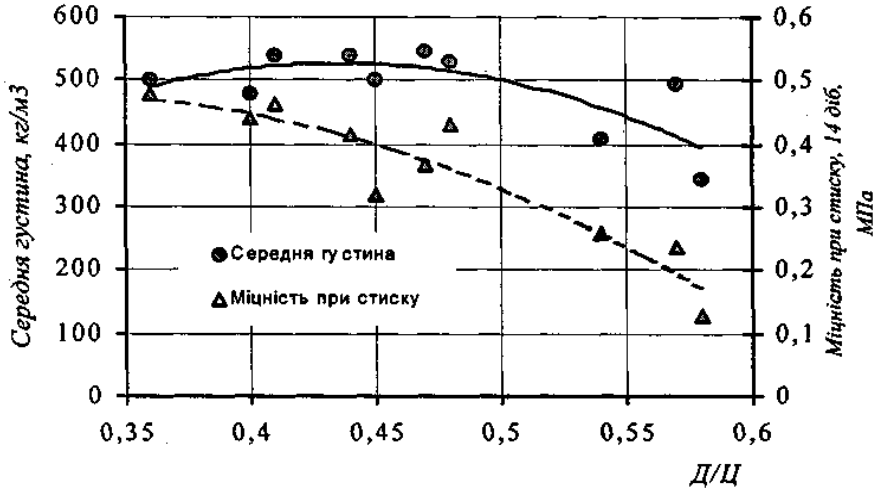


Рис. 6.1. Вплив дерево-цементного відношення на середню густину і міцність легкого арболіту при стиску

Після витримування в формах протягом 3–4 діб взірці зберігались ще 8–10 діб у вологих умовах (закритій посудині над водою). У віці 14 діб і 28 діб визначалась середня густина арболіту в абсолютно сухому стані і механічна міцність. Оскільки механічну міцність арболіту, одержаного таким способом, оцінити кількісно було важко у зв'язку зі значними деформаціями взірців під час випробування на пресі, міцність оцінювалась візуально за комплексним показником. Використовувалась умовна п'ятибальна шкала, яка враховувала приблизну міцність арболіту на стиск і його здатність утримувати дерев'яну тирсу під час її виривання з маси арболіту: 1 – дуже низька міцність (арболіт розсипається від натискання); 2 – низька міцність (взірці руйнуються на окремі частини); 3 – задовільна міцність (для руйнування потрібно прикласти значне зусилля, частини тирси витягуються разом з цементним розчином); 4 – добра міцність (висока утримуюча здатність арболіту, під час витягування тирси вона розривається або відколюються цілі кусочки разом з цементним розчином); 5 – достатньо висока міцність арболіту (характеризується однорідністю і значною міцністю).

Додатково досліджували водопоглинання і коефіцієнт водостійкості арболіту з використанням стандартних методів. Водопоглинання визначалось методом занурення взірців арболіту у воду при температурі +20 °С протягом 48 год.

Коефіцієнт водостійкості визначався з відношення:

$$K_b = \frac{f_{cn}}{f_c}, \qquad (6.1)$$

де f_{cn} – міцність при стиску в насиченому водою стані; f_c – міцність в абсолютно сухому стані.

Згідно з результатами випробувань, водопоглинання легкого арболіту закономірно зростає зі зменшенням витрат портландцементу на 1 м^3 бетону і зростанням кількості золи та вапна. Водостійкість арболіту є меншою порівняно зі звичайним важким бетоном, що пов'язано з явищами деструкції деревини під час зволоження. На рис. 6.2 наведена кінетика водопоглинання арболіту різного складу, який був різним у пошуках оптимального співвідношення компонентів.

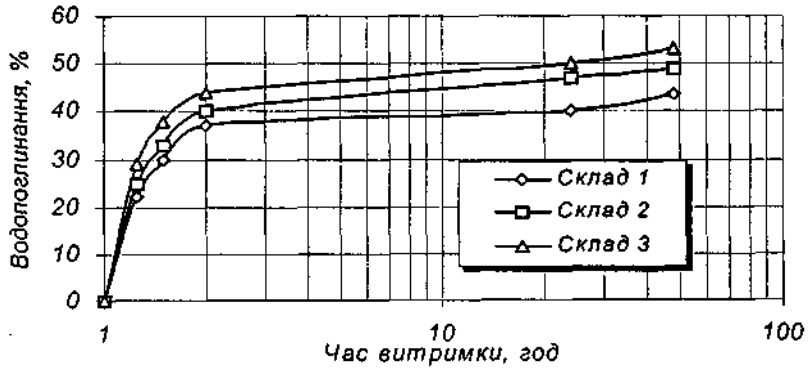


Рис. 6.2. Кінетика водопоглинання арболіту різного складу

Як видно із графіка, незалежно від складу, найбільша швидкість водопоглинання арболіту була в перші дві години витримки у воді. Ця характеристика є важливою для використання його як вставок для бетонних і залізобетонних конструкцій. Такий легкий арболіт поглинає основну масу води до початку тужавіння цементу в важкому бетоні і в подальшому віддає її під час тепло-вологого оброблення бетону чи витримці його в нормальних умовах твердіння.

Дослідження взаємодії арболітових вставок і тирси з бетоном. З метою дослідження взаємного впливу на бетон арболіту і тирси були одночасно

виготовлено по 5 кубів такої конструкції (рис. 6.3):

- марки КА-15/10 – куби з розміром ребра 15 см, всередині яких забетоновані попередньо виготовлені арболітові куби з розміром ребра 10 см;
- марки КАп-15/10 – аналогічно кубам марки КА-15/10, але арболітові куби перед бетонуванням герметично загорнуті в поліетиленову плівку;
- марки КТ-15/10 – куби з розміром ребра 15 см, всередині яких забетонована тирса об’ємом 10×10×10 см;
- марки К-15 і К-10 – звичайні куби з розміром ребра відповідно 15 і 10 см, які виготовляють для контролю міцності бетону.

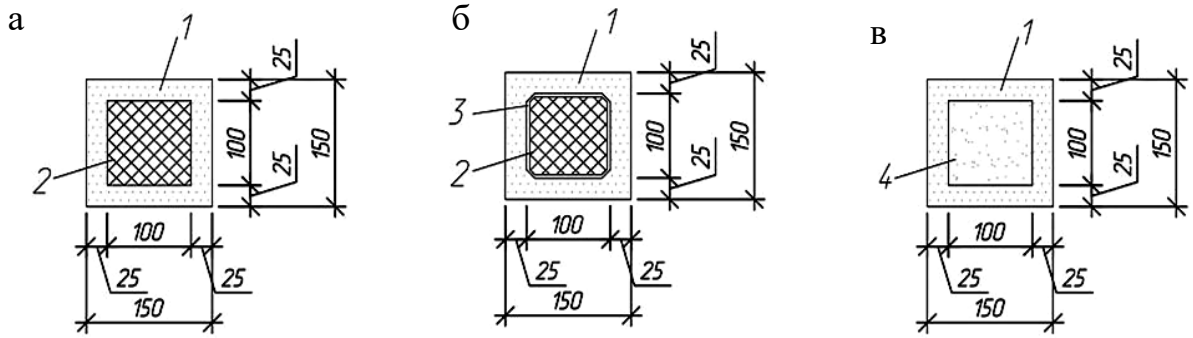


Рис. 6.3. Конструкція дослідних кубів з вставками: а – марки КА – 15/10; б – марки КАп – 15/10; в – марки КТ – 15/10; 1 – бетон; 2 – арболіт; 3 – плівка; 4 – тирса

Арболітові куби 10×10×10 см витримували до набирання необхідної міцності (~0,7×0,8 МПа).

Під час виготовленні кубів марок КА-15/10 і КАп-15/10 використовували спеціальні пристрої, які давали змогу фіксувати арболітові кубики в проектному положенні і ущільнювати бетон на вібростолі. Для виготовлення кубів марки КТ-15/10 виготовлено рамку 10×10×10 см без дна, яка в разі наповнення знизу форми куба з ребром 15 см на 2,5 см фіксувалася в проектному положенні, після чого бетонували вертикальні стінки куба зазначеної марки. Після ущільнення бетонної суміші рамку витягали, утворений простір заповнювали мокрою тирсою, зверху укладали шар бетону висотою 2,5 см і проводили ще одне вібрування. Внаслідок деякого ущільнення (стискання) тирси ще докладали бетон зверху і його доущільнювали.

Цільні куби з розміром ребра 10 і 15 см виготовляли за звичайною технологією. Для проведення досліджень прийнято бетон проектного класу С15/20 з щебеню фракції 10–20 мм на Миколаївському портландцементі марки М400. Виготовлення і дослідження кубів проводили в лабораторії ВАТ «Львівський завод будівельних виробів».

Виготовлені в один день взірці на третій день розпалубили і після зважування помістили на стелажах у спеціальному приміщенні, де за допомогою електронагрівачів підтримувалася температура 17–19° С за вологості 57–68 %.

Періодично (на 3, 7, 14, 21 і 28 день) взірці зважували для контролю втрати вологи. На 28 день після виготовлення взірці були випробувані на стиск.

Результати досліджень втрати вологості як усередненої величини за п’ятьма кубами кожної марки подані на рис. 5.4 у вигляді графіків зміни відносної ваги взірців (в %). Як бачимо, найшвидше «висихали» цільні куби 10 і 15 см, найповільніше – куби з вставками. Причому куби з арболітовими вставками без плівки мали дещо меншу втрату вологи порівняно з кубами, в яких арболіт був ізольований плівкою. Куби з тирсою мали проміжне значення.

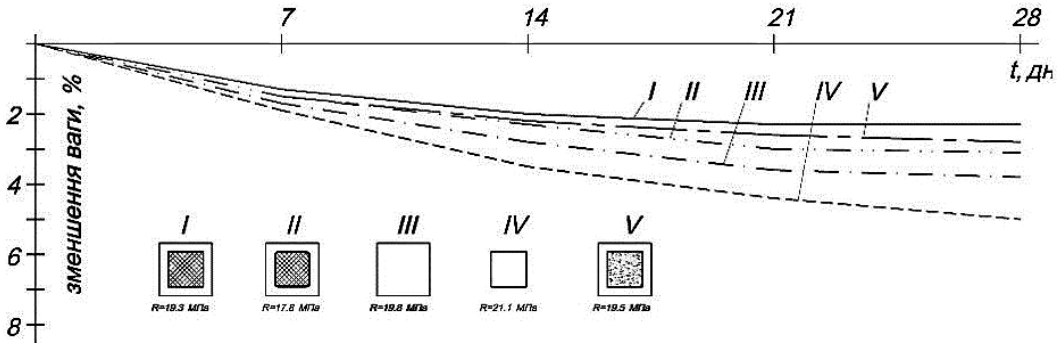


Рис. 6.4. Графік зміни вологості в кубах різної конструкції: I – марки КА – 15/10; II – марки КАп – 15/10; III – марки К – 15; IV – марки К – 10; V – марки КТ – 15/10

Отримані результати можна пояснити тим, що арболіт спочатку забирає («акумулює») зайву вологу від бетону, а потім віддає її бетону, що твердне. Це підтверджує результати досліджень арболіту на водопоглинання, які подані вище. Позитивний вплив такого вбирання з подальшим віддаванням вологи відобразився на результатах випробування кубів на міцність, яка в середньому становила для кубів:

марки КА-15/10 – 19,3 МПа; марки КАп -15/10 – 17,8 МПа; марки КТ-15/10 – 19,5 МПа; марки К-15 – 19,8 МПа; марки К-10 – 21,1 МПа.

Зазначену міцність визначено за допомогою ділення руйнівного навантаження на площу нетто посередині висоти куба. Для кубів з арболітом міцність останнього не враховувалася, як на порядок нижча від міцності бетону.

Як бачимо, в середньому міцність кубів з арболітовими вставками без плівки на 8,4 % більша, ніж кубів з ізольованим арболітом. Дещо вища міцність кубів з тирсою пов'язана з тим, що на відміну від кубів з арболітом його внутрішні грані не були чіткими, внаслідок податливості тирси під час бетонування і товщина бетону чотирьох вертикальних стінок була різною щодо висоти, що не давало можливості точно визначити площу поперечного перерізу і вона умовно прийнята такою самою, що і в кубах з арболітом, хоча фактично була дещо більшою.

Отже, арболіт і тирса є сумісними з бетоном матеріалами і їх можна використовувати як ефективні вставки. Дуже сприятливим фактором у сумісній роботі є позитивний вплив арболіту на бетон, який спочатку забирає зайву вологу, а потім віддає її. У процесі тепловологісного оброблення на експериментальних блоках не виявлено негативного впливу вставок за їх можливого збільшення в об'ємі внаслідок вологості і зменшенні в об'ємі бетону внаслідок усадки.

На підставі позитивних експериментальних досліджень з підбору оптимального складу вставок розроблено технологічну схему для їх масового виготовлення.

Незважаючи на відчутно меншу масу отриманого арболіту порівняно з бетоном, вона є ще значною. Тому доцільно вставки з арболіту для зменшення їхньої ваги виготовляти порожнистими.

6.2. ТЕХНОЛОГІЧНІ ОСОБЛИВОСТІ УЛАШТУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЕРЕКРИТТІВ З ВСТАВКАМИ

6.2.1. Фіксація вставок

Важливим технологічним аспектом під час улаштування перекриттів з вставками є їх фіксація, що забезпечує проектні розміри полиць і ребер.

Для фіксації пінополістирольних вставок по висоті перерізу перекриття необхідно використовувати пластмасові фіксатори з розвинутою основою, що примикає до пінополістирольних вставок (рис. 6.5). Більшою розвинутою основою вони впираються в пінополістирол, меншою – в арматуру.

Рис. 6.5. Фото пластмасового фіксатора

Для фіксації вставок по ширині перерізу (в горизонтальній площині) доцільно використовувати розроблену конструкцію П-подібних елементів з дроту Вр-І (рис. 6.6). Ці фіксатори були застосовані, зокрема при улаштуванні перекриттів в комплексі будівель по вул. Білогірській у м. Тернополі.

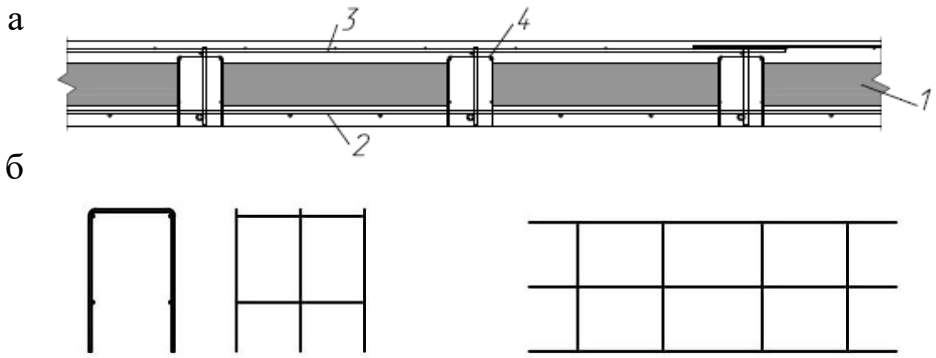


Рис. 6.6. Розташування в перекритті (а) і конструкція фіксатора (б) в горизонтальному напрямку: 1 – пінополістирольна вставка; 2, 3 – нижнє і верхнє армування; 4 – фіксатор

6.2.2. Одно- і двоетапність виконання робіт

Залежно від послідовності виконання робіт з улаштування перекриттів з вставками їх виконують за одним бетонуванням (одноетапність) або за двома послідовними етапами бетонування.

Насамперед це залежить від розмірів вставок. При вставках квадратного перерізу або прямокутного перерізу розміром до 0,2–0,3 м можна використовувати одноетапне

укладання бетону. До бетонування укладають нижню арматуру, монтують вертикальні каркаси ребер, вставки і арматуру верхньої полиці. Зокрема, така технологія використана для улаштування перекриттів реконструкції будівлі в смт В. Любінь, під час реконструкції будівлі № 4 на вул. Хімічній у м. Львові.

За розвинутих перерізів вставок (>0,3–0,5 м) необхідно використовувати двоетапне бетонування. Як правило, послідовність виконання робіт є такою: монтують каркаси ребер і арматуру нижньої полиці; укладають і ущільнюють нижній шар бетону товщиною нижньої полиці; укладають і фіксують вставки; бетонують і ущільнюють верхній шар бетону.

Така технологія улаштування перекриттів з вставками використана на більшості реалізованих на практиці об’єктів (див. розділ 7).

6.2.3. Розподіл на захватки

Під час бетонування перекриттів значних розмірів у плані виникає необхідність розбивати на захватки з улаштуванням технологічних швів бетонування. Їх можна улаштовувати за такими самими принципами (підходами), що використовують для бетонування звичайних монолітних перекриттів з урахуванням їхніх конструктивної схеми, можливих обсягів бетонування (розмірів захваток) тощо.

Для монолітних плоских перекриттів з вставками необхідно, крім цього, враховувати напрямок і форму розташування вставок.

Нижче на декількох реалізованих на практиці об’єктах подано приклади улаштування технологічних швів у перекриттях із вставками.

На одному з об’єктів технологічний шов бетонування улаштований на проміжних опорах, якими є внутрішні несучі стіни основного каркасу будівлі (рис. 6.7). За такої конструктивної схеми зазначене розташування є найбільш доцільним, оскільки розтягнута і стиснуті зони бетону чітко визначені і фіксуються на проміжних опорах з надійним перекриванням розтягнутої зони відповідною кількістю розтягнутої арматури. Аналогічно технологічні шви були улаштовані в перекриття будинку №2 по вул. Білогірській у м. Тернополі.

Рис. 6.7. Розподіл на захватки під час бетонування перекриття типового поверху будинку № 3 на вул. Білогірській у м. Тернополі

У перекриттях паркінгу і в перекриттях будинку № 3 житлового комплексу по вул. Роксоляни у м. Львові технологічні шви бетонування розташовані на відстані ¼ відповідного прольоту між проміжними опорами (рис. 6.8).

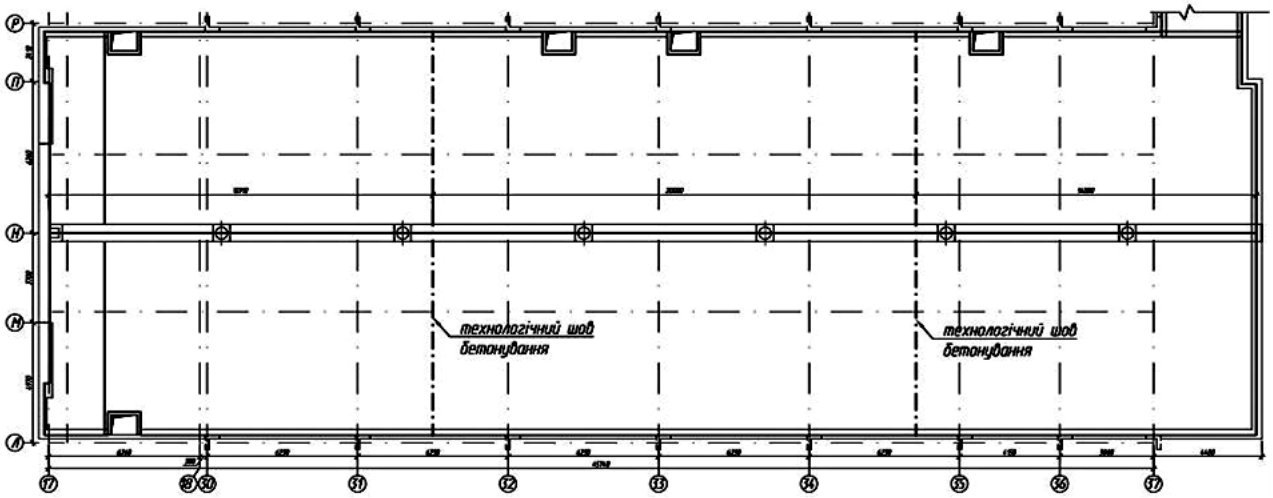


Рис. 6.8. Розподіл на захватки під час бетонування перекриття паркінгу житлового комплексу на вул. Роксоляни у м. Львові

Незалежно від конструктивно-технологічних особливостей і місця розташування технологічних швів бетонування, при їх улаштуванні необхідно передбачити зчепні шари між попереднім і наступним бетонуванням. Їх необхідно використовувати згідно

з технологічними умовами (інструкціями) залежно від міцності «старого» бетону, умов твердіння бетону, температури навколишнього середовища тощо.

6.2.4. Бетонування за мінусових температур

У разі бетонування в холодний період року (особливо за мінусових температур навколишнього середовища) необхідно використовувати відомі способи «утеплення» чи підігріву монолітних конструкцій в умовах будівельного майданчика.

Одним з найбільш технологічних і контрольованих під час улаштування перекриттів є спосіб прогрівання з використанням електричного струму. Зокрема, цей спосіб використовували під час зведення комплексу будівель по вул. Білогірській у м. Тернополі. На рис. 6.9 схему прогрівання показано на прикладі перекриття типового поверху будинку № 3.

У нижній частині перекриття дроти обігріву улаштовані у ребрах майбутнього перекриття безпосередньо біля нижніх стержнів плоских каркасів. У верхній частині перекриття дроти обігріву укладені поверх сіток на однакових відстанях від плоских каркасів ребер.

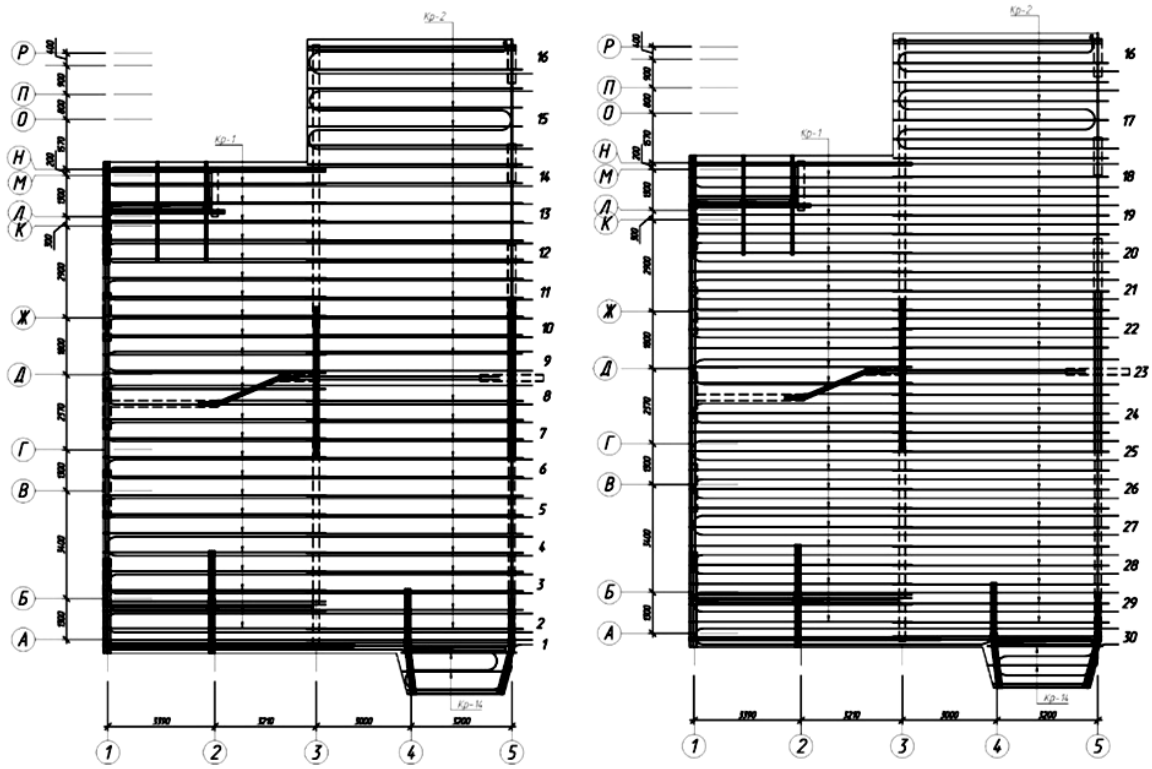


Рис. 6.9. Схема електропрогріву перекриття типового поверху будинку № 3 на вул. Білогірській у м. Тернополі: а – по низу перекриття; б – по верху перекриття

Цифри на рисунках вказують на номер петлі, які повинні мати однакову довжину. Необхідно, щоби кількість петель була кратною трьом, що забезпечує однакове навантаження на фази. Для обігріву використовували трансформатор марки КТП-ОБ 80.

Слід наголосити на важливому техніко-технологічно-економічному аспекті перекриттів з вставками, пов'язаному з тепловою обробкою бетону. Маса бетону в перекриттях із вставками є суттєво меншою порівняно із суцільними перекриттями, що відповідно суттєво зменшує теплоенерговитрати на прогрівання бетону. Ці витрати ще зменшуються за тонкостінних елементів, якими є ребра, нижні та верхні полиці перекриттів з вставками.

6.3. ЕКСПЛУАТАЦІЙНІ ОСОБЛИВОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЕРЕКРИТТІВ З ПІНОПОЛІСТИРОЛЬНИМИ ВСТАВКАМИ

6.3.1. ВОГНЕСТІЙКІСТЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЕРЕКРИТТІВ З ПІНОПОЛІСТИРОЛЬНИМИ ВСТАВКАМИ

Конструкція дослідних зразків відповідала принциповим конструктивним рішенням усіх монолітних залізобетонних ділянок перекриттів стадіону Арена-Львів з пінополістирольними вставками, які розробила ГНДЛ-112 Національного університету «Львівська політехніка»: загальна висота 45 см, вставки розмірами 24(h)×25(b) см з товщиною проміжних ребер 10 см (рис. 6.10). Згідно зі завданням дирекції стадіону, конструкцію дослідних зразків фрагментів монолітного перекриття стадіону для вогневих випробувань розробило ТзОВ«Донспецмонтаж» [205]. Загальні розміри в плані 3×6,2 м, бетон класу В35, арматура класу А400с. Дослідні зразки розраховані на довготривале навантаження 1290 кгс/м^2 (~12,9 кН/м^2). Детально конструкція, методика вогневих випробувань подані в монографії [181] і в публікації [147].

Настання граничного стану з вогнестійкості за трьома ознаками (КЕІ) від початку до кінця випробування – не відбулось, тому межа вогнестійкості плити REI 45 гарантована.

Більш повно результати вогневих випробувань подано в [205].

6.3.2. ВПЛИВ СЕЙСМІЧНИХ НАВАНТАЖЕНЬ НА КАРКАС БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ З МОНОЛІТНИМИ ПОРОЖНИСТИМИ ПЕРЕКРИТТЯМИ

Як зазначено вище, одним з важливих показників монолітних залізобетонних перекриттів, суттєво облегшених за рахунок вставок, є доцільність їх використання в будинках, що зводяться у потенційно сейсмічних районах України.

Це відповідає вимогам ДБН В.1.1-12: 2014, який рекомендує проектувати в таких районах покриття і перекриття з конструкцій, які максимально знижують їх вагу. Крім нього, згідно з п. 7.6.10 ДБН В.1.1-12: 2014 товщину плит безригельного каркасу необхідно приймати не менше 20 см, незалежно від довжини прольоту до 6,6 м.

Відомо, що сейсмічні впливи на будівлі є в основному горизонтальними інерційними навантаженнями, прикладеними на рівні зосереджених мас. Такими масами в каркасних будинках є насамперед власна вага перекриттів. Зменшуючи власну вагу перекриттів на 30…40% і більше, можна суттєво зменшити сейсмічні впливи і зусилля, що виникають в конструктивних елементах будівлі.

Для обгрунтування цього з отриманням чисельних показників було промодельовано роботу каркасної залізобетонної будівлі на сейсмічні навантаження у двох варіантах:

1-ий – перекриття суцільні; 2-ий – перекриття порожнисті.

Безпідвальний 6-поверховий будинок в м. Новояворівськ Львівської обл. має в плані несиметричну конфігурацію (рис. 6.16). По периметру будівлі відповідно до конструктивної схеми розташовані квадратні, прямокутні і Т-подібні колони та пілястри. В середній частині, крім пілястр, передбачено також залізобетонні стіни, у т.ч. сходової клітки, значної протяжності, розташовані в обидвох напрямках. В результаті маємо несиметричну схему розташування вертикальних несучих конструкцій в напрямках X і Y. На рисунку вони виділені чорним кольором.

Всі вертикальні несучі конструкції защемлені в монолітній залізобетонній фундаментній плиті, розташованій під усією будівлею.

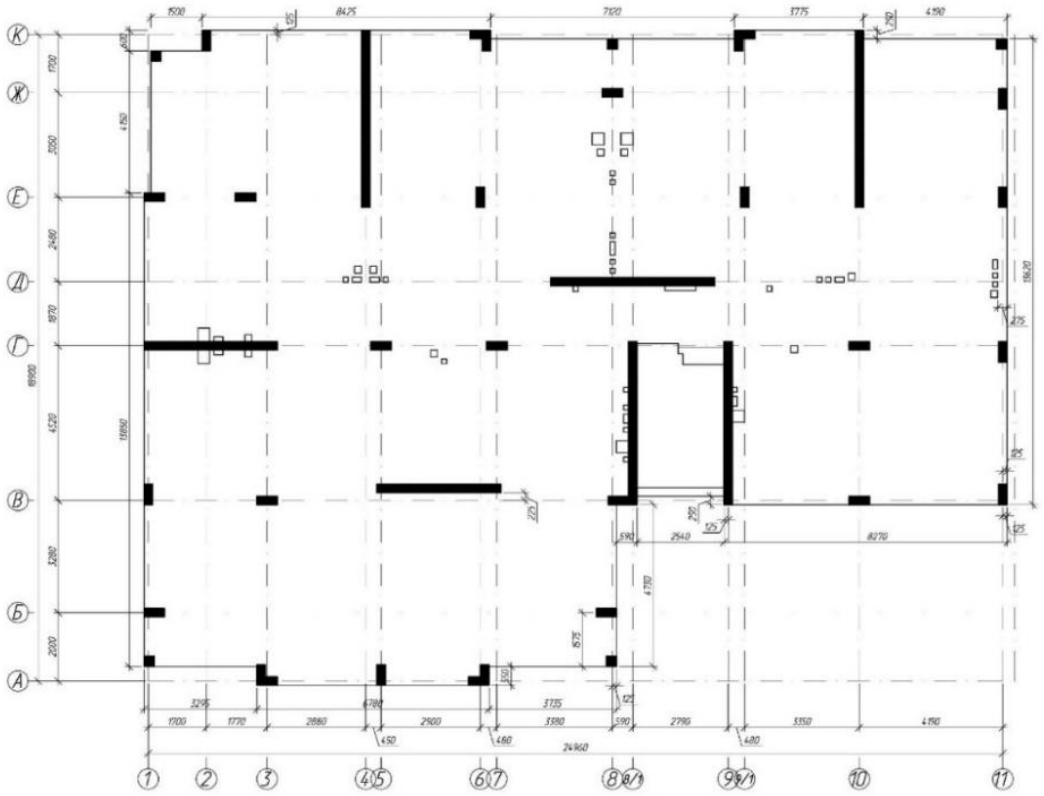


Рис. 6.16. Конструктивна схема типового поверху житлового будинку у м. Новояворівськ

Розрахункова схема каркасу будівлі подана на рис. 6.17. Моделювання конструктивних елементів будівлі виконували за допомогою модуля Сапфір програмного комплексу «Ліра-САПР 2013». За допомогою цього модуля було змодельовано каркас будівлі і проведено тріангуляцію несучих конструктивних елементів та підготовлено для подальшого перенесення в розрахунковий модуль «Ліра-САПР». При моделюванні роботи каркасу були обчислені статичні нормативні розрахункові навантаження і навантаження від елементів заповнення каркасу будівлі. Також були враховані динамічні впливи від сейсмічних навантажень, за інтенсивністю 6 балів.

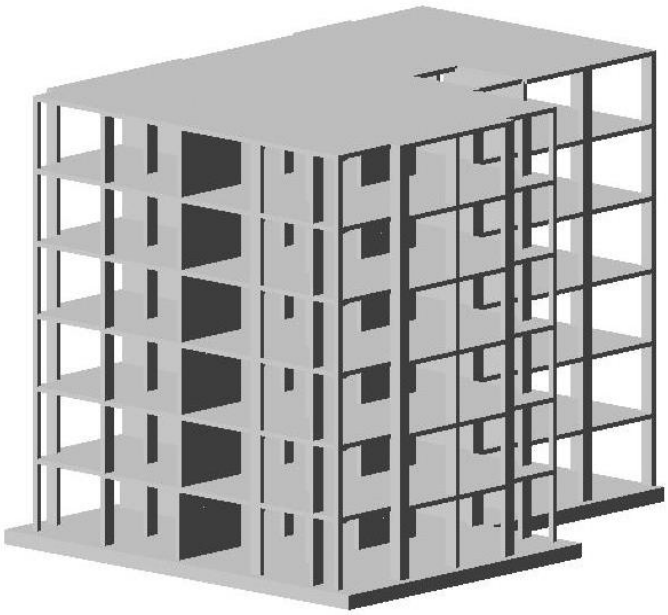


Рис. 6.17. Каркас будівлі

Внаслідок неспівпадання центру мас з центром перерізів вертикальних елементів в плані будівля при сейсмічних впливах крім переміщень в обидвох напрямках зазнає закручування (депланації) – рис. 6.18.

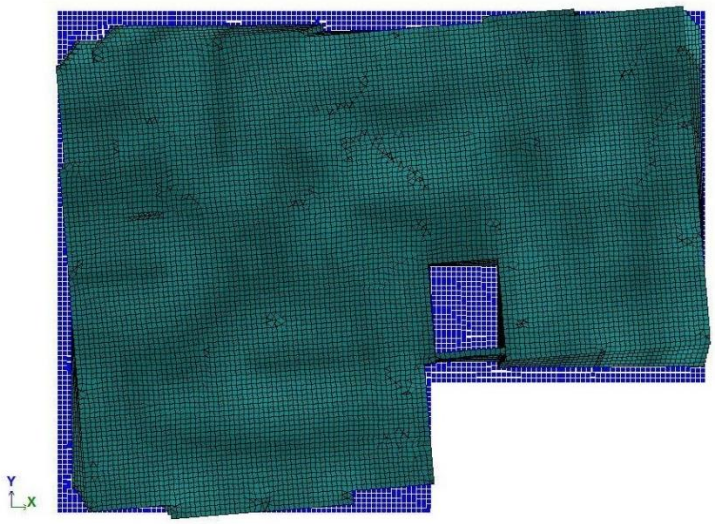
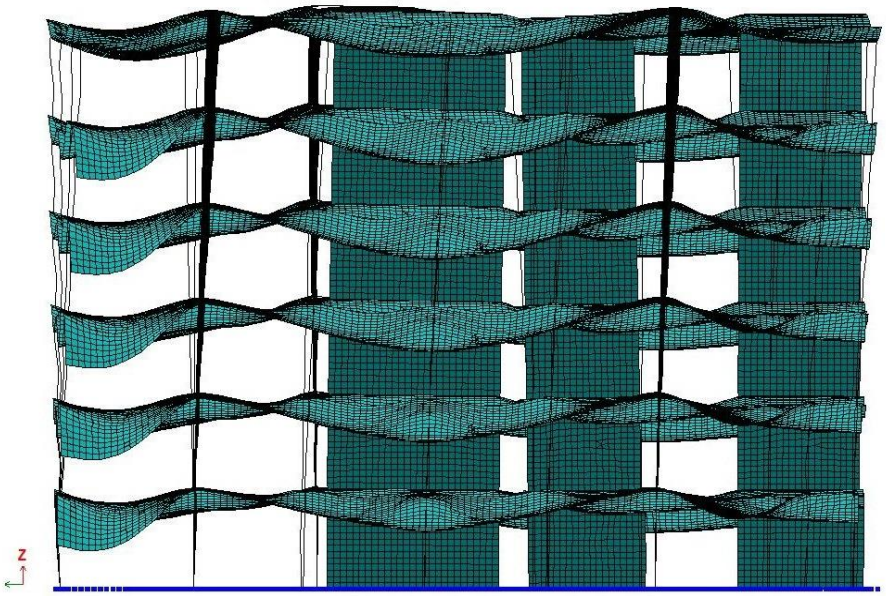


Рис. 6.18. Схема загальних деформацій (закручування) будівлі в плані

Схеми деформування розрахункової моделі каркасу будівлі в напрямках X і Y подані на рис. 6.19.

а



б

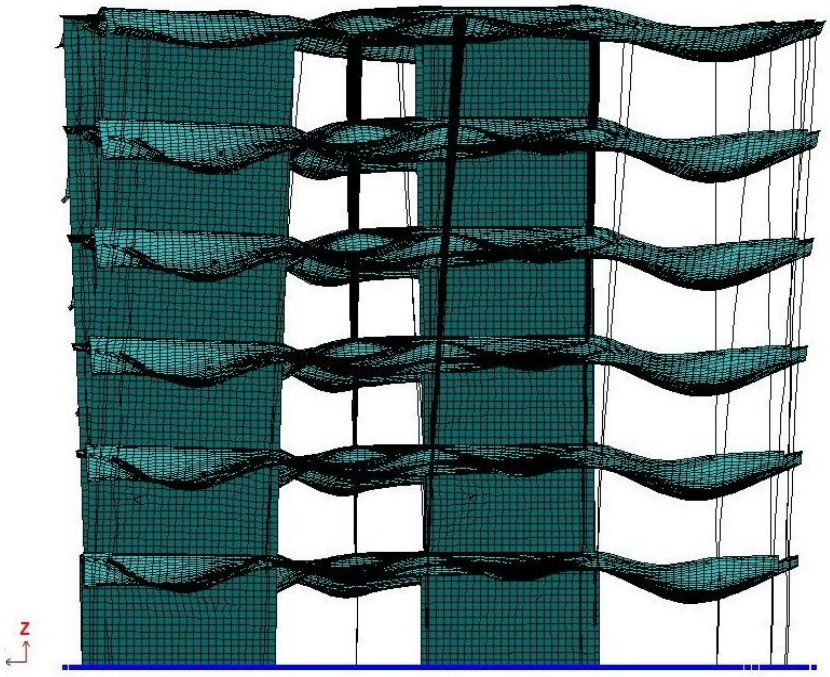


Рис. 6.19. Схеми деформування розрахункової моделі каркасу будівлі: а – в напрямку X; б – в напрямку Y

При моделюванні роботи будівлі на сейсмічні впливи отримано ізополя моментів, зусиль і переміщень перекриттів, а також вертикальних несучих елементів каркасу будівлі M_x, M_y, M_{xy}, Q_x, Q_y, Ax, A_y, Δ_z, а також необхідну площу перерізу поздовжньої робочої арматури.

Основні результати розрахунків відображені в табл. 6.1-6.2. Порівняно з суцільним перекриттям 4-го поверху, при використанні порожнистого перекриття згинальні моменти в напрямку X зменшилися на 8,5…9,7%, в напрямку Y - на

7,8…9,7%, крутні моменти – на 10,0…10,7%, прогини – на 6,4%, верхнє армування – на 17,7…19,0% (табл. 6.1).

Таблиця 6.1.

Порівняльні результати розрахунку суцільного і порожнистого перекриття

M_x, кН·м/м		M_y, кН·м/м		M_{xy}, кН·м/м		Δz
min	max	min	max	min	max	мм
Перекриття (суцільне)						
-99,8	31,9	-132	30,6	-29,1	3,83	5,6
Перекриття (порожнисте)						
-91,3	28,4	-120	28,2	-26,2	3,42	5,24
Різниця, %						
8,5%	9,7%	9,1%	7,8%	10,0%	10,7%	6,4%

Зменшення зусиль відповідно відобразилося на зменшенні кількості поздовжньої робочої арматури. Так, для найбільших значень моментів в суцільному перекриттів з діапазону 5,66…7,69 см^2 зменшилися до діапазону 3,93…5,66 см^2 у нижній зоні перекриття. Верхнє армування з діапазону 7,69…10,1 см^2 зменшилося до діапазону 5,66…7,69см^2.

Суттєвим є зменшення моментів, зусиль, переміщень і армування у вертикальних конструктивних елементах. Так, в стіні біля осі В в осях 5-7 моменти Мх, Му зменшилися відповідно на 3,3…11,8%, 1,8%, 7,7…28,6%, переміщення від 2,03 до 9,5% (табл. 6.2).

Таблиця 6.2.

Порівняльні результати розрахунку стіни-пілону за суцільних і порожнистих перекриттів

M_x, кН·м/м		M_y, кН·м/м		M_{xy}, кН·м/м		Δx	Δy	Δz
min	max	min	max	min	max	мм	мм	мм
Стіна (суцільне)								
-0,17	13,2	-1,11	1,11	-0,52	0,07	0,021	0,148	4,65
Стіна (порожнисте)								
-0,15	12,8	-1,09	1,09	-0,48	0,05	0,019	0,145	4,35
Різниця, %								
0,02	0,4	0,02	0,02	0,04	0,02	0,002	0,003	0,3
11.8%	3.3%	1.8%	1.8%	7.7%	28.6%	9.5%	2.03%	6.45%

Також суттєвим є зменшення цих показників в інших, у т.ч. менш розвинутих перерізах вертикальних елементів.

6.4. ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНІ ПОКАЗНИКИ ПЕРЕКРИТТІВ З ВСТАВКАМИ

Техніко-економічні показники плитних конструкцій з ефективними вставками розглянуті на перекриттях, де їх найбільше застосовують. Подано результати теоретичних і експериментальних досліджень інших авторів та економічні показники з власного досвіду використання на практиці перекриттів з вставками.

6.4.1. Огляд техніко-економічних показників перекриттів з вставками

У роботі [97] проаналізовано витрати бетону, арматури і працезатрати під час улаштування перекриттів з трубчастими овальними і круглими вставками, з кульоподібними вставками, а також кесонних і суцільних перекриттів. Найбільш економічно вигідними є кесонні перекриття (-49,4 % порівняно з суцільними перекриттями), проте кесонна плита не має нижньої гладкої поверхні, що неприйнятно для житлових і офісних приміщень. Економія для перекриттів з овальними і круглими трубчастими вставками становить відповідно 34,5 % і 22,2 %, з кульовими вставками – 23,3 %. У плиті перекриття з пінополістирольними вставками загальною товщиною 30–40 см за прольотів до 9 м питома витрата сталі становить від 12–13 кг/м2 .

У статті В. І. Євстаф’єва [65] подано техніко-економічні показники улаштування 3-шарового монолітного перекриття, у якому використано пінополістирольні вставки товщиною 200 мм. За загальної товщини перекриття 300 мм і сітці колон від 7,35 м до 7,9 м загальна витрата арматури становила 14,82 кг/м2, приведена товщина бетону і вставок відповідно 14,67 см і 15,33 см.

Загальна працеємність улаштування перекриття (пов’язана з вставленням і демонтажем опалубки, заготовленням і виставленням арматурних виробів і вставок та бетонуванням) становила 1,87 люд.-год/м2. Цей показник дещо перевищує нормовану трудоємність аналогічного безригельного безкапітельного перекриття, що пояснюється необхідністю двоциклічного бетонування й експериментальним характером будівництва.

Техніко-економічні показники (ТЕП) традиційних конструкцій залізобетонних перекриттів (загальна вага, витрата бетону і арматури, трудомісткість) у розрахунку на 1 м^2 перекриття подані в роботах [102, 200]. Крім цього, подані аналогічні ТЕП для перекриттів системи «РАМПА», «ИКАР».

Крім технологічних, окремі економічні аспекти ефективних перекриттів з вставками розглянуті в публікаціях [20, 100, 101, 190, 206–208].

6.4.2. Техніко-економічні показники перекриттів з вставками з власного досвіду проектування

У табл. 6.3 відображено узагальнені фактичні показники витрати арматури на одиницю площі перекриття 3-х будівель № 2, 3, 4 комплексу на вул. Білогірській у м. Тернополі. Очевидно, що за однакової товщини перекриття (20 см) із збільшенням прольоту кількість арматури зросла, проте за найбільшого прольоту 6,15 м вона не перевищувала 14,6 кгс/м^2.

Таблиця. 6.3

Середня витрата арматури на 1 м^2 перекриття будівель на вул. Білогірській у м. Тернополі

№ з/п	Висота перекриття, мм	Проліт, м	Фактична витрата арматури, кг/м^2
1	200	4,86	12,08
2	200	5,82	12,7
3	200	6,15	14,6

За завданням замовника 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 (табл. 6.4).

Таблиця 6.4

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, $м^2$	700	700	–
2	Загальний об'єм перекриття, $м^3$	138,3	138,3	–
3	Загальна витрата бетону (С20/25), $м^3$	138,3	93,3	32
4	Витрата пінополістиролу (вставка), $м^3$ (ПСБ-С-25)	–	45	–
5	Зменшення власної ваги перекриття, $кг/м^2$	–	200	–
6	Загальна витрата арматури, кг	14750	10200	30,8
7	Витрата арматури на 1$м^3$ бетону, $кг/м^3$	106,7	73,7	30,8
8	Витрата арматури на 1 $м^2$ перекриття, $кг/м^2$	21,3	14,6	31,4
9	Загальна економія арматури на одне перекриття, кг	–	4550	–

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

Аналогічне порівняння, за завданням представника замовника, виконано для перекриттів будівлі на вул. Угорській у м. Львові. Порівнювалися показники суцільного перекриття, проект якого надав замовник, і перекриття з вставками, конструкцію якого розроблено в ГНДЛ-112 Національного університету «Львівська політехніка». За прольотів 5,7 м витрата арматури в перекриттях з вставками є на 39 % меншою, ніж у суцільному перекритті, економія бетону – 30,3 % (табл. 6.5).

Таблиця 6.5

Порівняння варіантів улаштування перекриттів багатоквартирного житлового будинку на вул. Угорській у м. Львові

	Назва показників	Проект (суцільне)	Пропозиція (з вставками)	Різниця, %
1	2	3	4	5
1	Загальна площа перекриття, $м^2$	594	594	–
2	Загальний об'єм перекриття, $м^3$	118,9	118,9	–
3	Загальна витрата бетону (С20/25), $м^3$	118,9	82,9	30,3
4	Витрата пінополістиролу (вставка), $м^3$ (ПСБ-С-25)	–	36	–

Продовження таблиці 6.5

	Назва показників	Проект (суцільне)	Пропозиція (з вставками)	Різниця, %
1	2	3	4	5
5	Загальна витрата арматури, кг	13650	8323	39,0
6	Витрата арматури на 1м^3 бетону, кг/м^3	114,8	70	39,0
7	Витрата арматури на 1 м^2 перекриття, кг/м^2	23	14	39,0
8	Зменшення власної ваги перекриття, кг/м^2	–	200	–
9	Загальна економія арматури на одне перекриття, кг	–	5325	–

У табл. 6.6 наведено показники витрати бетону на п’ятьох монолітних ділянках південно-східної частини стадіону «Арена-Львів».

Таблиця 6.6

Витрати бетону монолітних ділянок перекриття південно-східної частини стадіону «Арена-Львів»

Номер ділянки	МД-1	МД-2	МД-3	МД-4	МД-5
Об’єм перекриття	20,46 м^3	26,51 м^3	97,2 м^3	26,55 м^3	20,39 м^3
Об’єм бетону	4,76 м^3	5,5 м^3	28,05 м^3	5,36 м^3	4,65 м^3
Об’єм вставок	15,7 м^3	21,01 м^3	69,15 м^3	21,19 м^3	15,74 м^3
Економія бетону	23,3 %	20,75 %	28,77 %	20,19 %	22,81 %

За рахунок великої різниці об’ємної ваги бетону і пінополістиролу використання вставок суттєво відобразилось на зменшенні власної ваги монолітних ділянок перекриття (рис. 6.20).

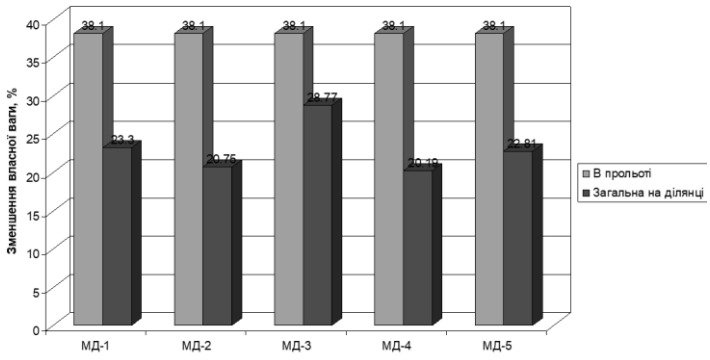


Рис. 6.20. Загальні показники зменшення власної ваги монолітних ділянок перекриття південно-східної частини стадіону

Зменшення витрати бетону на перекриттях реалізованих або запроектованих об’єктів, а також інших плитних конструкцій з вставками подано в розділі 7.

6.5. ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНІ ПОКАЗНИКИ І ЗАПРОВАДЖЕННЯ У ВИРОБНИЦТВО ПОРОЖНИСТИХ БЕТОННИХ БЛОКІВ

Освоєння експериментального випуску порожнистих блоків стін підвалів в заводських умовах показало їх технологічність і простоту виготовлення.

Блоки з відкритими порожнинами (марки 2ФБП і ЗФБП) бетонують в наявних формах з використанням тимчасових вставок. Фіксація вставок перед бетонуванням і їх витягуванням після схоплення бетону є нескладними операціями, які здійснює бригада з 2-х осіб. Трудозатрати при цьому незначні і сповна компенсуються економією бетону. За підрахунками планово-економічного відділу ВАТ "Львівський завод будівельних виробів" вартість блоку з двома порожнинами шириною 40 см (марки 2ФБП) є на 28 % меншою від вартості аналогічного за габаритами цільного блоку.

Блоки з арболітовими вставками потребують додаткових технологічних операцій і попереднього виготовлення арболітових вставок. Вартість матеріалів для вставок є меншою від вартості зекономленого бетону. За налагодженої технологічної лінії з випуску арболіту вартість виготовлення вставок зменшується і блоки можуть конкурувати по вартості з цільними блоками, маючи при цьому ряд переваг (більша міцність, замкнутість порожнин, менша теплопровідність тощо).

Блоки з порожнинами, заповненими тирсою, є досить простими у виготовленні і дозволяють утилізувати відходи деревообробки, на вивезення яких з заводу потрібні додаткові затрати. Проте необхідно вирішити питання їх антисептування. Розкриття блоків після випробування показало, що тирса в блоці ФБТ зволожена, а арболітова суміш в блоках ФБА зберігає структуру і є сухою.

При загальній оцінці техніко-економічних показників блоків, що пропонуються, необхідно враховувати також інші позитивні чинники, які реалізуються при їх виготовленні і використанні. Вони подані в розділі 2.

Експериментальне виготовлення ефективних порожнистих блоків здійснено у виробничих умовах ВАТ "Львівський завод будівельних виробів". На цьому ж

підприємстві було розпочато освоєння масового випуску порожнистих блоків для використання на практиці.

Для серійного випуску блоків з арболітовими вставками розроблена технологічна лінія для виготовлення легких арболітових вставок, яка може бути використана заодно для виготовлення блоків з важкого арболіту як окремих стінових елементів. На основі проведених експериментів рекомендується наступна технологічна схема приготування конструктивно-теплоізоляційного арболітобетону на установці з використанням вібропресування (рис. 6.22).

Твердіння виробів із арболіту - важлива технологічна операція, тому умови витримки повинні бути оптимальними і сприяти максимальному набору міцності. Встановлено, що найкращими є умови твердіння арболіту з наступними параметрами: температура - 20±4°С і відносна вологість - 70±10%. При використанні теплової обробки її температура повинна бути не вище 40°С при вологості повітря 50...60%. Для зменшення загальної вологості виробів, яка є досить високою в початковий момент тепловологу обробку доцільно проводити в умовах, що сприяють видаленню вологи із арболіту. Для цього доцільно використовувати камери, що обладнані ТЕНами, калориферами, інфрачервоними нагрівачами чи газовими пальниками. Теплова обробка виробів із арболіту парою не допускається.

Рис. 6.22. Технологічна схема приготування конструктивно-теплоізоляційного арболіту з використанням вібропресування

Режим теплового оброблення повинен відповідати рекомендованому графіку (рис. 6.23).

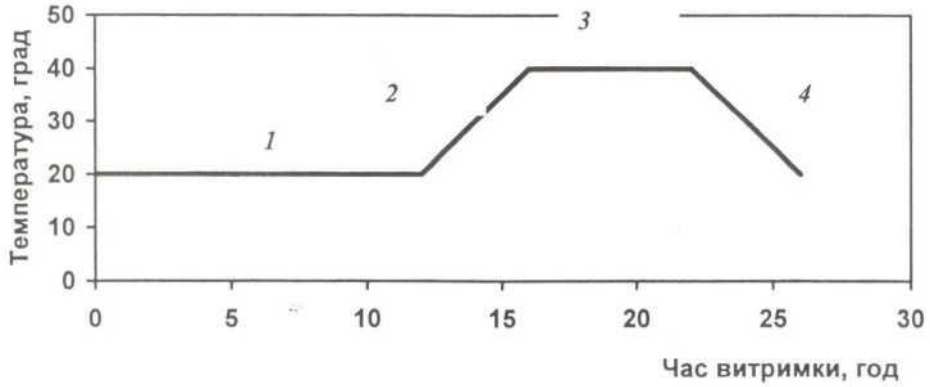


Рис. 6.23. Режим теплового оброблення виробів з арболіту: 1 - витримка в нормальних умовах; 2 - підіймання температури; 3 - ізотермічне прогрівання; 4 – охолодження

В звичайних умовах арболіт досягає міцності, при якій можливе розформування і транспортування виробів не раніше ніж через 72...75 год. Цей час може бути скорочений при використанні швидкотверднучих та високоактивних цементів. Твердіння виробів після розформування повинно проходити при температурі не нижче +18°С і відносній вологості не вище 80%.

Найбільш ефективний спосіб ущільнення виробів із арболіту - віброущільнення з навантаженням. Такий спосіб найбільш доцільно використовувати для виготовлення дрібних стінових блоків. Для цієї мети можна використовувати стандартні віброплощадки обладнані додатковими пристроями для встановлення привантаження. Загальний час вібрування 3...4 хв. Перевагами даного способу є те, що після віброущільнення вироби можна відразу ж розформовувати і транспортувати на піддонах до місця витримки чи теплової обробки.

Встановлено, що можливе також використання звичайного віброущільнення, але в цьому випадку необхідне використання поризованої арболітової суміші. В якості піноутворювача доцільно використовувати відомі хімічні реагенти - СДО (смола деревна омилена), чи СНП (смола нейтралізована повітрозахоплююча).

Кількість додатку складає 1... 1,5% від маси цементу в перерахунку на суху речовину.

6.6. ВИСНОВКИ ДО РОЗДІЛУ 6

1. В Україні для порожнистоутворення використовують, як правило, суцільні пінополістирольні призматичні та круглі картонні вставки.

За кордоном у плитних плоских залізобетонних перекриттях використовують порожнисті пластмасові вставки різних об'ємних форм. Переважно вони мають регулярну систему в двох напрямках і забезпечують порожнистість до 25–30 %.

2. Плитні конструкції з пінополістирольними вставками мають покращені звуко- і теплоізоляційні властивості, тому їх доцільно використовувати в звичайних перекриттях, перекриттях паркінгів, фундаментних плитах тощо.

3. Проведеними дослідженнями підібрано матеріал вставок за складом, подібним до легкого арболіту. Основою складу є відходи деревини. Підібраний склад арболітових вставок є стійким до загнивання. Розроблено технологічну лінію для виготовлення арболітових вставок.

Арболітові вставки є сумісними з бетоном матеріалом. Дослідженнями встановлено позитивний вплив цих матеріалів на бетон, які спочатку забирають зайву (хімічно не зв'язану воду) під час формування (бетонування), а під час тужавіння віддають її бетону.

Для полегшення арболітових вставок їх доцільно виготовляти порожнистими.

4. З врахуванням досвіду улаштування монолітних залізобетонних перекриттів з вставками визначено технологічні особливості їх улаштування.

За незначних розмірів вставок доцільно використовувати одноетапне бетонування з попереднім монтажем і фіксацією всіх арматурних елементів і вставок.

Під час використання вставок значних розмірів у плані (≥0,3–0,5 м) доцільно улаштовувати двоетапне бетонування.

Для фіксації пінополістирольних вставок по висоті перерізу перекриття необхідно використовувати пластмасові фіксатори з розвинутою основою і розроблену конструкцію металевих дротяних П-подібних елементів.

За значних розмірів перекриття в плані і, відповідно, значних обсягів бетонування необхідно улаштовувати технологічні шви бетонування. Місце їх розташування слід приймати з врахуванням конструктивної схеми перекриття, розташування вставок, обсягів бетонування тощо.

Під час бетонування за значних мінусових температур необхідно використовувати теплове оброблення бетону. Одним з найраціональніших способів є електропрогрівання бетону. Термомаса в перекриттях з вставками є значно меншою порівняно з суцільними перекриттями, що суттєво зменшує енерговитрати, пов’язані з тепловим обробленням бетону.

5. Економічна ефективність плитних залізобетонних конструкцій з пінополістирольними вставками досягається за рахунок суттєвого зменшення витрати бетону – від 24 до 47 %. Зменшення власної ваги в перекриттях дає відповідно економію робочої арматури до 7–13 %.

Зменшення витрат бетону й арматури сповна компенсує додаткові затрати, пов’язані з вартістю вставок та вартістю робіт з їхнього улаштування.

6. На прикладі 6-поверхового каркасного будинку проведено порівняльний розрахунок в ПК «Ліра» впливу сесмічних навантажень на будинок з суцільними перекриттями і порожнистими перекриттями. Згідно з отриманими результатами, зменшення маси перекриттів суттєво зменшило зусилля в усіх конструктивних елементах будівлі. В перекриттях згинальні моменти зменшилися на 7,8-9,7 %, кількість арматури – на 5,7-8,4 %, у вертикальних несучих елементах моменти зменшилися на 3,3-28,6 %.

7. Запропоновані і досліджені конструкції бетонних блоків з відкритими і замкнутими порожнинами дають економію бетону від 23,6% до 43%.

РОЗДІЛ 7.
ПРОЕКТУВАННЯ І ВИКОРИСТАННЯ НА ПРАКТИЦІ ПОРОЖНИСТИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ТА БЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

7.1. МОНОЛІТНІ ПЕРЕКРИТТЯ

7.1.1. Перекриття з однонапрямленим розташуванням вставок

Перекриття з трубчастими круглими вставками

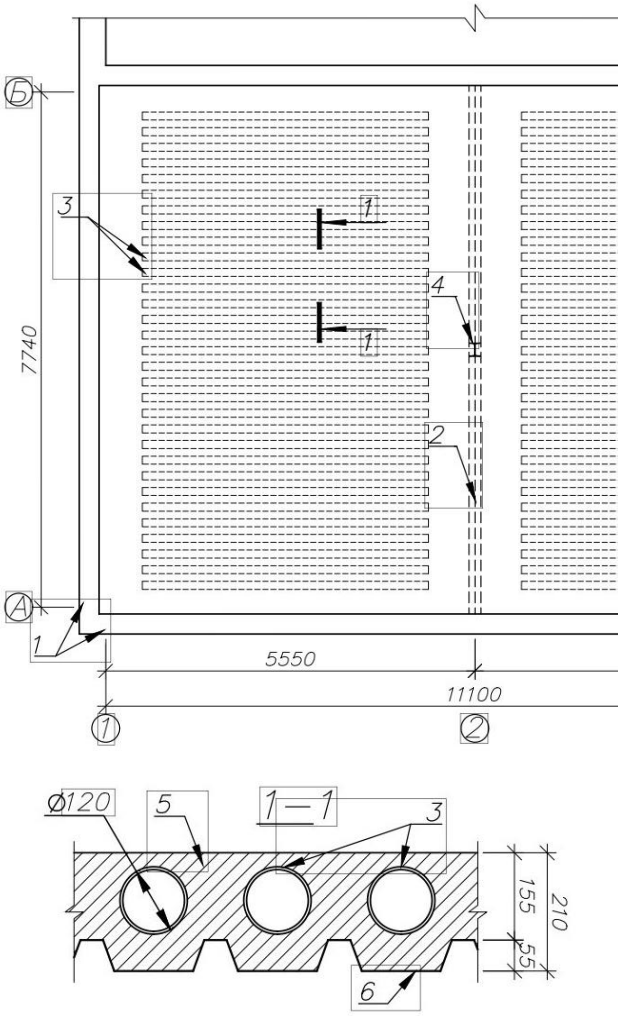
Колишню виробничу одноповерхову будівлю на вул. Хімічній у м. Львові значної висоти реконструювали з метою раціональнішого використання приміщень. Для цього в частині будівлі було улаштовано проміжне монолітне перекриття.

Перекриття має загальні розміри в плані (між внутрішніми гранями стін) 7,74×11,1 м (рис. 7.1). Опорами перекриття є поперечні і поздовжні стіни по осях 1, 3, А, Б, а також проміжна металева балка (2 двотаври № 24), розташована по осі 2 і підперта посередині прольоту металевою колоною. Наявність проміжної балки створює нерозрізність перекриття у довшому напрямку, що було враховано у його статичному розрахунку як вільно обпертої по периметру плитної конструкції.

За результатами розрахунків на корисне навантаження 4 кН/м^2 прийнято загальну робочу висоту робочого залізобетонного перерізу перекриття 21 см. Як незнімну опалубку використали профільований металевий лист марки ТП-55 за ГОСТ 24045-94 товщиною 0,5 мм. Робоча поздовжня арматура у нижній частині із стержнів Ø12 мм класу А400С розташована з кроком 100 мм. Цей крок був пов’язаний з геометрією профнастилу і, відповідно, кроком каркасів, у середній частині яких розташовували і фіксували картонні труби діаметром 120 мм, розташовані з кроком 235 мм (рис. 7.1).

Враховуючи статичну схему роботи (нерозрізність перекриття), трубчасті вставки розташовували в коротшому щодо прольотів напрямку, не доводячи їх як до проміжної, так і стінових опор (рис. 7.1). Порожнистість перекриття в перерізах з вставками становить 26,8 %, загальна порожнистість (відношення об’єму вставок до об’єму перекриття) і, відповідно, економія бетону та зменшення власної ваги перекриття – 18,4 %.

а



б

Рис. 7.1. Конструкція (а) і загальний вигляд улаштування (б) перекриття з круглими трубчастими вставками: 1 – стіни; 2 – проміжна металева балка; 3 – трубчасті вставки; 4 – металева колона; 5 – залізобетон; 6 – профнастил

Усі роботи з улаштування перекриття виконано за 2 дні.

Перекриття з пінополістирольними вставками

Перекриття з однонапрямленим розташуванням пінополістирольних вставок квадратного і прямокутного перерізу.

У першому реалізованому за пропозицією і за керівництва автора цієї дисертаційної роботи експериментальному перекритті у смт В. Любінь Львівської обл. використані квадратного перерізу вставки, розташовані переважно в одному коротшому напрямі згідно з результатами статичного розрахунку (рис. 7.2).

За рахунок вставок власна вага прямокутного перекриття з розмірами в плані 7,6×12,1 загальною висотою 26 см зменшилася на 32,4 %.

За результатами теоретичних та експериментальних досліджень розміри вставок збільшували і надалі переважно застосовували вставки прямокутного перерізу з шириною до 0,5–1 м.

а б

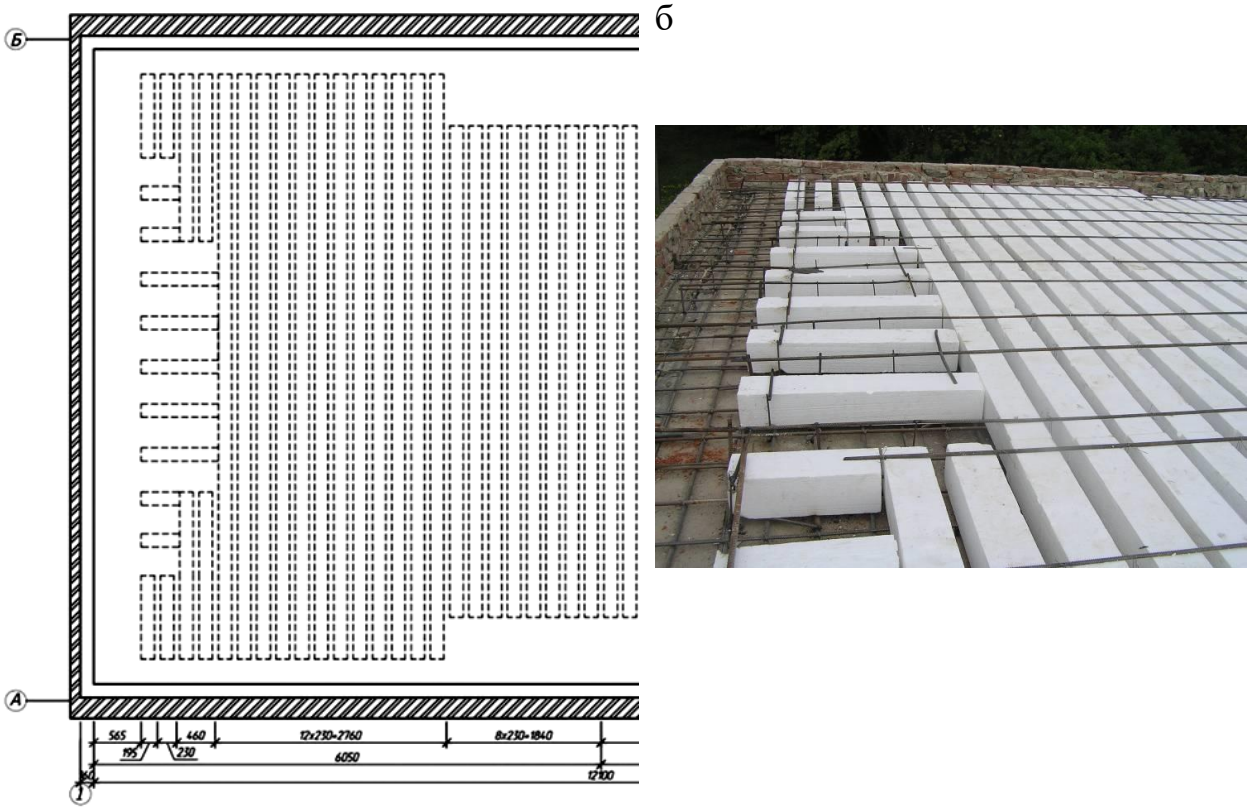


Рис. 7.2. План (а) і загальний вигляд (б) розташування вставок в перекритті будівлі готелю в с.м.т. В. Любінь Львівської обл.

На рис. 7.3–7.9 показано загальні конструктивні схеми інших перекриттів з вставками прямокутного перерізу, розташованих в одному напрямку. Ці перекриття улаштовані під час зведення комплексу будівель на вул. Роксоляни у м. Львові і комплексу будівель на вул. Білогірській у м. Тернополі.

Треба зауважити, що всі ці житлові будівлі мають балконні ділянки перекриттів з вставками, зокрема значних вильотів.

Нижче подано характеристики архітектурно-планувальних вирішень і конструктивної схеми перекриттів окремих будівель.

Перекриття будинків № 2, № 3 на вул. Білогірській у м. Тернополі.

У загальних архітектурно-планувальних рішеннях 10-поверхового каркасного будинку № 2 запроектоване комбіноване розташування вертикальних несучих елементів (стін і колон-пілястр) – у поздовжньому і поперечному напрямку, що враховано в конструкції перекриттів.

В осях 1–3 між контуром несучих вертикальних елементів перекриття має три секції: дві крайні майже прямокутні в плані і одна середня, які за статичною схемою роботи є перекриттями, обпертими по контуру. Вставки в перекриттях цих секцій розташовані в короткому напрямку з одним проміжним ребром посередині прольоту в межах висоти перекриття. У перекритті середньої секції вставки також розташовані в короткому напрямку, проте без проміжного ребра (рис. 7.3).

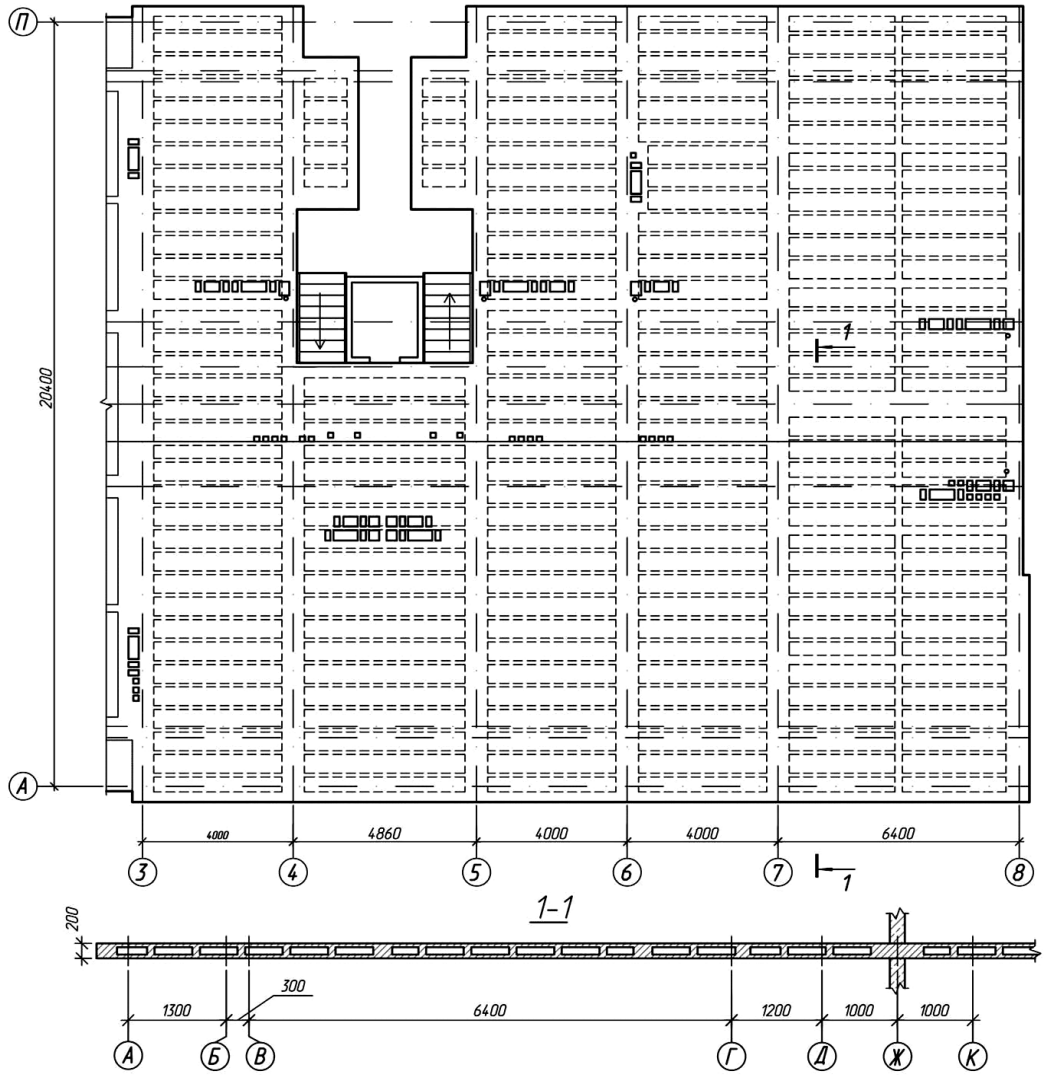


Рис. 7.3. Розташування вставок у перекритті типового поверху будинку № 2 на вул. Білогірській у м. Тернополі

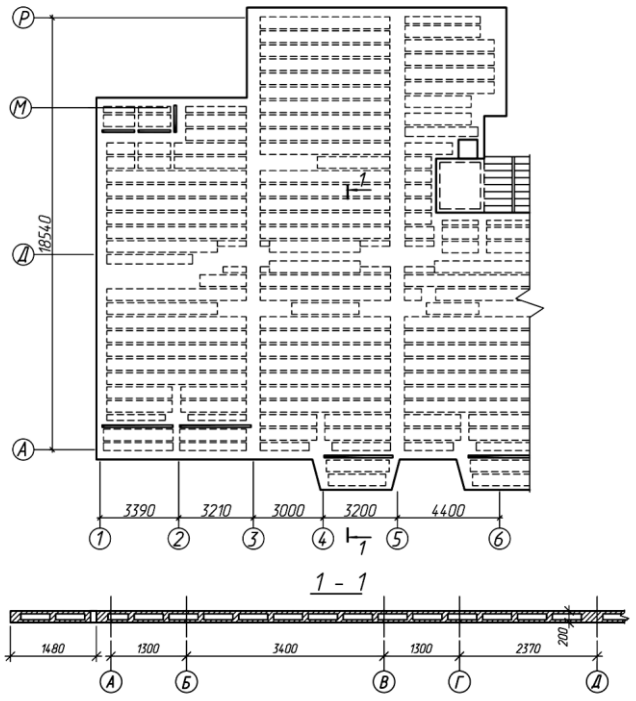
У середній частині (в осях 3–7) перекриття будинку обпираються на стіни і колони-пілястри, розташованими лише в поперечному напряму будинку по цифрових осях. Проліт перекриття між осями 3–7 незначний (4,0–4,6 м), тому вставки розташовані в короткому напрямку без проміжних ребер. У двох крайніх секціях в осях 7–8, які за умовами обпирання на контури трьох стін і пілястр є симетричними, вставки розташовані в короткому напрямку з проміжним поздовжнім ребром посередині прольоту (рис. 7.3).

У середній частині будинку в осях 4–5 біля сходової клітки перекриття мають дві виступаючі консольні ділянки. Для їх облегшення також використано пінополістирольні вставки.

Незалежно від місць і напрямку розташування вставок, розміри їх поперечного перерізу є однаковими: ширина 50 см, висота 10 см за загальної висоти конструкції перекриття 20 см. Відстань між вставками (товщина ребер) – 10 см.

Аналогічний підхід до розмірів і розташування вставок використано під час конструювання перекриттів будинку № 3 (рис. 7.4) та перекриттів інших багатоповерхових будинків житлового комплексу на вул. Білогірській у м. Тернополі.

а



б

Рис. 7.4. Розташування вставок у перекритті типового поверху будинку № 3 на вул. Білогірській у м. Тернополі (а) і загальний вигляд його улаштування (б)

Перекриття 2-го поверху будинку № 1 (3-тя черга) молодіжного житлового комплексу на вул. Роксоляни у м. Львові.

Конструктивна схема перекриття визначена загальними архітектурно-будівельними рішеннями будинку, який має прямокутну конфігурацію в плані загальними розмірами по осях зовнішніх вертикальних елементів 10,9×39,2 м (рис. 7.5). Будинок № 1 є частиною комплексу з відповідним наскрізним позначенням цифрових і літерних осей. Основними вертикальними несучими елементами будинку № 1 є крайні і одна проміжна колона, розташовані відповідно по осях Р, Ю і Х. Особливістю конструктивної схеми перекриття є наявність балконів з боку довших стін (сторін) будинку. Балкони з боку стіни по осі Ю мають виліт 1,45 м і обпираються лише на консольні балки, розташовані по цифрових осях.

Складнішою є конструктивна схема балконів з боку стіни по осі Р, які мають значний виліт (2,65м) і прямокутні отвори значних розмірів у плані – від 1,25×1,33 до 1,25×3,75м (рис. 7.5). Загальні плитні ділянки цих балконів обпираються на консольні балки вильотом 2,55м і на зовнішню контурну балку, розташовану вздовж колон по осі Р.

Консольні трикутні у профілі балки є продовженням балок, розташованих по всіх літерних осях в основній (внутрішній) частині будинку.

Отже, за загальною конструктивною схемою монолітне перекриття 2-го поверху будинку № 1 є перекриттям балкового типу з ригельними і консольними балками по цифрових осях і контурними балками вздовж зовнішніх стін (колон) по осях Р і Ю.

Наявність ригелів, розташованих у поперечному напрямку, згідно із загальними архітектурно-будівельними вирішеннями будинку визначило розташування вставок у плані, які мають однонапрямлену орієнтацію в напрямку, перпендикулярному до ригелів. У поперечному перерізі вставки мають ширину 50 см, висоту 10 см за загальної висоти плит перекриття 20 см; ширина перерізу проміжних ребер між вставками – 10 см.

а б

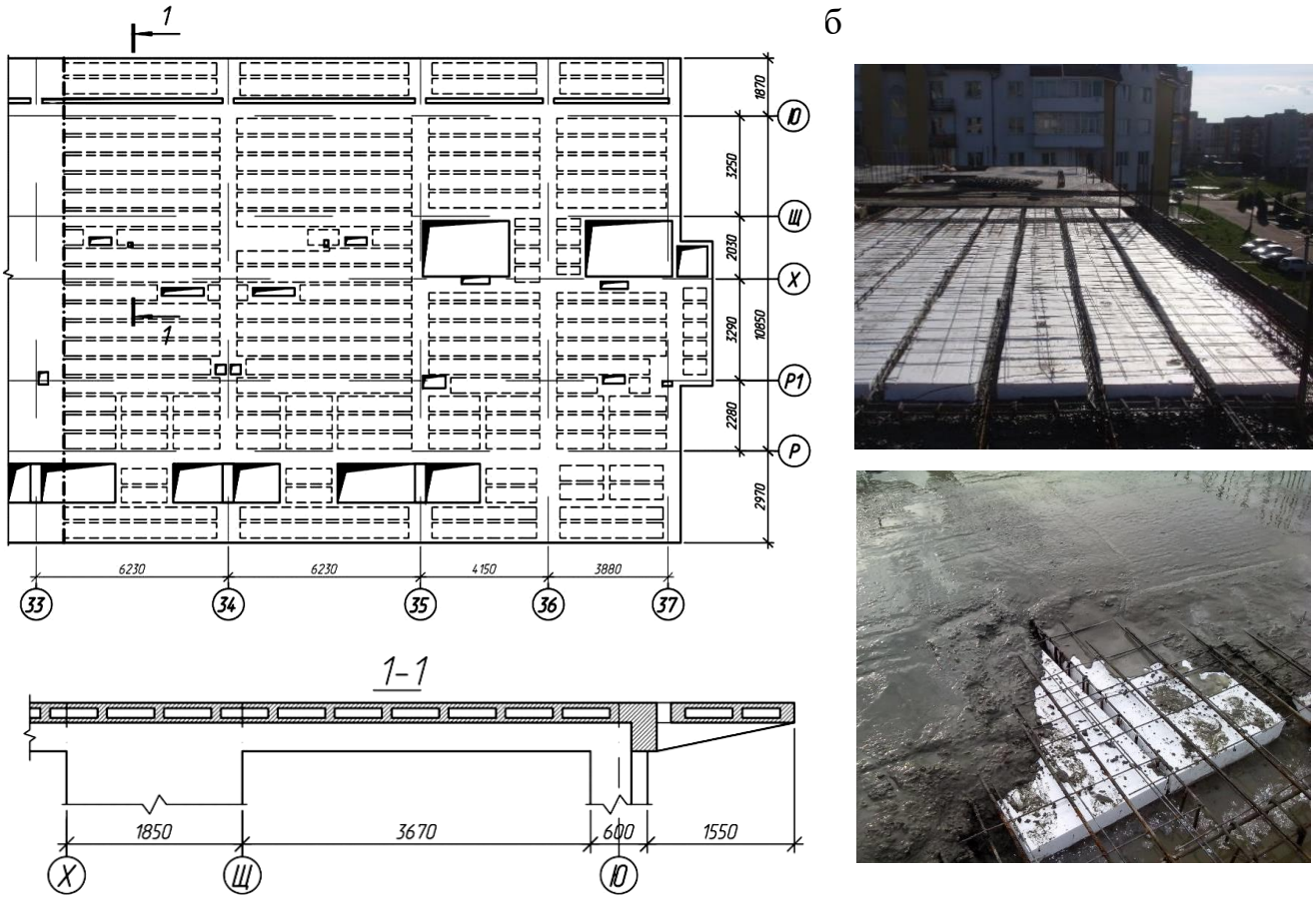


Рис. 7.5. Розташування вставок у перекритті типового поверху (фрагмент) житлового будинку № 1 на вул. Роксоляни у м. Львові (а) та загальні вигляди його улаштування (б)

Перекриття паркінгу молодіжного житлового комплексу будівель на вул. Роксоляни у м. Львові.

В основній частині перекриття паркінгу є прямокутним з загальними розмірами в плані 16,7×45,7 м (рис. 7.6).

Основними несучими вертикальними конструктивними елементами паркінгу по периметру є поздовжні стіни, паралельно розташованих будівель комплексу, і залізобетонні проміжні колони в прогоновій частині перекриття.

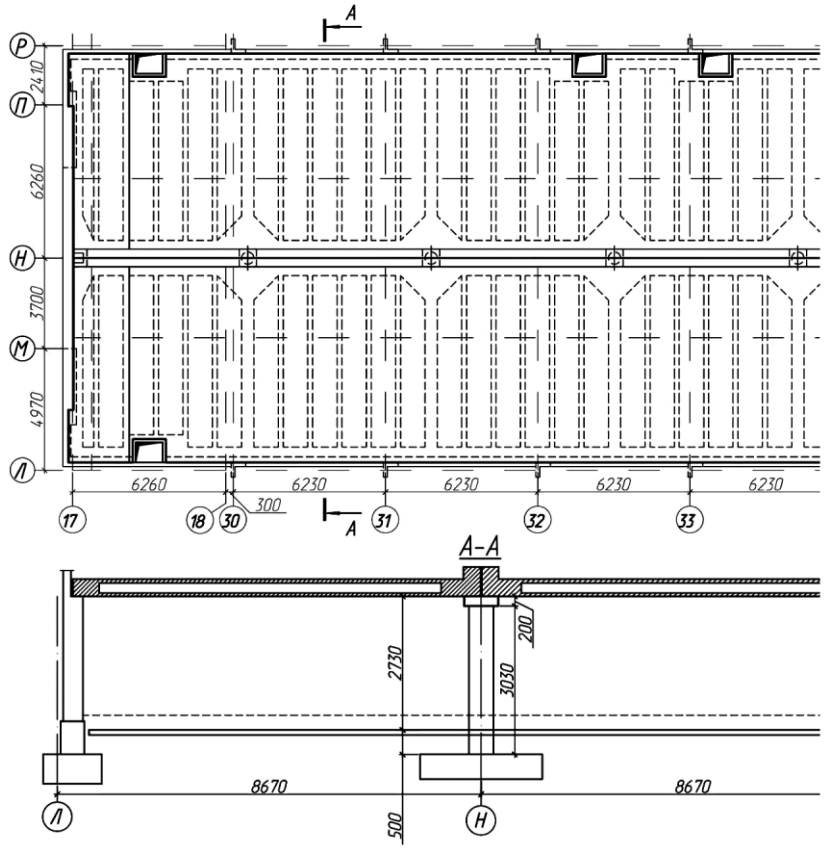
Перший варіант загального конструктивного вирішення паркінгу передбачав дворядне розташування колон як проміжних вертикальних елементів перекриття паркінгу.

Перевагу віддано другому варіанту з однорядовим розташуванням колон посередині прольоту, що істотно покращило загальне планувальне вирішення приміщень паркінгу.

За загальною статичною схемою робіт, монолітне залізобетонне перекриття, що обпирається на стіни по периметру і на проміжні колони у середній частині прольоту, є нерозрізним і відповідно чутливим до можливих нерівномірних осідань фундаментів.

Зважаючи на значні розміри перекриття в плані і на почерговість будівництва будинків комплексу з відповідно нерівномірним осіданням фундаментів, розроблено конструкцію перекриття, що складається з двох симетричних конструктивно відокремлених одна від одної частин.

а



б

Рис. 7.6. Розташування вставок у перекритті паркінгу житлового комплексу на вул. Роксоляни у м. Львові (а) та загальні вигляди його улаштування (б)

Загальна висота плитної конструкції перекриття 35 см. Пінополістирольні вставки прямокутного перерізу 20×100 см, розташовані в короткому напрямі, зменшили вагу перекриття на 24 %. Кожна з симетричних частин перекриття

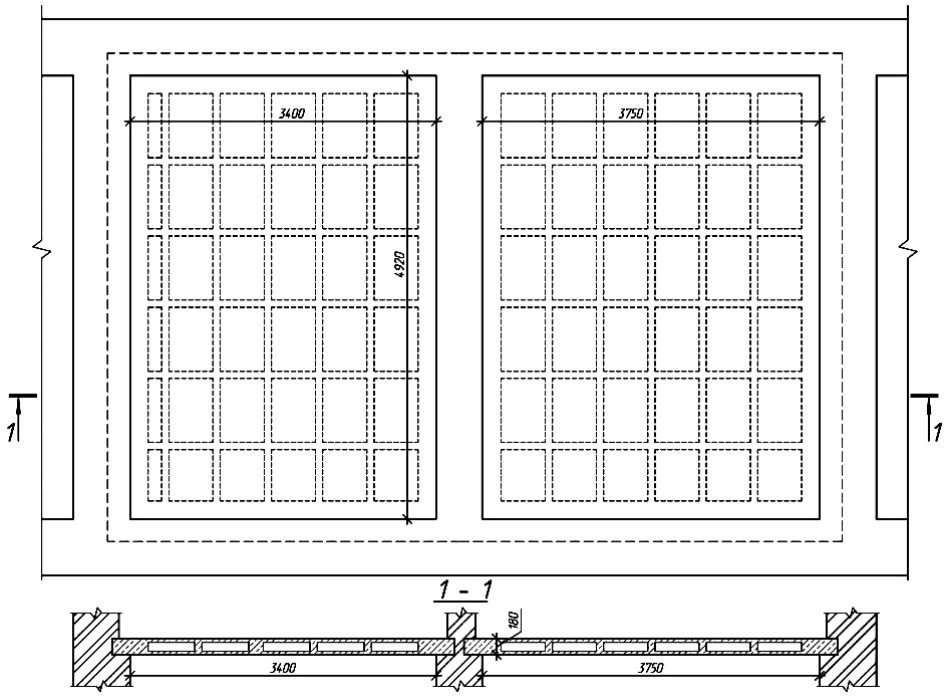
вздовж колон має збільшену вгору висоту перекриття до 600 см, що створює односторонню балкову конструкцію перекриттів.

7.1.2. Перекриття з двонапрямленим і комбінованим розташуванням прямокутних вставок

Приклади реалізованих на практиці перекриттів з двонапрямленим розташуванням вставок подані на рис. 7.7–7.10.

За потреби заміни старого дерев'яного перекриття підвалу житлового будинку на вул. Замарстинівській, 47 у м. Львові використано два плоскі монолітні перекриття з обпиранням на чотири сторони кожне (рис. 7.7). Тому вставки в плані були розташовані між ребрами в двох напрямках.

а



б

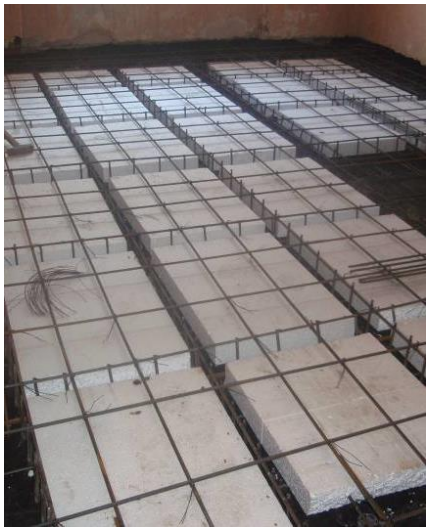


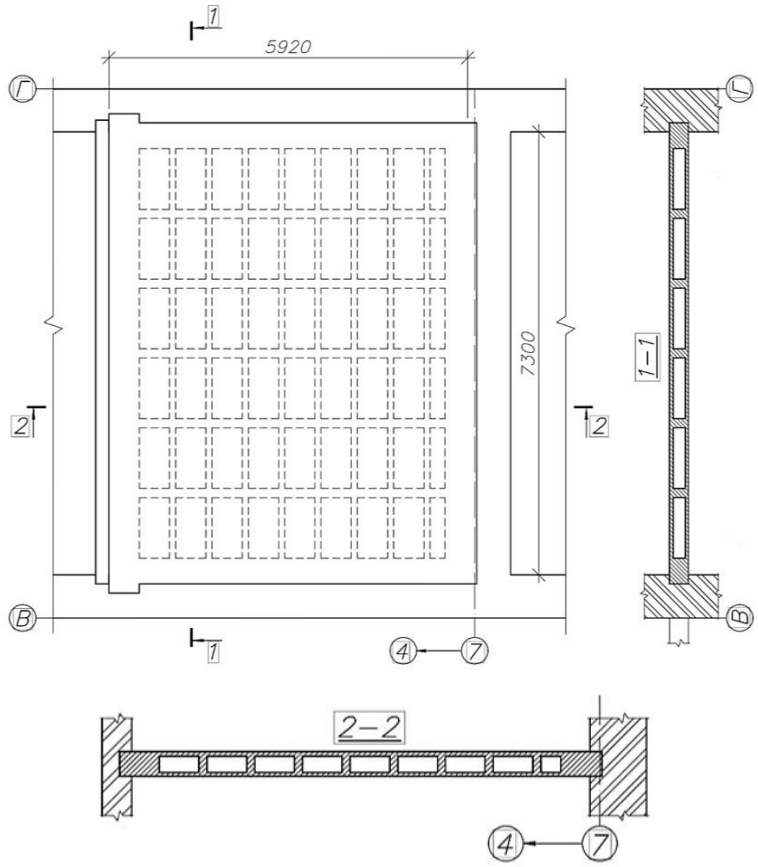
Рис. 7.7. Розташування вставок в перекритті підвалу житлового будинку на вул. Замарстинівській у м. Львові

За загальної висоти перекриттів 18 см вставки розмірами в плані 50×100 см висотою 8 см зменшили вагу перекриттів на 29 %.

Використання вставок значних розмірів у плані дало можливість заодно покращити теплотехнічні характеристики перекриттів, що розташовані над неопалюваними підвальними приміщеннями будинку старої забудови.

Конструктивну схему перекриттів з двонапрямленим розташуванням вставок використано також за потреби заміни старих дерев'яних перекриттів 2-го і 1-го поверхів будівлі на вул. Театральній, 11 у м. Львові (рис. 7.8, 7.9).

а



б

Рис. 7.8. Розташування вставок у перекритті 2-го поверху будинку на вул. Театральній у м. Львові

Монолітна ділянка залізобетонного перекриття 2-го поверху, що улаштовувалась замість частини старого аварійного дерев'яного перекриття, обпирається по трьох сторонах на несучі капітальні стіни, а четвертою стороною примикає до старого дерев'яного перекриття, що знаходилося у задовільному стані і не демонтувалося (рис. 7.8). Тому за загальною статичною схемою роботи вона розраховувалася як плита, вільно обперта по контуру трьох сторін. За результатами розрахунку прийнято конструкцію перекриття з частішим розташуванням ребер у коротшому напрямку і менш частим у довшому напрямку з використанням прямокутних у плані вставок розмірами в плані 0,5×1,0 м висотою 10 см за загальної висоти перекриття 20 см, що дало зменшення ваги перекриття на 26 %.

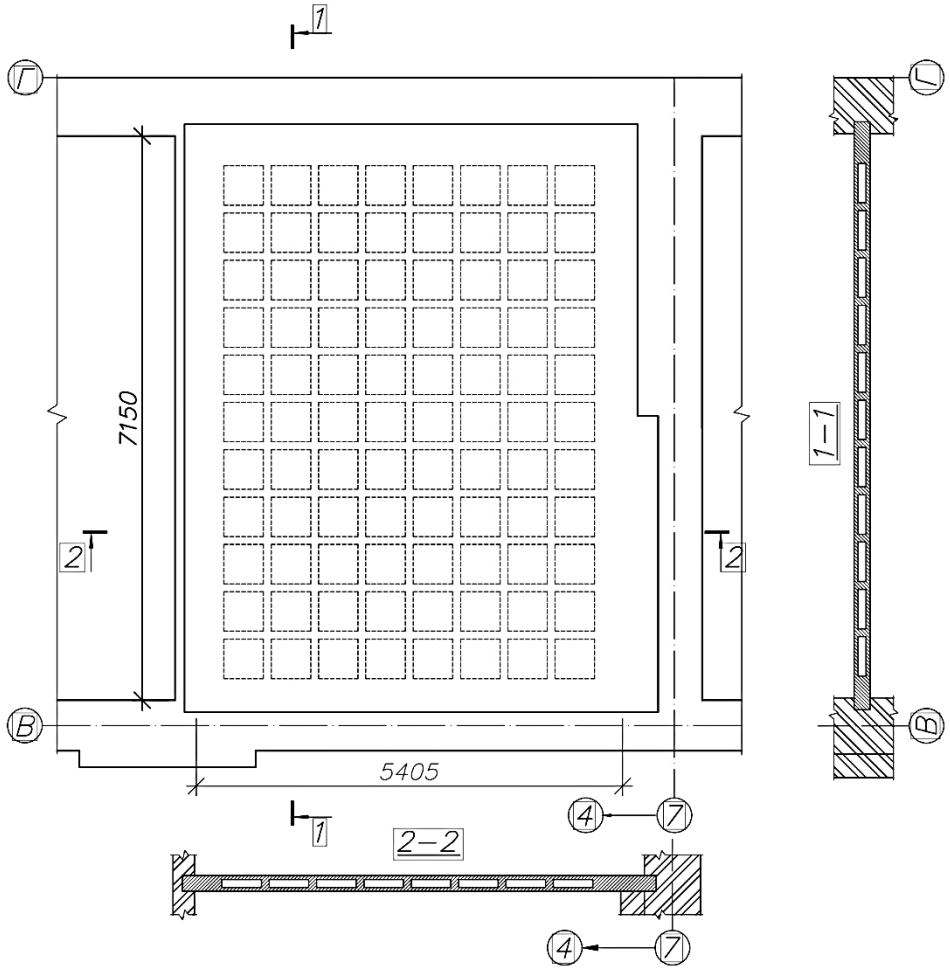


Рис. 7.9. Розташування вставок у перекритті 1-го поверху будинку на вул. Театральній у м. Львові

Нова залізобетонна ділянка перекриття 1-го поверху будинку № 11 на вул. Театральній у м. Львові обпирається по контуру на чотири несучі стіни. Воно є прямокутним у плані з розмірами сторін 5,4×7,15 м, товщиною 20 см (рис. 7.8). Тому, на відміну від попереднього перекриття, вона має однаковий крок проміжних балок-ребер в обох напрямках за рахунок використання вставок однакових розмірів у плані 0,5×0,5 м товщиною 10 см. Кількість арматури в ребрах прийнята за результатами загального статичного розрахунку перекриття. Використання вставок зменшило власну вагу перекриття на 32 %.

Одним з характерних прикладів комбінованого розташування вставок є перекриття індивідуального будинку у смт Брюховичі Львівської обл. (рис. 7.10).

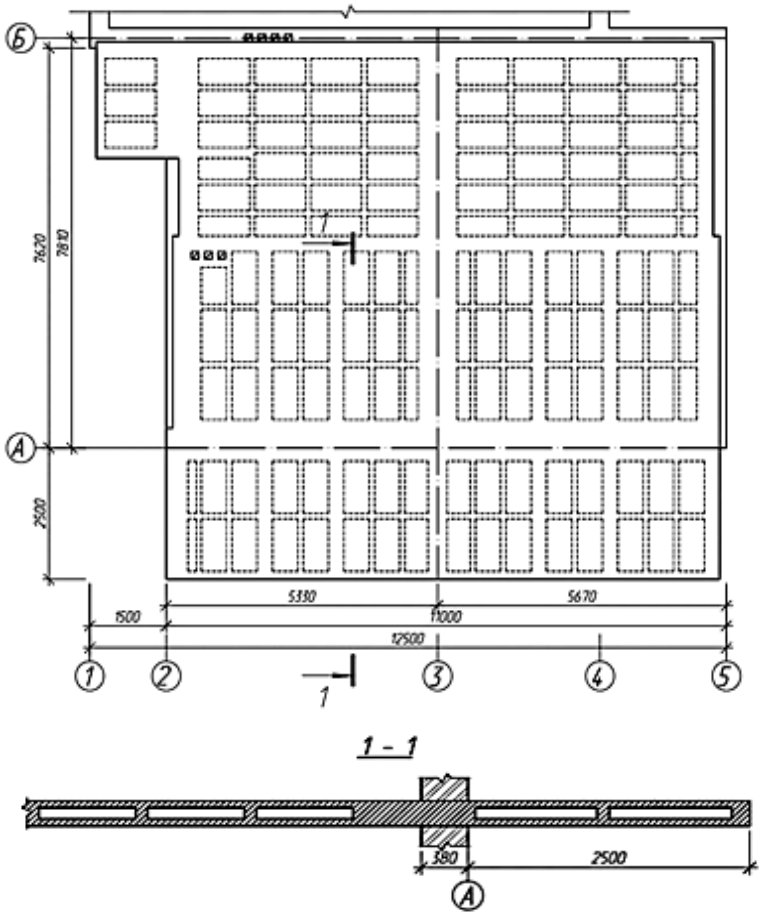


Рис. 7.10. Монолітна ділянка перекриття з балконом однородинного будинку у с.м.т. Брюховичі Львівської обл.

В осях Б-Г приміщення першого поверху були перекриті збірними залізобетонними плитами. Над рештою приміщень переважно використане монолітне залізобетонне перекриття.

Це пов’язано насамперед з необхідністю улаштування на цій частині перекриття двох балконно-консольних ділянок: меншою в осях 1-2 і більшою від стіни по осі А на всю довжину цієї стіни із дуже значним (2,5 м) вильотом консолі.

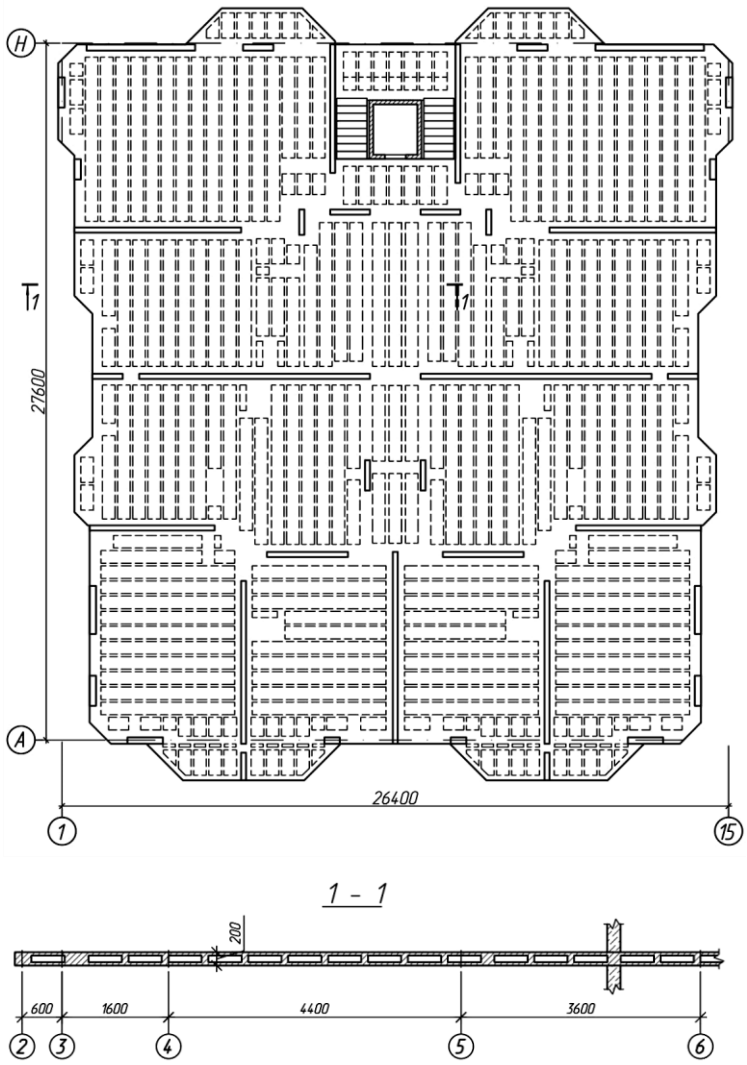
Для зменшення власної ваги монолітного перекриття використані пінополістирольні вставки з основним базовим розміром у плані 0,5×2,0 м, товщиною 10 см.

На половині перекриття в осях А-Б ближче до стіни по осі Б вставки були орієнтовані паралельно до цієї осі з виходами на консольну ділянку балкону, що конструктивно забезпечити у збірному варіанті було неможливо.

Пінополістирольні вставки використані не лише в основній, але і в балконно-консольних ділянках перекриття вильотом 2,5 м.

Характерним прикладом комбінованого розташування вставок є перекриття будинку № 4 на вул. Білогірській у м. Тернополі (рис. 7.11).

а



б

Рис. 7.11. Розташування вставок у перекритті типового поверху будинку № 4 на вул. Білогірській у м. Тернополі (а) та загальні вигляди його улаштування (б)

У більшій частині перекриття в осях В-Н вставки розташовані паралельно цифровим осям і на балконних ділянках. В осях А-Б вставки розташовані переважно в іншому напрямку, паралельно до літерних осей. Винятком є балконно-консольні і прибалконні ділянки біля стіни по осі А, де вставки розташовані в іншому напрямку.

7.1.3. Перекриття складної конфігурації в плані

Перекриття ресторану у Стрийському парку м. Львова

Кругла у плані будівля ресторану має несиметричну і неоднакову конструктивну схему. По більшій площі півкруга вертикальними несучими елементами конусоподібного покриття є зовнішня і проміжна (розташовані по півколу) стіни, а по меншому, крім спільної центральної колони, лише окремі залізобетонні колони змінного перерізу (54,5×20 см у верхній частині і 22×20 см у нижній), розташовані по осях 1, 2, 3, 4, 5 (рис. 7.12, 7.13).

Оскільки реконструкцією будівлі ресторану передбачено улаштування літнього критого верхнього майданчика, поверх наявного конусоподібного покриття, необхідно було запроектувати плоске залізобетонне перекриття з передаванням навантаження на існуючі вертикальні несучі елементи. З метою зменшення навантаження від нової залізобетонної плити перекриття на півкрузі з колонами, для її улаштування використано пінопластові вставки, що суттєво зменшило власну вагу перекриття. Розташування плити в перерізі і плані подані на рис. 7.12 і 7.13.

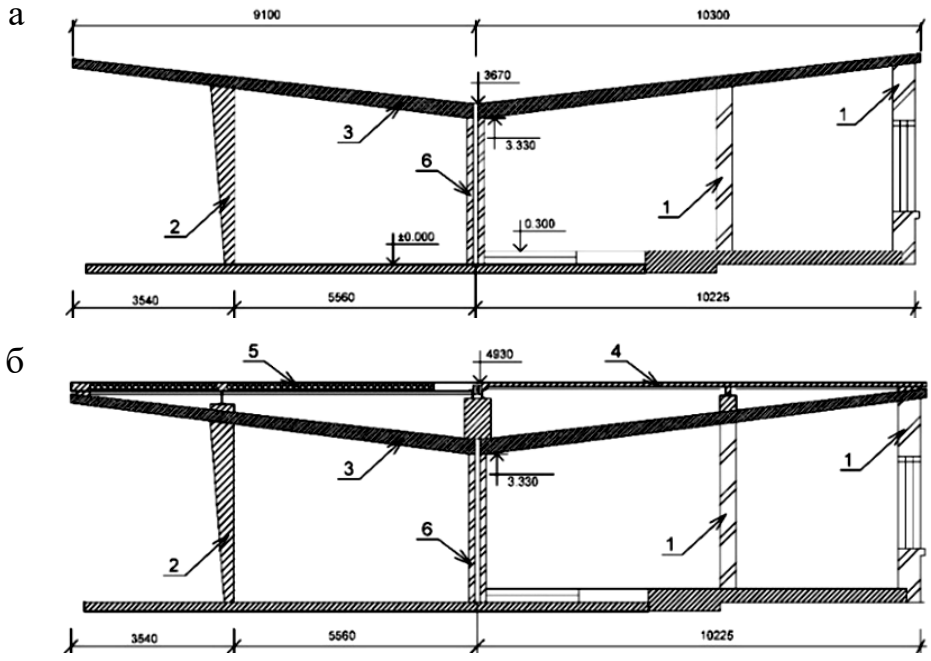
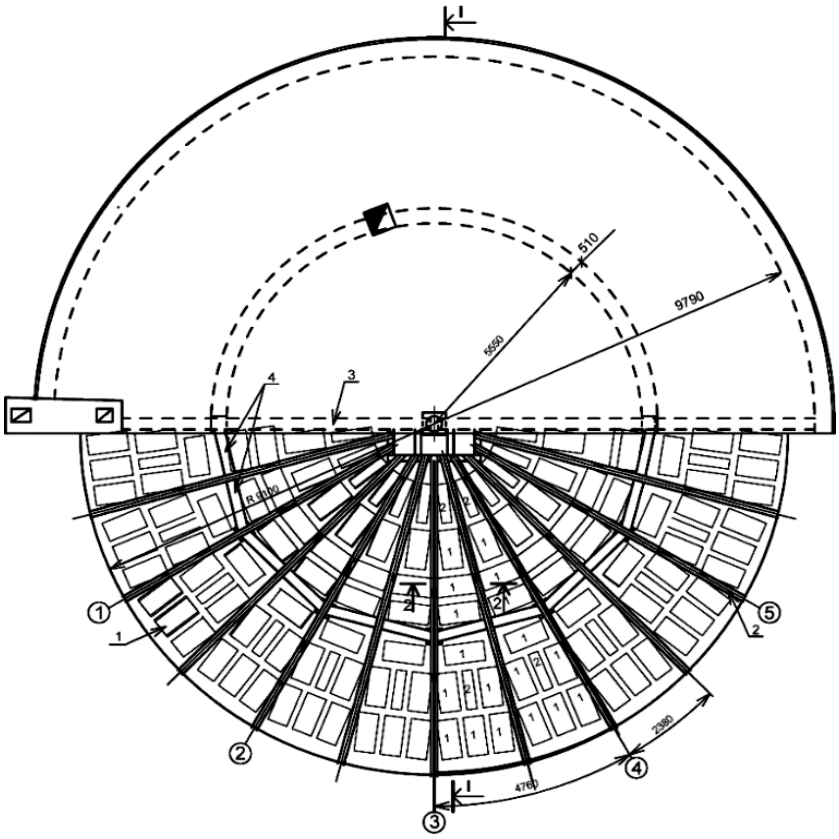


Рис. 7.12. Поперечний переріз будівлі до (а) і після (б) реконструкції: 1 – стіни;
2 – залізобетонна рядова колона; 3 – наявне покриття; 4 – суцільна залізобетонна плита; 5 – порожниста залізобетонна плита по металевих балках; 6 – центральна колона

Бетонування круглого перекриття з пінопластовими вставками проводили у два етапи (спочатку нижнього шару, а після монтажу і фіксації вставок–ребер і верхнього шару), що дало змогу використати вставки значних розмірів у плані (50×100 см) загальною товщиною 115 мм і дало порожнистість плити 47,3 %.

а



б

Рис. 7.13. Конструктивна схема перекриття у плані (а) та загальні вигляди його улаштування (б): 1 – пінополістирольні вставки; 2 – металеві радіальні балки; 3 – діаметральна залізобетонна балка; 4 – проміжні опорні балки

Монолітні залізобетонні перекриття стадіону «Арена-Львів» на відмітці +9,22 м.

Новий стадіон у м. Львові споруджувався за проектом Альпіне Бад Гмбх (Австрія) та архітектурної майстерні Альберта Вінера (Австрія). Генеральний проектувальник – ТзОВ «Арніка» (Україна м. Львів), яке розробляло проектну документацію на стадії робочих креслень.

Згідно з розробленими загальними архітектурно-будівельними рішеннями, перекриття стадіону на відмітці +9,22 м передбачене по всьому периметру

споруди стадіону навколо футбольного поля. Біля трьох кутових ділянок воно примикає до сходових кліток. Це зумовлює наявність на кутових ділянках нерегулярної схеми перекриття, яка пов'язана із загальною конструктивною схемою споруди, зокрема з радіальним розташуванням рам і колон у їхньому складі та балок між ними, які є головними для перекриття прийнятої конструктивної схеми.

З огляду на це, на кутових ділянках з радіальним розташуванням координаційних осей було необхідно улаштувати монолітні перекриття, причому не ребристого типу, а плоскі знизу в одній горизонтальній площині з плоскими нижніми гранями порожнистих плит перекриття.

Загальна висота монолітного перекриття 45 см пов'язана з висотою порожнистих плит 40 см + 5 см армованої стяжки по плитах зверху. Вага такого суцільного монолітного перекриття була б дуже значною (11,25 кН/м2) з суттєвою перевитратою бетону. Для його полегшення запропоновано конструктивні рішення з використанням пінополістирольних призматичних вставок. Ці проектні роботи виконала спеціалізована галузева науково-дослідна лабораторія ГНДЛ-112 Національного університету «Львівська політехніка» на замовлення ТзОВ «Арніка» згідно з госпдоговором № 0331 від 18.05.2010 р. (керівник робіт – Мельник І.В.).

Загалом під час улаштуванні перекриття на відмітці +9,22 м передбачено чотири кутових монолітних залізобетонних ділянки (частини), розташовані по зовнішньому контуру (рис. 7.14): південно-східна в осях S 15/1 – S 19/1; південно-західна в осях S 07/1 – S 09/1; північно-західна в осях N 05/1 – N 09/1; північно-східна в осях N 16 – N 20.

Крім цього, монолітні ділянки передбаченні також в осях S 19/1–N 19/1 на вузьких трапецієподібних і трикутних частинах на східній стороні перекриття. Загальна площа всіх монолітних залізобетонних ділянок перекриття з полегшувальними вставками становила 1567,4 м^2.

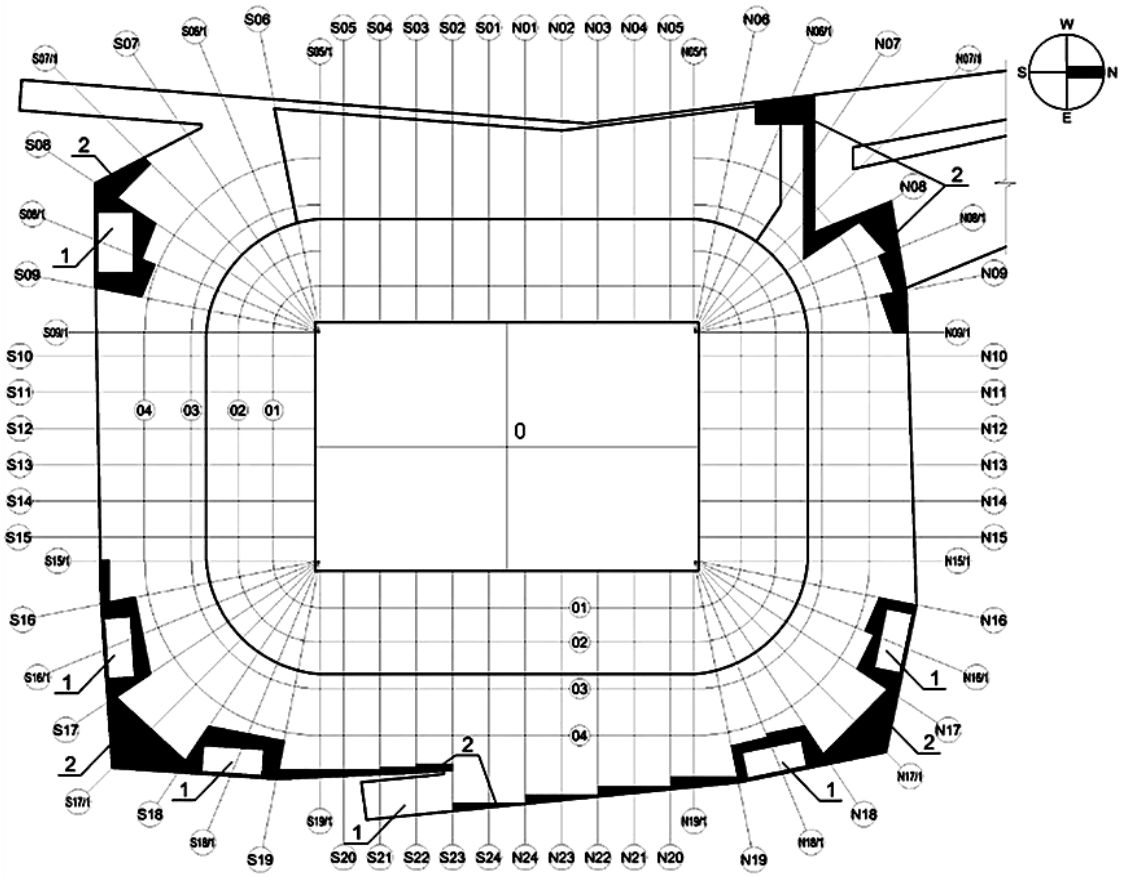


Рис. 7.14. План розташування монолітних ділянок у різних частинах перекриття на відмітці +9,22:1 – сходові клітки; 2 – монолітні залізобетонні ділянки перекриття з пінополістирольними вставками

Нижче описано особливості конструювання монолітних ділянок, розташованих у південно-східній частині стадіону.

Всього під час улаштування південно-східної частини перекриття передбачено п’ять монолітних залізобетонних ділянок з різними розмірами в плані, умовами обпирання, конфігураціями і статичними розрахунковими схемами (рис. 7.15).

Ділянка МД-1 має складну конфігурацію в плані. Вона є шестистороннім багатокутником (рис. 7.15). Опорами ділянки є балки основного каркасу і сходової клітки, однією з сторін вона примикає до збірної плити перекриття. Складну конфігурацію має також ділянка МД-2, яку умовно можна розділити на дві майже трикутних ділянки.

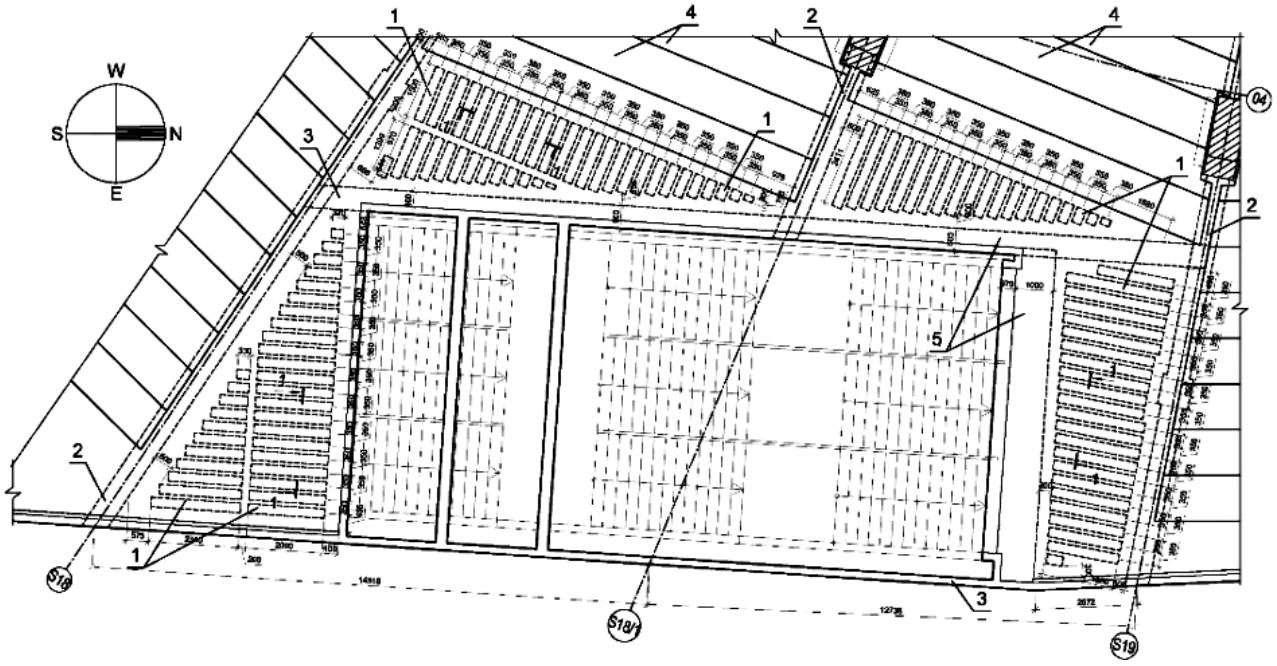


Рис. 7.15. Схема розташування пінополістирольних вставок у плані на монолітних ділянках МД-1, МД-2: 1 – пінополістирольні вставки; 2 – залізобетонні балки основного каркасу; 3 – контурна залізобетонна балка; 4 – збірні плоскі залізобетонні плити перекриття; 5 – балки сходової клітки

Загальний статичний розрахунок кожної з монолітних залізобетонних ділянок перекриття виконували з використанням програмного комплексу «Ліра» з урахуванням зазначених вище умов обпирання і примикання. Згідно з вихідними даними Замовника, перекриття було розраховане на тимчасове (корисне) навантаження 9,0 кН/м^2. З урахуванням власної ваги перекриття, стяжки і підлоги, коефіцієнта динамічності і сейсмічних впливів загальне розрахункове навантаження становило 2,35 кН/м^2.

Під час конструювання вставок, крім результатів статичного розрахунку, враховували такі важливі технологічні фактори як необхідність одностадійного бетонування і забезпечення якісного укладання бетонної суміші по всьому перерізу: знизу, в проміжних ребрах і у верхній частині перекриття.

З декількох пропрацьованих варіантів як найоптимальніший за конструктивно-технологічними показниками був вибраний базовий варіант з пінополістирольними вставками перерізом 24(h)×25(b) см, які укладалися у середній частині перерізу монолітного перекриття з відстанню між ними 10 см. Це створювало часторебристу

конструкцію в коротшому напрямку перекриттів. Для ділянок із значними розмірами в плані були передбачені проміжні ребра.

Розташування вставок у плані на ділянках МД-1, МД-2 подано на рис. 7.15, на ділянці МД-3 – на рис. 7.16.

а б

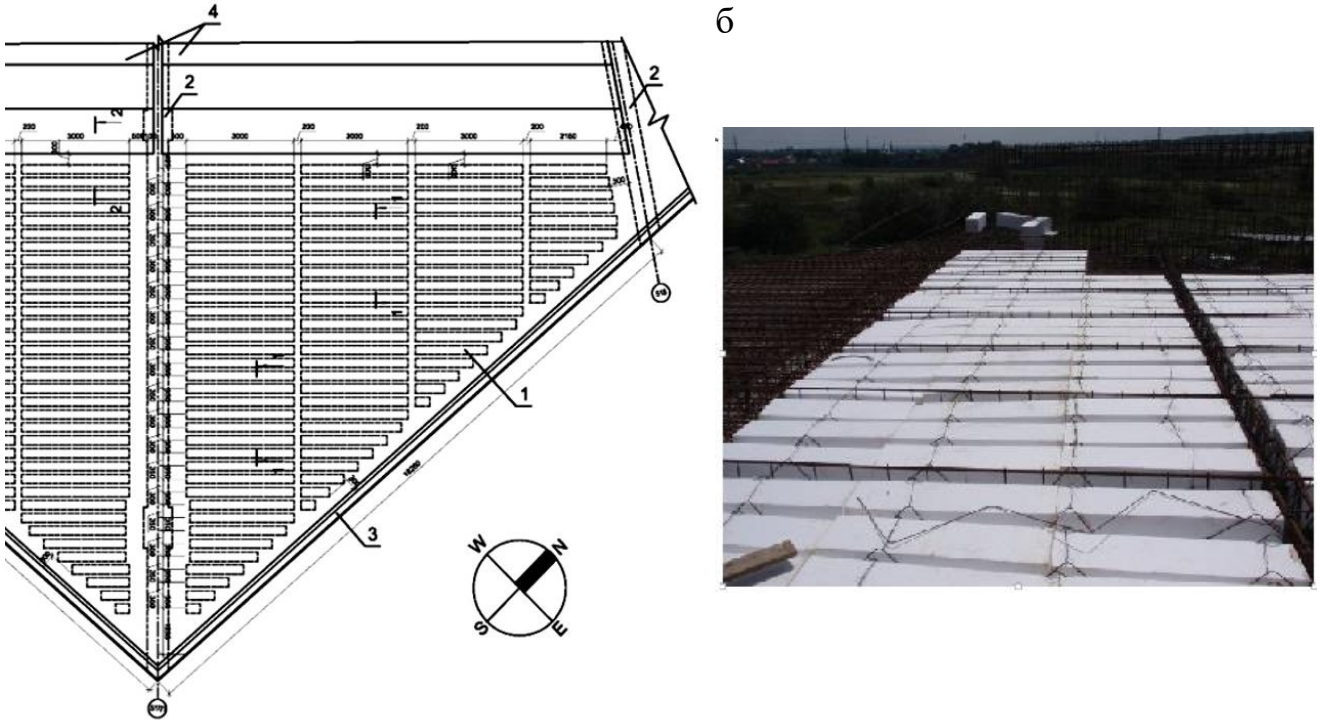


Рис. 7.16. Схема (а) і фрагмент (б)) розташування пінополістирольних вставок на монолітній ділянці МД-3: 1 – пінополістирольні вставки; 2 – залізобетонні балки основного каркасу; 3 – контурні балки; 4 – збірні плоскі залізобетонні плити перекриття

Під час конструювання ділянка МД-1 в осях S18/1–S19 була розділена на дві частини: трапецієподібну з розміром сторін у плані 2,74×8,21×3,68×8,45 м і трикутну загальними розмірами 3,3×10,05×10,3 м. З огляду на значну видовженість цих частин, вставки в них розташовували у коротшому напрямку.

Ділянка МД-2 в осях S18–S18/1 складається практично з двох трикутних частин загальними розмірами 4,45×10,93×12,3 м нижня і 6,2×8,45×9,74 м верхня. Розміри цих ділянок є більшими від попередніх, тому в них передбачене проміжне поздовжнє ребро для забезпечення міцності похилих перерізів на поперечну силу по ослаблених перерізах.

Як і на попередніх ділянках, розташування вставок у плиті монолітної ділянки МД-3 прийняте з урахуванням результатів статичного розрахунку на зусилля M, Q, Мкр. На цій ділянці із значними розмірами в плані (26,4×2,1×18×18×2,1 м) улаштовано декілька проміжних ребер (рис. 7.16).

Конструювання монолітних ділянок МД-4, МД-5 є повністю аналогічним ділянкам МД-1, МД-2.

Характерні перерізи монолітних ділянок перекриття з вставками показані на рис. 7.17. Для надійної фіксації вставок після їх укладання в проектне положення розроблено спосіб з використанням зигзагоподібних елементів.

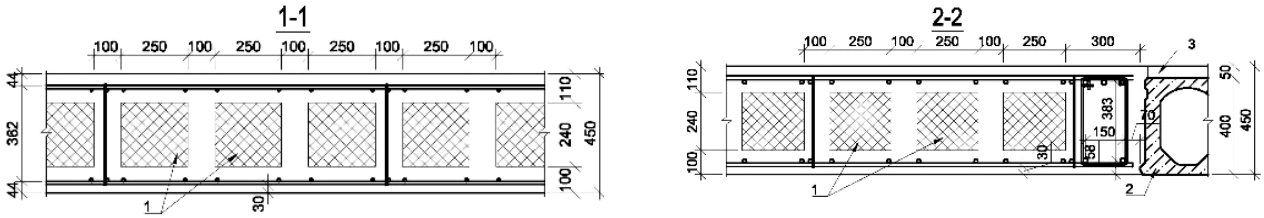


Рис. 7.17. Перерізи 1-1, 2-2: 1 – пінополістирольні вставки; 2 – порожниста збірна плита перекриття; 3 – армована стяжка

Використання вставок дало змогу суттєво зменшити витрати бетону під час улаштування монолітного перекриття. Загальна економія бетону на окремих монолітних ділянках становить від 20,4 % до 29 %. У середній частині перерізу перекриття (поза межами опорних балок і проміжних балок–ребер) об’єм вставок і відповідно об’єм зекономленого бетону становить 38,1 %.

Робоча арматура монолітних ділянок перекриттів прийнята згідно із загальним їх статичним розрахунком. Зменшення власної ваги перекриття за рахунок вставок дало можливість зекономити робочу арматуру на різних ділянках від 8 до 11 %.

Роботи з улаштування монолітних ділянок перекриття виконувались у такій послідовності: монтаж нижньої арматури і арматури проміжних ребер; укладання і фіксація пінополістирольних вставок; монтаж верхньої арматури; бетонування.

Виконання робіт підтвердило прийняті конструктивно-технологічні рішення з улаштування монолітних ділянок перекриття на відмітці +9,22 м з використанням вставок. Бетон укладався поетапно з необхідною тривалістю вібрування. Після

демонтажу опалубки нижня грань монолітних ділянок була рівною, плоскою, без жодних раковин.

Конструкція перекриттів з вставками на інших частинах стадіону подана в окремих публікаціях авторів [135].

Повний перелік об’єктів, для яких запроектовані монолітні залізобетонні плоскі перекриття з порожниноутворювальними вставками, пода.но в табл. 7.1 із значеннями порожнистості, заокругленими до цілого відсотка На більшості об’єктів вони вже реалізовані.

Таблиця 7.1

Перелік об’єктів з використанням монолітних плоских залізобетонних перекриттів з порожниноутворювальними вставками

№ з/п	Назва і місце розташування об’єкта	Порожнистість	
		у середній частині	загальна
1	2	3	4
1	Торгово-готельний комплекс на вул. Львівській у смт В. Люблін Львівської обл.	45 %	32 %
2	Ресторан «Супутник» на вул. Семчука, 8 у м. Львові	50 %	47 %
3	Оздоровчий комплекс санаторію «Кришталеве джерело» у Свалявському р-ні Закарпатської обл.	51 %	39 %
4	Житловий будинок на вул. Замарстинівській, 47 у м. Львові	37 %	29 %
5	Житловий будинок у с. Конопниця Львівської обл.	33 %	28 %
6	Торгово-готельний комплекс в ур. Неліпино 6 км у Свалявському р-ні Закарпатської обл.	38 %	32 %
7	Стадіон «Арена-Львів»	33–38 %	20–29 %
8	Однородинний будинок у смт Брюховичі Львівської обл.	37 %	25 %
9	Міні-готель на вул. Героїв УПА в смт Моршин Львівської обл.	38 %	29 %
10	120-квартирний житловий будинок на вул. Білогірській в м. Тернополі	47 %	32 %
11	Молодіжний житловий комплекс на вул. Роксоляни у м. Львові (2-га черга)	45 %	31 %
12	Промислова будівля на вул. Хімічній у м. Львові	27 %	18 %
13	Будівля на вул. Лемківській, 15 у м. Львові	38 %	28 %

Продовження таблиці 7.1

1	2	3	4
14	Адміністративний будинок на вул. Театральній у м. Львові (перекриття 2-го пов.)	35 %	26 %
15	Двопід'їзний 10-поверховий каркасний житловий будинок на вул. Білогірській у м. Тернополі	45 %	32 %
16	5-поверховий житловий будинок № 1 третьої черги житлово-молодіжного комплексу на вул. Роксоляни у м. Львові	43 %	31 %
17	Монолітний залізобетонний каркас підземної автостоянки молодіжного житлового комплексу на вул. Роксоляни у м. Львові	38 %	24 %
18	Багатоквартирний житловий будинок № 4 на вул. Білогірській у м.Тернополі	45 %	30 %
19	Готельно-ресторанний комплекс на території бази відпочинку на вул. Зеленій 34, м. Новояворівськ, Львівської обл.	42 %	29 %
20	Розширення танцювальної зали кафе-бару «Дім» у смт Розділ Львівської обл.	32 %	25 %
21	Багатоквартирний житловий будинок № 5 на вул. Білогірській у м. Тернополі	45 %	30 %
22	Багатоквартирний житловий будинок № 6 на вул. Білогірській у м. Тернополі	45 %	30 %
23	Добудова до двопід'їзного 10-поверхового каркасного житловий будинок на вул. Білогірській у м. Тернополі	43 %	29 %
24	Незавершене будівництво фізкультурно-оздоровчого комплексу Львівського училища фізкультури.	38 %	27 %
25	Багатоквартирний житловий будинок № 7 на вул. Білогірській у м. Тернополі	45 %	30 %
26	Багатоквартирний житловий будинок № 8 на вул. Білогірській у м. Тернополі	44 %	28 %
27	Прибудова до житлового будинку № 7 на вул. Білогірській у м. Тернополі	43 %	29 %
28	10-поверховий житловий будинок по вул. Заміській, 16 у м. Теонополі	45 %	29 %

7.2. ЗБІРНО-МОНОЛІТНІ ПЕРЕКРИТТЯ

Збірно-монолітне перекриття з використанням вставок було, зокрема, икористане під час реконструкції санаторію «Кришталеве джерело» у Свалявському районі Закарпатської обл. (рис. 7.18).

Для перекриття на відмітці +9,8 м надбудови над плавальним басейном використані довгомірні 12-метрові круглопустотні збірні залізобетонні плити виробництва заводу «3 Бетони» (м. Калуш Івано-Франківська обл.) номінальною шириною 1,2 м. Між ними були улаштовані монолітні ділянки з призматичними пінополістирольними вставками, перерізом 50×30 см, що за загальних розмірів перерізу монолітних ділянок 628×400 мм дало зменшення власної ваги ділянок на 43 %. Цей чинник зменшення власної ваги є особливо важливим для будівель, розташованих на сейсмічно активних територіях.

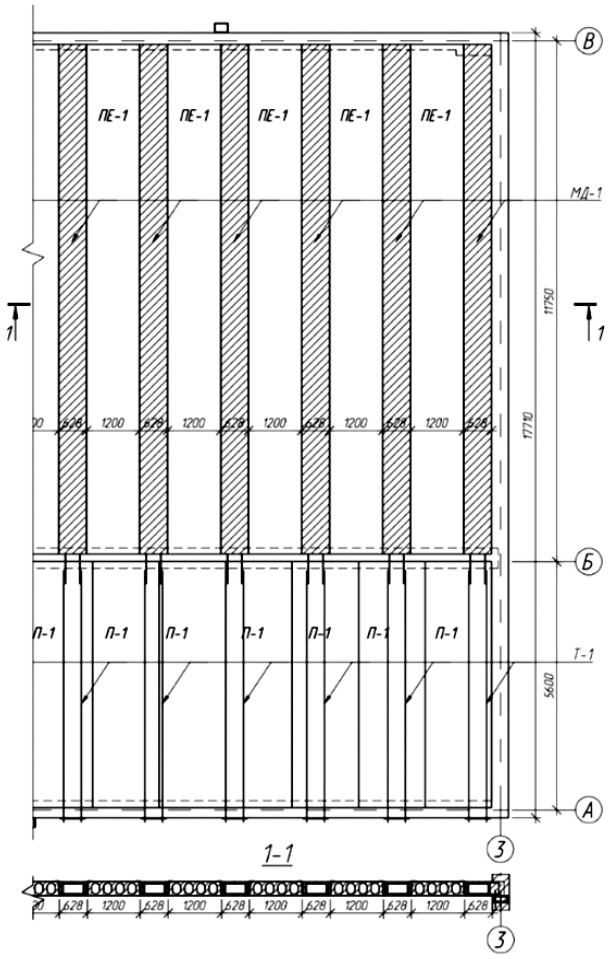


Рис. 7.18. Конструкція збірно-монолітного перекриття з пінополістирольними вставками

Таке конструктивно-технологічне вирішення було пов’язане з необхідністю забезпечити цільність диску всього перекриття на відмітці +9,8 м, яке в осях А–Б було перекрито звичайними збірними круглопорожнистими плитами висотою 22 см. Для цього в монолітних ділянках між 12-метровими плитами передбачені випуски арматури, до яких приварювали тяжі Т-1, які замонолічувалися зверху плит в осях А–Б і заводилися за зовнішню грань стіни по осі А, де приварювалися до закладних деталей.

7.3. ОКРЕМІ ПЛИТНІ КОНСТРУКЦІЇ

Під час зведення будівель житлового комплексу на вул. Роксоляни у м. Львові виникла потреба улаштування поповерхових переходів між будівлями з криволінійними обрисами в плані. Перехідні плити індивідуальної конструкції виготовлені як збірні залізобетонні елементи з використанням пінополістироних вставок (див. рис. 7.19).

За рахунок вставок загальна вага плит зменшилася на 27 %.

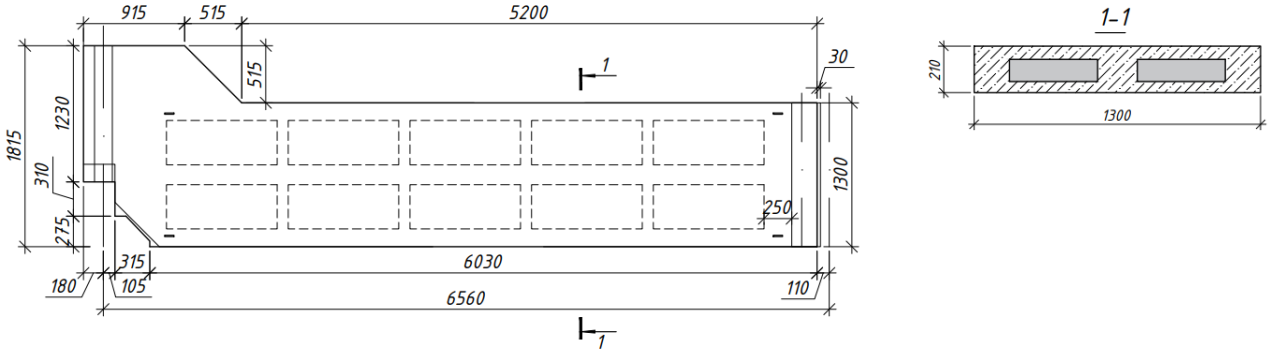
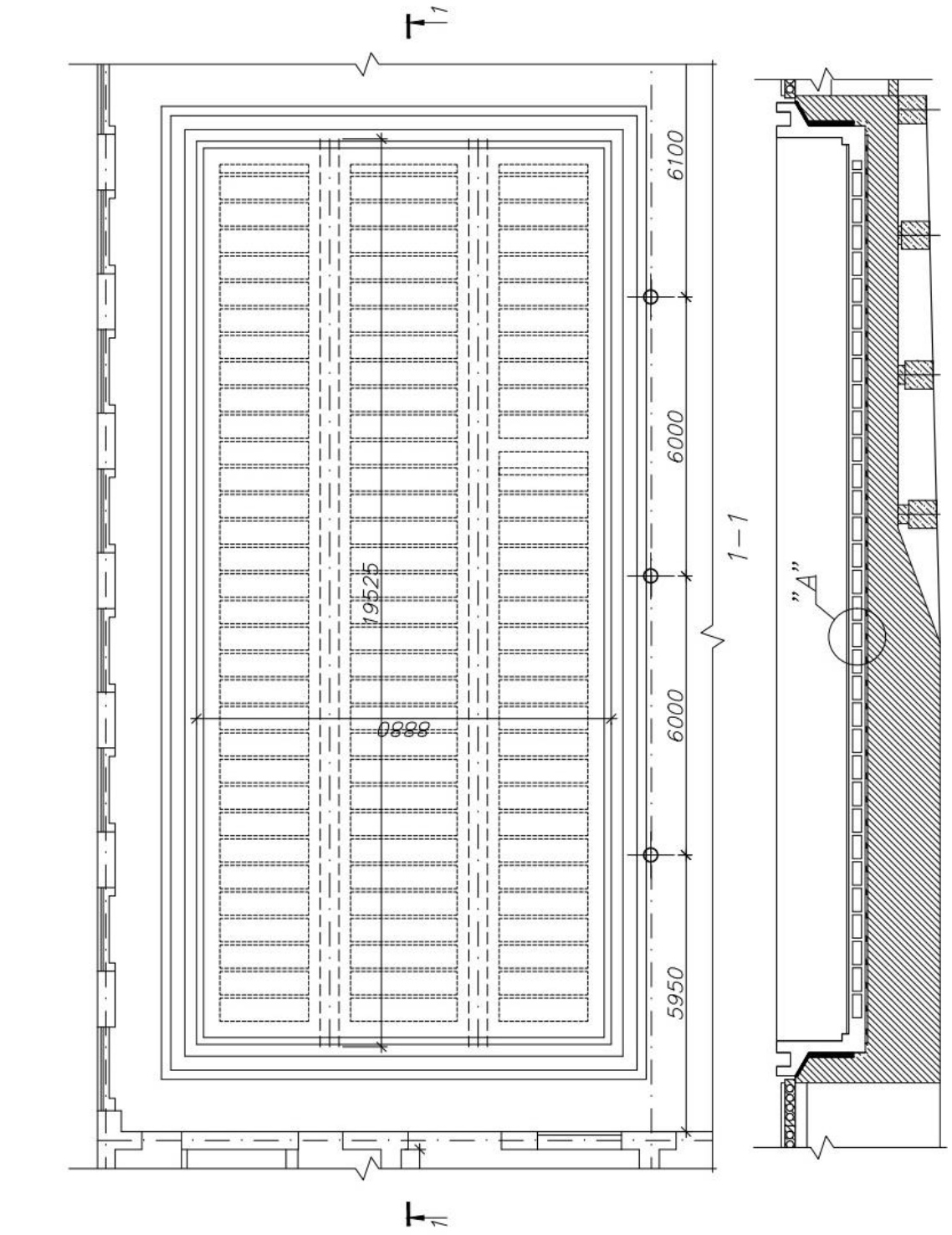


Рис. 7.19. Загальна конструкція перехідної плити

Комплексними заходами реконструкції оздоровчого відділення санаторію «Кришталеве джерело» в с. Солочин Свалявського р-ну Закарпатської обл. було передбачено також реконструкцію чаші плавального басейну, яка мала численні дефекти та пошкодження і потребувала підсилення або улаштування нової чаші. Важливим силовим фактором є те, що на одну з поздовжніх стінок басейну обпираються проміжні колони, через які в разі надбудови ще двох поверхів передаються на стінку басейну зосереджені сили значної інтенсивності. Це могло призвести до додаткового тріщиноутворення в стінках басейну під час його експлуатації.

З огляду на це, було запроектовано нову залізобетонну чашу басейну, в днищі якої передбачено використання існуючої чаші як опалубки. Принципові проектні вирішення такого варіанта реконструкції подано на рис. 7.20. Загальні розміри в плані чаші басейну 9,8×20,7 м; в днищі нової чаші басейну запроектовані пінополістирольні вставки значних розмірів у плані. У проекції на поверхню днища їхня частина становить 57 %.



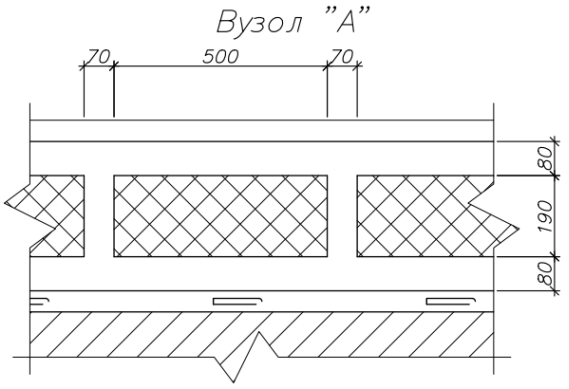


Рис. 7.20. Розташування вставок у днищі плавального басейну

Крім безпосередньої економії бетону, використання вставок дає можливість суттєво збільшити коефіцієнт теплового опору днища і відповідно зменшити теплові втрати для підтримання необхідного теплового режиму води басейну, чаша якого розташована в цокольному прохолодному приміщенні.

7.4. ФУНДАМЕНТІ ПЛИТИ

Використання на практиці фундаментних плит із вставками у новому будівництві подано на прикладі прибудови до будівлі № 7 на вул. Білогірській у м. Тернопіль та будівлі готельно-курортного комплексу у с.м.т. Моршин Львівської області.

Добудова до будинку № 7 має складну конфігурацію в плані. Відповідно це відобразилося на конструкції фундаментної плити, яка улаштована на насипних ґрунтах (рис. 7.21).

Для зменшення витрати бетону і покращення теплотехнічних характеристик залізобетонної плити використані пінополістирольні вставки: основними розмірами в плані 1,0×1,0 м і добірні менших розмірів, що дало можливість створити систему орто-гональних балок товщиною 20 см.

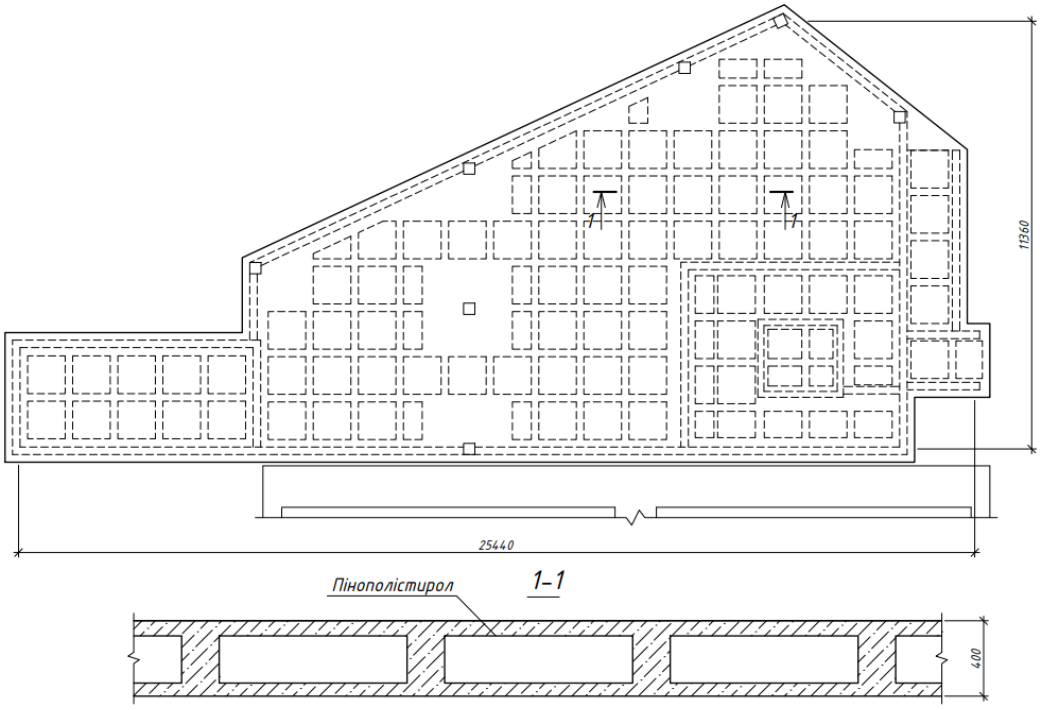


Рис. 7.21. Загальна конструкція фундаментної плити добудови на вул. Білогірській у м. Тернополі

Регулярнішою конструктивною системою є фундаментна плита, яка була запроектована під будівлю курортного готелю в с.м.т. Моршин Львівської обл. Загальна конфігурація і розміри фундаментної плити в плані пов'язані із загальними архітектурно-планувальними вирішеннями будівлі, яка є каркасною монолітною залізобетонною спорудою. Основні вертикальні несучі елементи – залізобетонні колони перерізом 40×40 см розташовані з різним кроком у двох напрямках відповідно до прийнятих планувальних рішень (рис. 7.22).

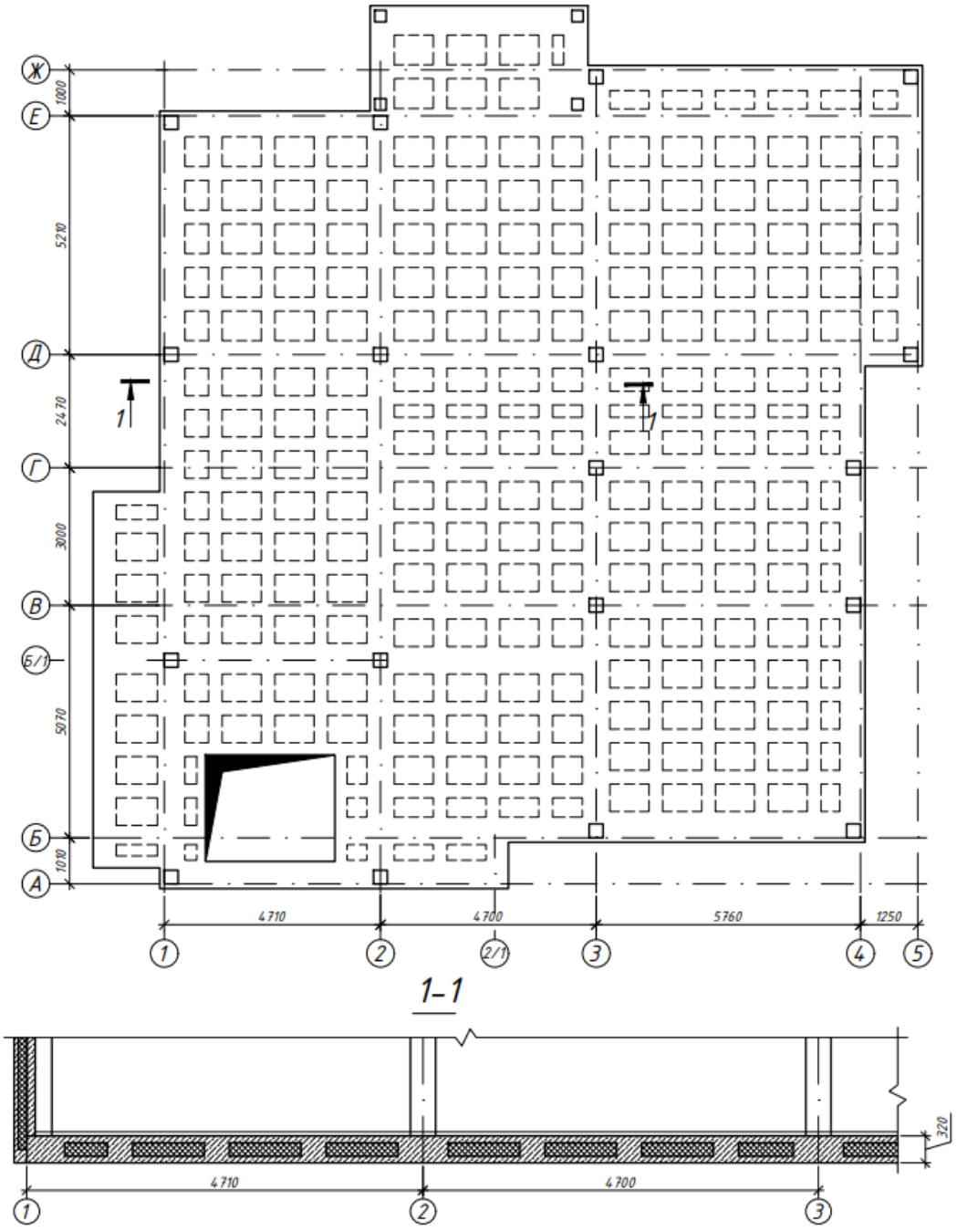


Рис. 7.22. План і фрагмент перерізу фундаментної плити будівлі курортного готелю

З метою зменшення втрати бетону й утеплення підлоги цокольного поверху запроектовано суцільну фундаментну плиту з використанням пінополістирольних вставок прямокутної в плані форми товщиною 16 см. Вставки розташовані так, що утворюють внутрішню конструктивну систему з умовно головних і другорядних балок. Головні балки розташовані між колонами в обох напрямках і мають товщину ребер 60 см. Другорядні балки, з товщиною ребра 30 см, розташовані в обох напрямках між пінополістирольними вставками.

Загальний об’єм вставок і відповідно економія бетону – 16,9 м^3 або 28,2 % від загального об’єму плити.

Необхідність підсилення фундаментів будівлі, що розташована на вул. Лемківській у м. Львові, пов’язана насамперед з її надбудовою.

Під час надбудови секції І було улаштовано металевий каркас з використанням колон і балок, на які укладені типові порожнисті плити перекриття 3-го і 4-го поверхів. Надбудова трьох повноцінних поверхів суттєво збільшила навантаження на фундамент і тиск на ґрунт. Зважаючи на незначну ширину підошви фундаментів і насипний ґрунт під ними, необхідно було істотно збільшити площу фундаментів.

Конструкція залізобетонної плити підсилення фундаментів секції І прийнята за результатами статичного розрахунку на додаткові навантаження. У середній частині прольоту плити (між стінами) улаштовані пінополістирольні вставки прямокутного перерізу. В плані вони розташовані з певним інтервалом, що створює часторебристу конструкцію фундаментної плити з товщиною ребер 10 см (рис. 7.23). Використання вставок зменшило витрату бетону на 30,7 % від загального об’єму плити.

Плита підсилення «заходить» під подушку фундаментів на 15 см. Подушка порівняно з номінальною товщиною (шириною) верхньої частини існуючих фундаментів 50 см має більшу ширину. Проте подушка є не збірною залізобетонною, а бетонною з нерівними обрисами вздовж стрічкових фундаментів та різної товщини і глибини закладання. Крім цього, необхідно було підсилювати також наявні фундаменти.

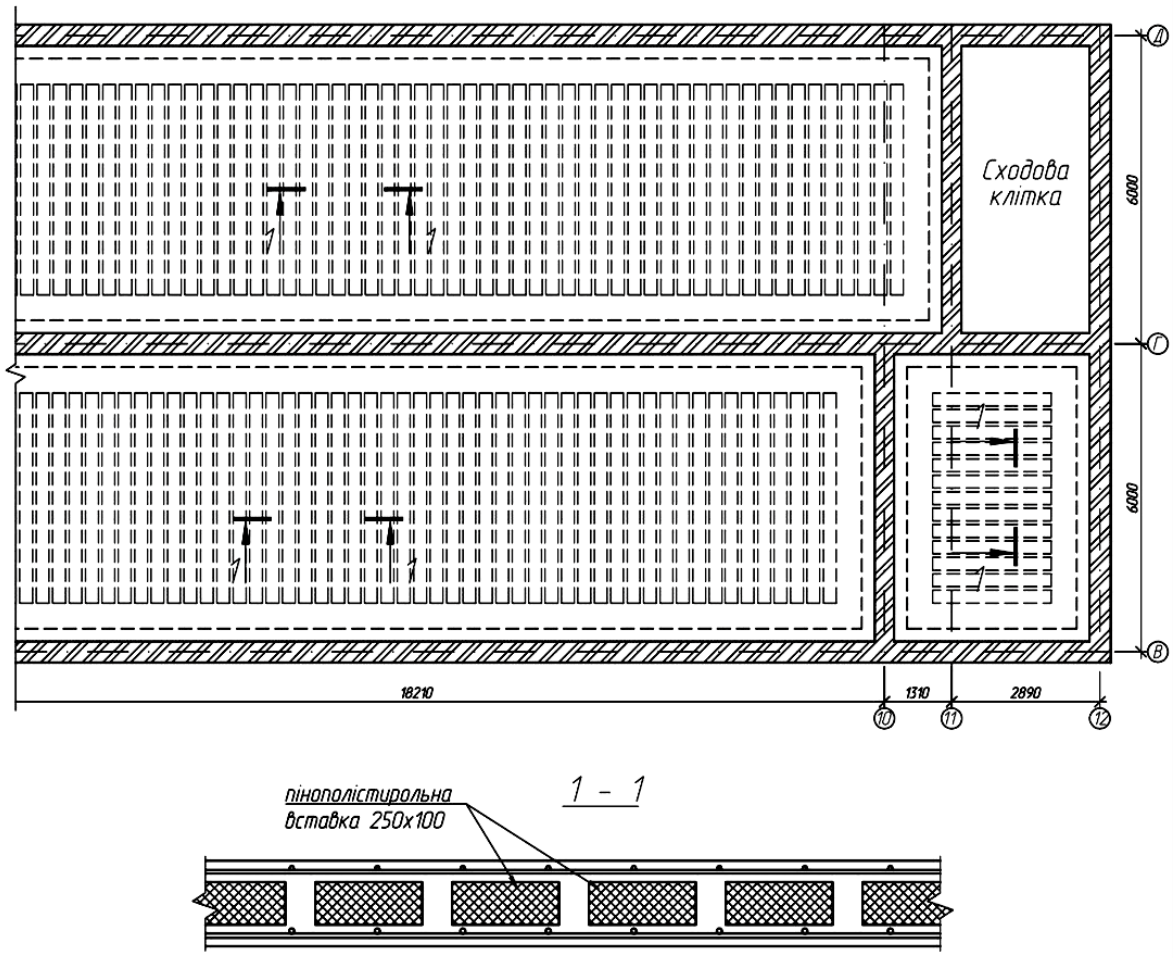


Рис. 7.23. Розташування вставок у плані і перерізі фундаментної монолітної залізобетонної плити будинку на вул. Лемківській у м. Львові

З урахуванням цих особливостей розроблено конструкцію підсилення фундаментів як для збільшення загальної площі обпирання на ґрунт, так і для зміцнення наявних фундаментів: по осях В і Г вони були підсилені двосторонньою залізобетонною обоймою, по осі Д – односторонньою з використанням системи металевих анкерів (рис. 7.24).

Крім описаних вище об’єктів, монолітні залізобетонні фундаментні плоскі плити з ефективними вставками розроблені також під багатоповерховий 10-поверховий монолітний каркасний будинок у с. Минай Закарпатської обл. (загальна економія бетону 31 %), під готельно-ресторанний комплекс на території бази відпочинку в м. Новояворівськ Львівської обл. (економія бетону 25 %), під

добудову до будинку № 8 на вул. Білогірській у м. Тернополі (економія бетону 28 %).

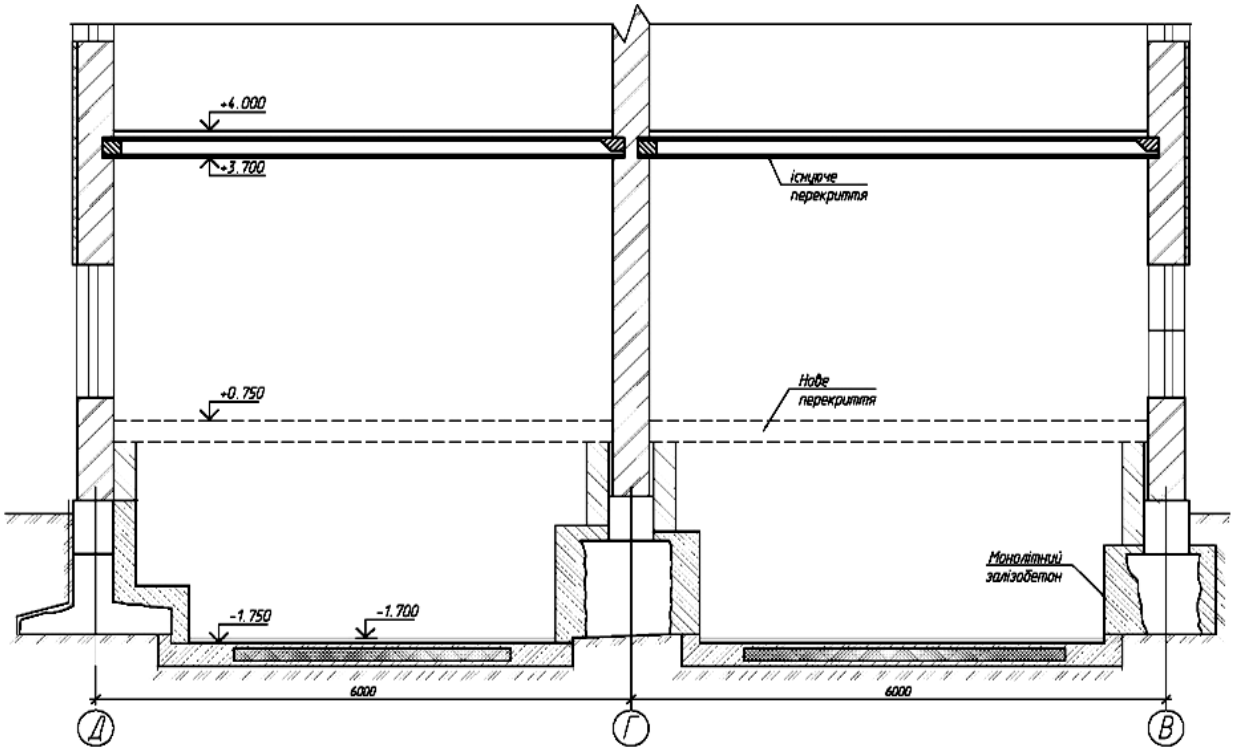


Рис. 7.24. Конструкція підсилення фундаментів секції І

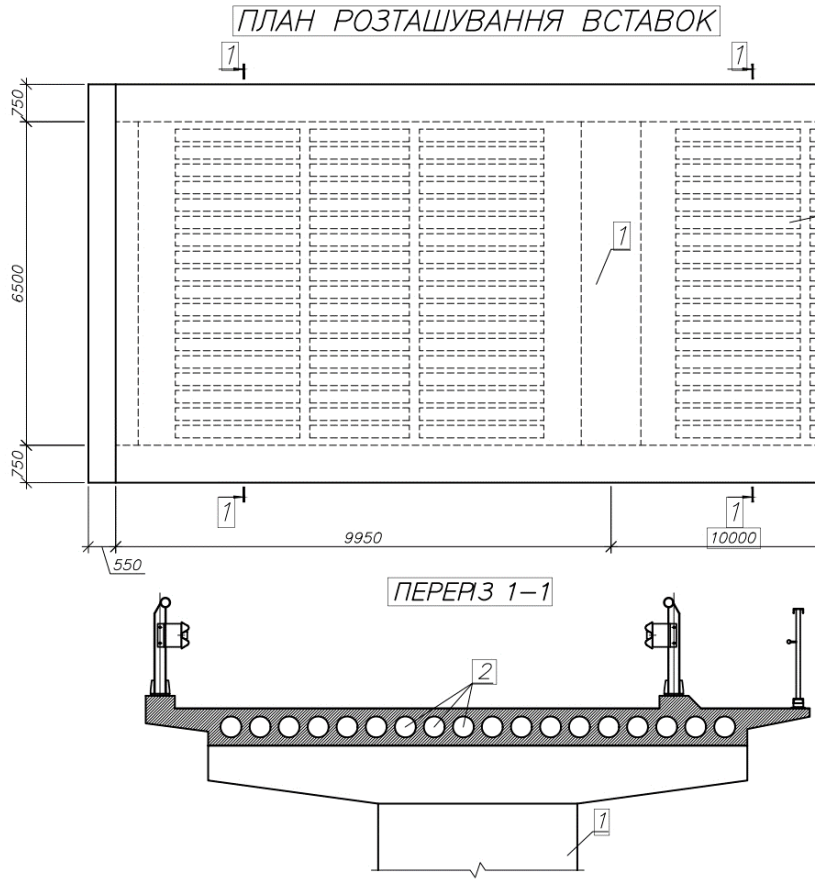
7.5. ПРОГОНОВІ БУДОВИ МОСТІВ

Для улаштування прогонової будови моста через р. Пиня в с. Голубине Закарпатської обл. з використанням наявних двох берегових і двох проміжних опор на стадії варіантного проектування розглядався варіант збірної, збірно-монолітної і монолітної прогонової конструкції.

Під час обстеження опор виявлено значний крен однієї з проміжних опор у бік по течії води. Тому за остаточного розгляду варіантів, крім техніко-економічних показників, перевагу віддано монолітному варіанту прогонової будови, що створює суцільний горизонтальний диск. За такого конструктивного вирішення отримуємо підтримувальний ефект для проміжних опор.

Для зменшення власної ваги прогонової будови, що важливо як для вертикальних, так і горизонтальних сейсмічних навантажень, запроектовано трубчасті пластмасові вставки діаметром 250 мм, розташовані в середній частині перерізу (рис. 7.25).

а



б

Рис. 7.25. Розташування круглих трубчастих вставок у прогоновій будові моста (а) та загальні вигляди її улаштування (б): 1 – проміжна опора, 2 – вставки

У пролітній частині моста за рахунок вставок власна вага зменшилась на 31 %. Загальна витрата бетону у прогоновій будові порівняно з суцільним перерізом є меншою на 26 %.

При розробці робочого проекту капітального ремонту автодорожного шляхопроводу через залізничну колію на км. 12+895 дільниці Львів-Ходорів на автодорозі в с. Пасіки-Зубрицькі по вул. Зубрицького виникла потреба в улаштуванні нових крайніх прогонових будов прольотом 8,4 м і 10,0 м (рис. 7.26). Проектні роботи виконувалися в ГНДЛ-88 Національного університету «Львівська політехніка» під керівництвом Кваші В.Г. в рамках госпдоговору №1082.

Для крайніх прогонів проф. Квашою В.Г. була розроблена конструкція монолітної плити коробчастого типу в основній частині шириною 4,0 м з двома консольними елементами вильотом по 3,1 м (рис. 7.26, б).

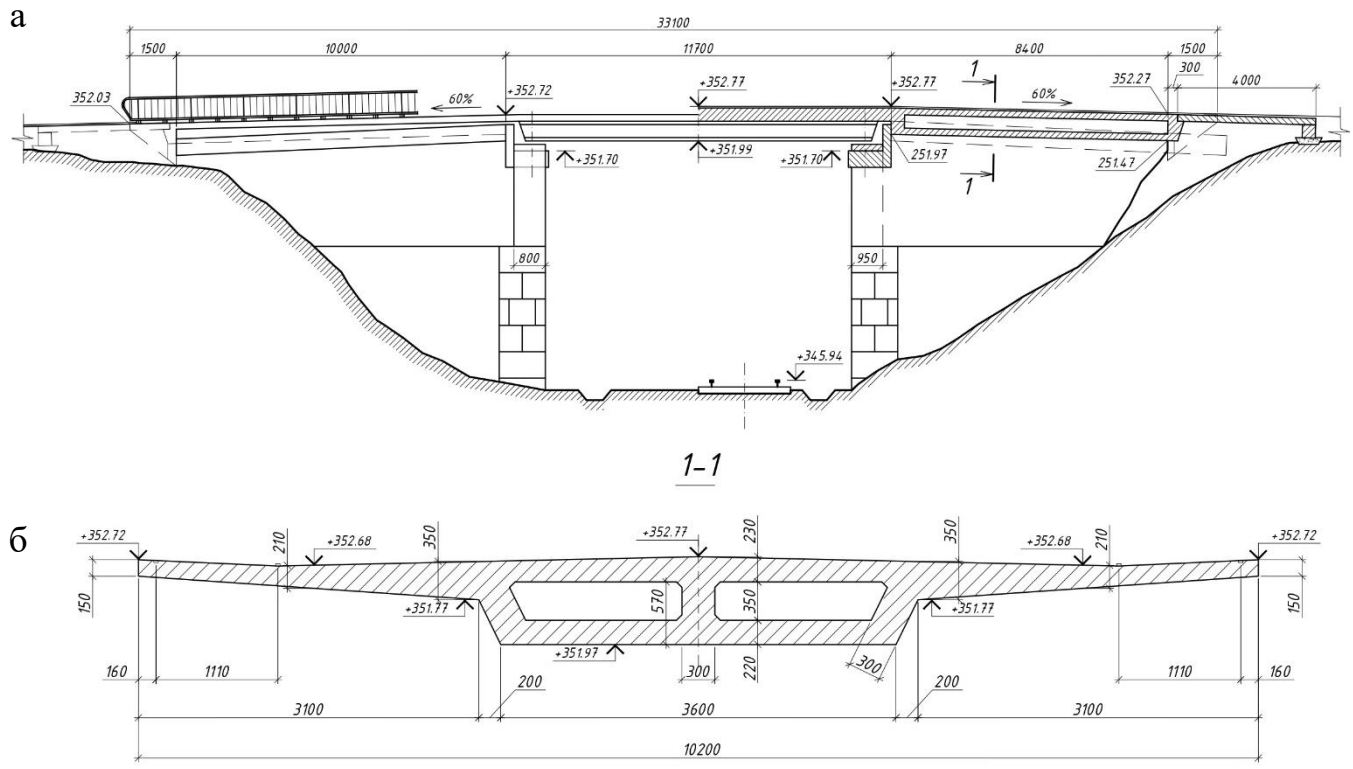


Рис. 7.26. Загальна конструктивна схема (а) і переріз крайніх прогонів мостів (б)

Зважаючи на значну загальну висоту основної конструкції крайніх прогонових будов 80 см, для її облегшення передбачено улаштування порожнин висотою 35 см (рис. 7.26, б).

Технологічно-конструктивні вирішення клаштування порожнин розроблялися в ГНДЛ-112 НУ «Львівська політехніка».

Серед декількох варіантів улаштування порожнин був вибраний спосіб, який передбачає такі етапи з улаштування порожнин.

На 1-му етапі монтуються каркаси нижньої полиці і ребер, а також монтажні стержні МС-1 (рис. 7.27, а). На 2-му етапі укладаються пластмасові труби діаметром 300 мм, які фіксуються поперечними профільними металевими квадратними трубами. На 3-му етапі монтуються і фіксуються плити OSB, які укладаються зверху труб і з боків кожної з порожнин для дотримання їх конфігурації. На 4-му етапі поверх плит монтуються металеві або пластмасові стійки С-1 і укладаються цементний розчин М100 товщиною 27 см (рис. 7.27, б).

На 5-му заключному етапі бетонується верхня частина ребер, верхньої полиці і консолей (рис. 7.27, в).

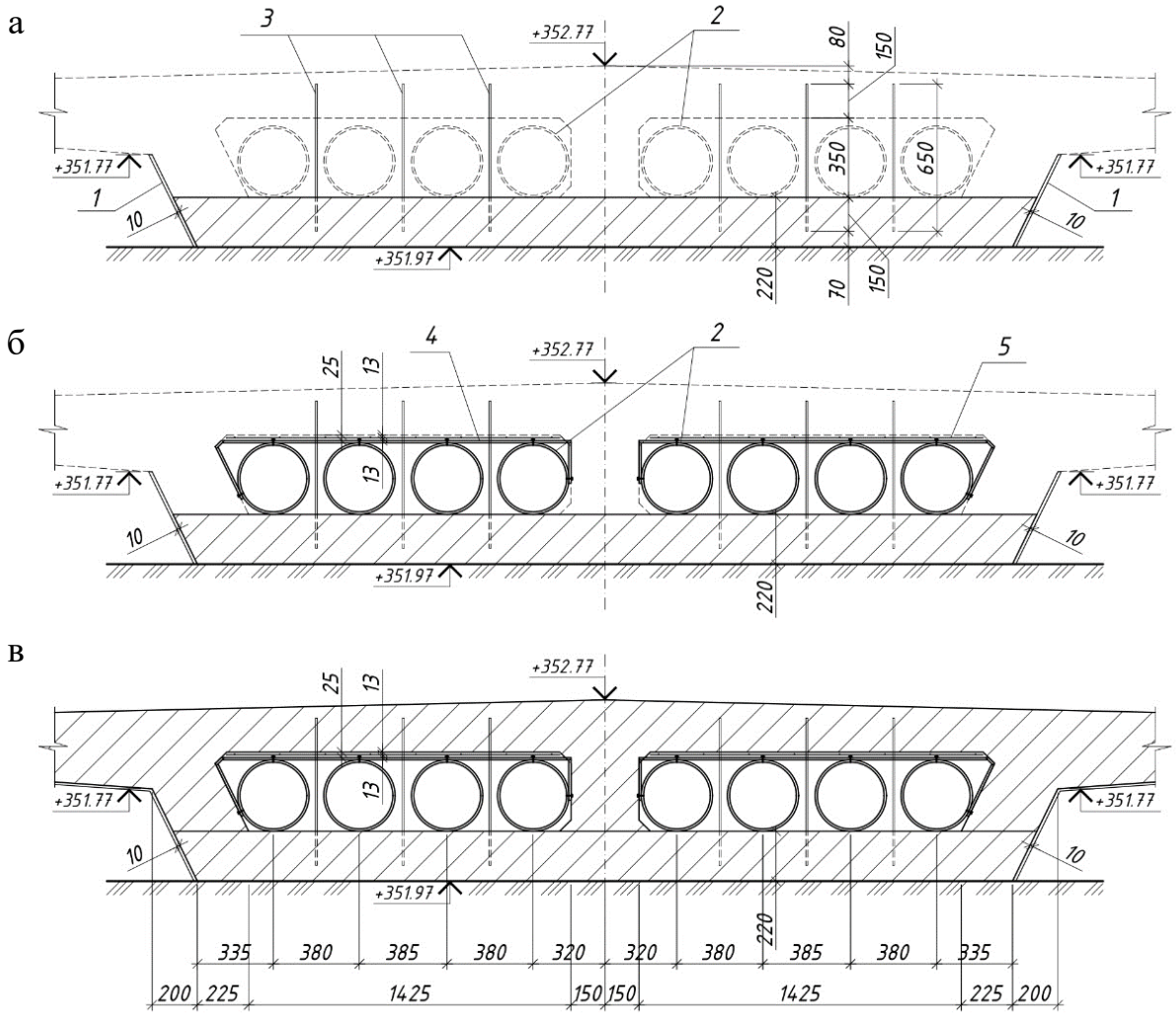
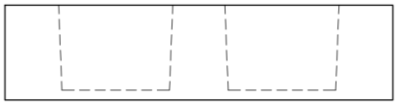
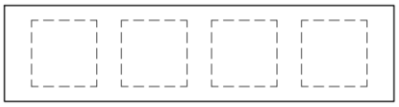
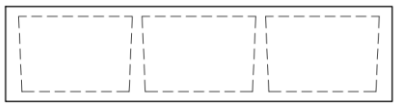


Рис. 7.27. Послідовність улаштування порожнин на етапі 1 (а), на етапі 4 (б), на етапі 5 (в); 1 – опалубка; 2 – пластмасові труби; 3 – монтажні стержні; 4 – плита OSB; 5 – сітки С-1

7.6. БЛОКИ СТІН ПІДВАЛІВ

На підставі результатів експериментальних досліджень і обгрунтованих в розд.5 критеріїв для оцінки їх несучої здатності можна використовувати блоки в житлових і громадських будівлях з зазначеною в табл.7.2 кількістю поверхів (включно). При підвищенні міцності бетону з класу С8/10 до класу С12/15 поверховість можна збільшити на 40 %.

Таблиця 7.2.

Тип (марка) блоку	Ескіз	Економія бетону (порожнистість), %	Допустима кількість поверхів при бетоні класу	
			С 8/10	С 12/15
2-ФБП		28,7	7	10
3-ФБП		43,0	5	7
ФБА		23,6	10	14
ФБТ		38,0	8	11

Приведені в таблиці 7.2 дані зазначені для приміщень прольотом 6...6,3 м з розрахунковим навантаженням на перекриття 8 кН/м^2.

Згідно з рекомендаціями ГОСТ 13579 порожнисті блоки можуть використовуватися для стін підвалів і технічного підпілля. Вертикальна гідроізоляція стін підвалу улаштовуються згідно з існуючими вимогами. Приклад використання таких блоків подано на рис. 7.28.

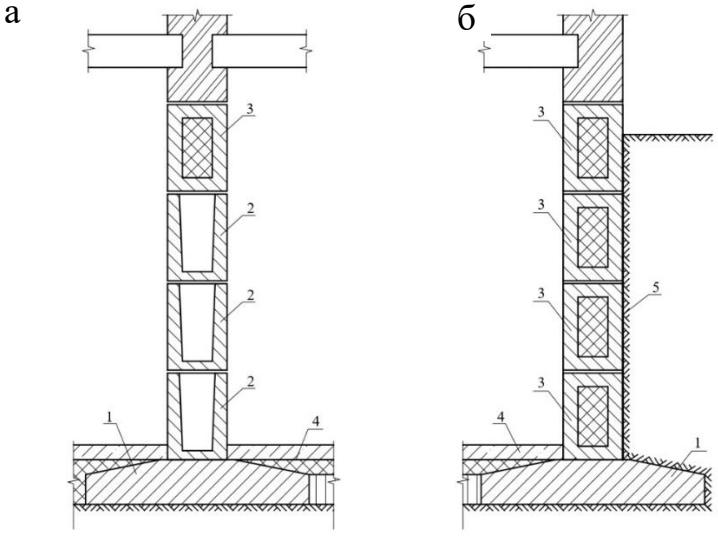


Рис. 7.28. Варіанти стін підвалів середньоповерхових будівель: 1 – залізобетонна подушка; 2 – блоки марки ФБП; 3 – блоки марки ФБА; 4 – горизонтальна гідроізоляція; 5 – вертикальна гідроізоляція

При використанні блоків з відкритими порожнинами для їх закривання перед муруванням цегляної стіни необхідно використати цільний блок або блок з арболітовими вставками (рис.7.29).

Розроблені і дослі-джені порожнисті блоки з відкритими порожнинами і

з арболітовими вставками використані при малоповерховому будівництві.

Для розробки конструкції блоків стін підвалів інших типорозмірів (шириною 50 і 60 см) необхідно додатково дослідити напружено-деформований стан, який, як показали натурні випробування, є досить неоднорідним. Незважаючи на те, що блок виготовляється з одного матеріалу, його конструкція, ослаблена порожнинами, є складною в роботі з впливом багатьох факторів: замкнутості чи відкритості порожнин, геометричних параметрів (товщини стінки і ребер, товщини полиць, ширини блока) , конфігурації порожнин, міцності бетону, тертя між блоками в горизонтальній площині, умов завантаження (центральне, позацентрове з різними ексцентриситетами) і розподілу напружень. Будучи несучим елементом складних конструктивних форм, він може бути досліджений з використанням масштабного або (і) чисельного моделювання.

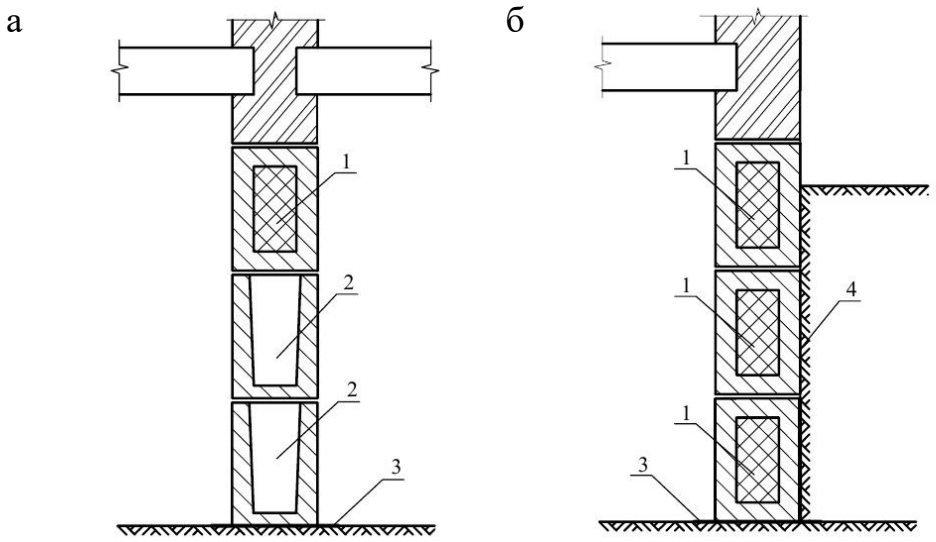


Рис. 7.29. Варіанти стін підвалів малоповерхових будівель: 1 – блок з арболітовими вставками марки ФБА; 2 – блок порожнистий марки ФБП; 3 – горизонтальна гідроізоляція; 4 – вертикальна гідроізоляція

7.7. ВИСНОВКИ ДО РОЗДІЛУ 7

1. Застосування порожниноутворювальних вставок під час улаштування багаточисельних монолітних перекриттів різного типу на понад 30-х об’єктах підтвердило їхню ефективність, напрямлену на істотну економію бетону і зменшення власної ваги.

2. Результати досліджень використані при розрахунку і проектуванні плоских залізобетонних перекриттів:

- з одно- і двонапрямленим розташуванням вставок;
- з круглими картонними вставками і з пінополістирольними вставками квадратних і прямокутних перерізів;
- в перекриттях простої і складної конфігурації в плані (круглої, трикутної, трапецієподібної, комбінованої);
- в розрізних і нерозрізних системах;
- з обпиранням на стіни, колони, пілони в каркасних будівлях з регулярною і нерегулярною системою.

3. При проектування перекриттів та інших плитних констукцій розміри порожниноутворювальних вставок і їх розташування необхідно приймати з урахуванням як конструктивних, так і технологічних факторів.

4. Використання порожниноутворювальних вставок у фундаментних монолітних плитах, збірно-монолітних перекриттях, в прогонових будовах мостів та в окремих плитних конструкціях також підтвердило їхню ефективність як при реконструкції так і при новому будівництві.

5. Доцільним є використання порожниноутворювальних вставок в залізобетонних басейнах, стінах і підлогово-фундаментних плитах ангарів та в інших залізобетонних конструкціях.

6. Виготовлення і випробування запропонованих конструкцій фунадаментних блоків шириною 400 мм бетону класу С 8/10 підтвердило їх ефективність і можливість використання на практиці для мало- і середньоповеохового будівництва (від 5 до 10 поверхів). За використання бетонів класу С 12/15 їх можна застосувати і для більш високих будівель – від 7 до 14 поверхів.

7. Для проектування і визначення несучої здатності порожнистих блоків інших типорозмірів (шириною 50 і 60 см) в складі стінки можна використати програмний комплекс ANSYS, моделюючи роботу блоків об’ємними елементами, або ПК Ліра, моделюючи пластинчастими елементами, що суттєво спрощує розрахунок.

Експериментальна перевірка на результатах приведених натурних випробувань показала, що програмні комплекси в принципі добре відображають складний НДС порожнистих блоків і дають задовільну збіжність з експериментальними значеннями їх нусучої здатності.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

В дисертації за результатами проведених експериментально-теоретичних досліджень вирішено важливу **науково-технічну** проблему вдосконалення і надання більш раціональних форм залізобетонним і бетонним конструкціям масового виготовлення через порожниноутворення та розширення сфери їх використання на практиці і пов'язану з актуальними проблемами матеріало-, ресурсо- і енергозбереження, а також в значній мірі екологічної безпеки. Одержані нові наукові і практичні результати, які дозволяють розробляти нові конструктивні форми порожнистих бетонних і залізобетонних конструкцій та підвищувати їх ефективність і економічність.

Основні висновки і результати роботи такі:

1. На основі аналізу проведених патентних та інформаційно-методологічних досліджень вдосконалено існуючі і розроблено нові конструктивно-технологічні вирішення порожнистих бетонних і залізобетонних конструкцій, які мають широке використання в будівництві.

2. Проведено натурні випробування монолітного залізобетонного перекриття з порожниноутворювальними вставками і комплексні експериментальні дослідження трьох серій фрагментів монолітних залізобетонних перекриттів: довгомірних (l=5 м) з круглими трубчастими вставками, випробуваних рівномірно розподіленим навантаженням; довгомірних (l=6,2 м) з квадратними пінополістирольними вставками, випробуваних рівномірно розподіленим навантаженням; коротких (l=2,05 м) з квадратними пінополістирольними вставками і суцільного перерізу, випробуваних зосередженими силами за двома схемами чистого згину.

3. За результатами проведених експериментальних досліджень встановлено суттєво різну деформативність фрагментів монолітних залізобетонних перекриттів з поперечним і поздовжнім розташуванням порожниноутворювальних вставок, що необхідно враховувати під час загального статичного розрахунку перекриттів з однонапрямленими порожнинами.

Несуча здатність фрагментів з поперечним розташуванням порожниноутворювальних вставок є на 24,4…63,0 % меншою від несучої здатності фрагментів з повздовжнім розташуванням вставок. Тому при розрахунку міцності перекриттів з однонапрямленими порожнинами несучу здатність необхідно визначати без врахування роботи в поперечному до вставок напрямку.

4. Натурні випробування плоского монолітного залізобетонного перекриття розмірами в плані 7,6×12,1 м з порожниноутворювальними вставками показали, що воно є жорсткою і загалом надійною конструктивною системою як при симетричних, так і при несиметричних та кососиметричних навантаженнях.

5. З позицій рівнянь теорії пружності розроблено методику визначення жорсткостей на згин в обох напрямках монолітних залізобетонних плитних конструкцій з однонапрямленими порожнинами. За результатами числового моделювання отримано коефіцієнти C_x, C_y зменшення циліндричних жорсткостей таких конструкцій з порожниноутворювальними вставками квадратної, прямокутної та круглої форм. Розроблена комп'ютерна програма визначення коефіцієнтів C_x, C_y в залежності від зміни геометричних параметрів порожнистої плити.

6. Експериментально-теоретичними дослідженнями встановлено, що розрахунок несучої здатності дослідних зразків фрагментів плит з однонапрямленими порожнинами за деформаційним методом згідно з ДСТУ Б.В.2.6-156.2010 достатньо добре відображає модельований процес як якісно, так і кількісно - різниця становить від 1,6 % до 4,0 %.

7. Обґрунтовано розрахункові схеми і розроблено методику розрахунку плитних залізобетонних порожнистих конструкцій з двонапрямленими порожнинами з врахуванням складного НДС бетону, верифікація якого виконана на основі експериментальних досліджень.

Подано приклад розрахунку за цією методикою бітаврових перерізів натурного

перекриття з двонапрямленими порожнинами, який показав, що врахування двовісного НДС бетону суттєво збільшує міцність бетону і жорсткість перекриттів. Для розглянутого в прикладі порожнистого перекриття загальними розмірами в плані 5,8 х 6,9 м товщиною 20 см міцність бетону і жорсткість перекриття збільшилися відповідно на 28,3 і 19,3 %.

8. За результатами комплексних натурних випробувань 4-х типів порожнистих блоків в складі фрагментів 3-хрядної стіни (дев'ять схем) та їх малогабаритних моделей отримано експериментальні дані щодо фактичної міцності і тріщиностійкості та обгрунтувано критерії визначення розрахункової несучої здатності.

Моделювання роботи натурних бетонних порожнистих блоків об'ємними елементами в складі фрагментів стіни в ПК ANSYS в принципі дало задовільні результати за критеріями несучої здатності і деформативності. Несуча здатність, отримана в ПК ANSYS, є меншою від експериментальних значень від 1 % до 23 % в залежності від типу блока і схеми випробувань.

Для оцінки несучої здатності порожнистих блоків різних типорозмірів в складі стіни можна також використати ПК ЛІРА з моделюванням блоків пластинчастими елементами, що суттєво спрощує розрахунок. Визначена в такий спосіб несуча здатність відрізняється від експериментальної несучої здатності в межах від +5% до -22%.

9. Розроблено методику розрахунку за деформаційним методом несучої здатності і тріщиностійкості позацентрово стиснутих бетонних порожнистих блоків з врахуванням розтягнутого бетону. При цьому залежність між розтягуючими напруженнями і деформаціями бетону прийнята за структурою формули (3.4) ДБН В.2.6-98:2009 для стиснутого бетону, але з використанням параметрів, встановлених в цих нормах для розтягнутого бетону. Отримані значення дають задовільну збіжність з експериментальними даними. Різниця за показниками несучої здатності і тріщиностійкості становить відповідно 1…12 % і 7…14 %. Аналогічно робота розтягнутого бетону була врахована також при розробленні методики розрахунку прогинів фрагментів залізобетонного

перекриття з однонапрямленими вставками.

10. Розроблено і експериментально досліджено раціональні за витратою матеріалів легкі арболітові вставки з відходів деревини та розроблено технологічну лінію для їх серійного виготовлення. Використання таких вставок є доцільним, зокрема, в бетонних блоках стін підвалів, фундаментних плитах, підвищуючи теплотехнічні характеристики.

Застосування пінополістирольних вставок покращує звуко- і теплотехнічні характеристики плитних конструкцій, зменшує витрати тепла за потреби прогрівання бетону в холодний період року або кількість протиморозних добавок.

Розглянуто і проаналізовано технологічні та експлуатаційні особливості порожнистих залізобетонних плитних конструкцій.

11. Економічна ефективність плитних залізобетонних конструкцій з порожниноутворювальними вставками досягається за рахунок суттєвого зменшення витрати бетону – від 24 до 47 %. Зменшення власної ваги перекриттів дає економію робочої арматури в них до 7–13 %.

Запропоновані і досліджені конструкції бетонних блоків з відкритими і замкнутими порожнинами зменшують витрату бетону від 23,6% до 43%.

Суттєве зниження витрат бетону і арматури сприяє зменшенню викидів CO_2, що відповідає європейській і світовій стратегії низьковуглецевого розвитку.

12. Результати досліджень впроваджені на багаточисельних будівлях різного призначення (понад 30 об’єктів), зокрема при розрахунку і проектуванні плоских залізобетонних перекриттів на нових об’єктах і при реконструкції будівель: з одно- і двонапрямленим розташуванням вставок; з круглими картонними і пластмасовими вставками та з пінополістирольними вставками квадратних і прямокутних перерізів.

Використання порожниноутворювальних вставок у фундаментних монолітних плитах, в збірно-монолітних перекриттях, в прогонових будовах

мостів та в окремих плитних конструкціях також підтвердило їх ефективність як при реконструкції, так і при новому будівництві.

Виготовлення і експериментальне застосування розроблених чотирьох типів конструкцій порожнистих фундаментних блоків на базі типового блока номінальною шириною 40 см показало їх ефективність і можливість використання на практиці для мало- і середньоповерхового будівництва (від 5 до 10 поверхів).

Доцільним є використання порожниноутворювальних вставок в залізобетонних басейнах, резервуарах, в стінах і підлогово-фундаментних плитах ангарів, в інших окремих та комплексних залізобетонних конструкціях, на які розроблено принципові (загальні) конструктивні вирішення.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ 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. Азизов Т. Н. Теория пространственной работы перекрытий. Киев, 2001. 276 с.
3. Азизов Т. Н. Экономические конструкции покрытий и перекрытий. Умань, 2002. 64 с.
4. 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.
5. Анпилов С. М. Здания с эффективным монолитным безбалочным каркасом. Экспериментальные и теоретические исследования, методы расчета и возведения: дис. д-ра техн. наук: спец. 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения». Самара, 2005. 215 с.
6. Артюх В. Г., Санников И. В. Монолитные железобетонные каркасы с включением нерегулярностей для гражданских зданий. *Конструкции гражданских зданий: сборник научных трудов*. 2003. С. 18–24.
7. 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.
8. 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.
9. Ахматов М. А., Беккиев М. Ю. Влияние формы поперечного сечения на деформативность изгибаемых элементов. *Бетон и железобетон*. 1995. № 5. С. 6–9.
10. 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.

11. Бабаєв В.М., Бамбура А.М., Пустовойтова О.М. та ін. (2015) 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.
12. Байков В. Н. Железобетонные конструкции. Специальный курс, издание 2-е, переработанное и дополненное. Москва, 1974. 799 с.
13. Байков В. Н., Хампе Э., Рауэ Э. Проектирование железобетонных тонкостенных пространственных конструкций. Москва, 1990. 232 с.
14. 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.
15. 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, материаловедение, машиностроение: сб. науч. трудов.* 2009. № 50. С. 19–25.
16. Бамбура А. М., Мельник І. В., Білозір В. В., Сорохтей В. М. Розрахунок несучої здатності фрагментів монолітного залізобетонного перекриття з трубчастими вставками за деформаційним методом. *Наука та будівництво*. 2018. Вип. 2018’1. С. 4–11.
17. Бамбура А. Н., Бачинский В. Я. Методические рекомендации по уточненному расчету железобетонных элементов с учетом полной диаграммы сжатия бетона. Киев, 1987. 25 с.
18. Бамбура А. Н., Гурковский А. Б. К построению деформационной теории железобетона стержневых систем на экспериментальной основе. *Будівельні конструкції:* 2003. № 59. С. 121-130.
19. Бамбура А.М., Мельник І.В., Білозір В.В., Сорохтей В.М. Розрахунок несучої здатності фрагментів монолітного залізобетонного перекриття з трубчастими вставками за деформаційним методом. *Наука та будівництво.* 2018. №1 (15). С.

4-11.

20. Бамбура А.М., Дорогова О.В., Сазонова І.Р. (2017) Попереднє призначення площі розтягнутої арматури для прямокутного перерізу при згині. *Наука та будівництво.* № 3. С. 32-39.
21. Бамбура А.Н., Давиденко А.И. (1989) Экспериментальные исследования закономерности деформирования бетона при двухосном сжатии. *Строительные конструкции*. Вып. 42. С. 95-98.
22. Бамбура А.Н., Давиденко А.И. Экспериментальные исследования закономерности деформирования бетона при двухосном сжатии. *Строительные конструкции*. 1989. Вып. 42. С. 95-98
23. Бамбура А.Н., Журавлева Н.В. Влияние режима нагружения на прочностные и деформативные характеристики трехкомпонентного бетона. *Строительные конструкции.* 1983. Вып. 36. С. 90-93
24. Баничук Н. В. Оптимизация форм упругих тел. Москва, 1980. 256 с.
25. 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.
26. Бачинский В.Я., Бамбура А.Н., Батагин С.С., Журавлева Н.В. Методические рекомендации по определению параметров диаграммы …. бетона при кратковременном сжатии. К.:НИИСК, 1985. 16 с.
27. Бережная Е. В., Стебловский И. А. Серия натурных испытаний эфективного железобетонного перекрытия. *Строительство, реконструкция и восстановление зданий городского хозяйства: материалы III Международной научно-технической интернет-конференции.* 2012. С. 237–240.
28. Білозір В.В., Мацик О.Я., Мельник І.В. Сталефібробетонна балка коробчастого перерізу: патент на корисну модель №111523 Україна. №u201605553; заявл. 23.05.2016; опубл. 10.11.2016, Бюл. №21.
29. Бліхарський З. Я., Кархут І. І., Струк Р. Ф. Розрахунок і конструювання нормальних та похилих перерізів залізобетонних елементів: навч. посібник. Львів, 2014. 144 с.

30. Блоки бетонные двутаврового и швеллерного сечения для стен подвалов. Технические условия: ТУ 35-2066-90. К.: Минтрансстрой, 1990. 8 с.
31. Блоки бетонные для стен подвалов. Технические условия: ГОСТ 13579-2018. М.: Стандартинформ, 2018. 16 с.
32. Бондаренко В. М., Тимко И. Т., Шагин А. Л. Расчет железобетонных плит и оболочек методом интегрального модуля деформаций. Харьков, 1967. 87 с.
33. Бугаевский С. А. Анализ свойств материалов для изготовления неизвлекаемых вкладышей-пустотообразователей в железобетонных конструкциях. *Будівельні конструкції.* 2013. Вип. 78(2). С. 478–486.
34. Вайнберг Д. В., Вайнберг Е. Д. Расчет пластин. Киев, 1970. 436 с.
35. Васильков Г.В. Эволюционные задачи строительной механики. Синергетическая парадигма. Ростов-на-Дону: Инфосервис, 2003
36. Венюа М. Влияние повышенных температур и давления на гидратацию и твердение цемента. Шестой международный конгресс по химии цемента. 1976. С. 109-128.
37. Виноградов А.И. Проблема оптимального проектирования в строительной механике. Харьков: Вища школа, 1973. 167 с.
38. Власов В. З., Леонтьев Н. Н. Балки, плиты и оболочки на упругом основании. Москва, 1960. 419 с.
39. Власов Г. М. Расчет железобетонных мостов / под ред. К. К. Якобсона. Москва, 1977. 352 с.
40. Вознюк Л. І., Демчина Б. Г., Собчак-Пястка Ю. Випробування керамзитобетонних плит перекриття із ефективними вставками. *Вісник Львівського національного аграрного університету. Архітектура і сільськогосподарське будівництво.* 2016. № 17. С. 109–117.
41. Галагер Р. Метод конечных элементов. Основы. – М., 1984. – 428 с.
42. Галеркин Б. Г. Упругие тонкие плиты. Москва, 1933. 371 с.
43. Гвоздев А. А. Испытание безбалочного перекрытия до разрушения. *Строительная промышленность*. 1931. № 11–12.

44. Гвоздев А. А., Мурашев В. И., Бычков М. И. Безбалочные перекрытия с легкими камнями. Москва, 1933. 360 с.
45. Гибшман М. Е. Таблицы для расчета пролетных строений транспортных сооружений. Справочник. Москва, 1985. 447 с.
46. Глотов Д. А., Лоскутов И. С., Кантур О. В. Монолитные пустотные перекрытия в строительстве зданий. *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2012. № 3. С. 66–71.
47. Глуховский А. Д. Железобетонные безбалочные бескапительне перекрытия для многоэтажных зданий. Москва, 1956. 60 с.
48. Глуховский А. Д. Железобетонные безбалочные перекрытия. – Труды Бюро стандартизации Мясохладстроя, Вып. I. 1931.
49. Гнідець Б. Г. Досвід застосування збірно-монолітних кесонних перекрить громадських будинків. *Будівельні конструкції.* 2007. Вип. 67. С. 549–560.
50. Гнідець Б. Г. Залізобетонні конструкції з напружуваними стиками і регулюванням зусиль. Львів, 2008. 548 с.
51. Гнідець Б. Г. Збірно-монолітні залізобетонні конструкції. Проектування, дослідження і впровадження в будівництво. Львів, 2014. 257 с.
52. Говорухин В. Н., Цибулин В. Г. Введение в Maple. Математический пакет для всех. Москва, 1997. 208 с.
53. Горбунов-Посадов М. И., Маликова Т. А., Соломин В. И. Расчет конструкций на упругом основании. Москва, 1984. 697 с.
54. Городецкий А. С., Евзеров И. Д. Компьютерные модели конструкций. Киев, 2005. 344 с.
55. Городецкий А.С., Евзеров И.Д. Компьютерные модели конструкций. К.: Факт, 2005. 344 с.
56. Городецкий А.С., Шмуклер В.С., Бондарёв А.В. Информационные технологии расчёта и проектирования строительных конструкций. Харьков: НТУ «ХПИ», 2003. 889 с.
57. ГОСТ 19222-84. (ДСТУ Б В.2.7-271. 2011. Арболіт та вироби з нього. 26 с).

58. Гусаков В.Н. Каркасные здания с эффективными стенами: дис. канд. техн. наук. К., 2000. 320 с.
59. Гуща Ю. П., Ларичева И. Ю., Саканов К. Т. Влияние формы поперечного сечения элементов на прочность, трещиностойкость и деформативность. *Бетон и железобетон*. 1987. № 5 (386). С. 19–20.
60. Гуща Ю.П. Повышение эффективности железобетонных конструкций. *Бетон и железобетон*. 1988. №9. С. 5-6.
61. 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.
62. ДБН А.1.1-94:2010. Проектування будівельних конструкцій за Єврокодом. Основні положення. Київ: Мінрегіонбуд України, 2012. 22 с.
63. ДБН В.1.1.7-2002. Пожежна безпека об’єктів будівництва. Київ, 2003. 21 с.
64. ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво у сейсмічних районах України. Київ, 2014. 110 с.
65. ДБН В.1.2-15:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи. Київ, 2009. 82 с.
66. ДБН В.2.3.-14:2006. Споруди транспорту. Мости і труби. Привила проектування. Київ, 2006. 376 с.
67. ДБН В.2.3-22:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування. Київ, 2009. 73 с.
68. ДБН В.2.6-6-95. Проектування, будівництво та експлуатація будинків системи «Пластбау». Київ, 1997. 88 с.
69. 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.
70. 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.

71. 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.
72. Демчина Б. Г., Рутковська І. З., Вознюк Л. І. Особливості розрахунку багатошарових плит перекриття на ПК «ЛИРА». Сучасне промислове та цивільне будівництво. 2009. Т. 5, № 4. С. 179–185.
73. Демчина Б.Г. Вогнестійкість одно- і багатошарових просторових конструкцій житлових та громадських будівель: автореф. дис. … д-ра техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди». Київ, 2002. 367 с.
74. Донченко В. Г. Пространственный расчет балочных автодорожных мостов. Москва, 1953. 324 с.
75. Дорофеев В. С., Бондаренко Д. О. Результаты численных исследований фрагментов монолитных безбалочных бескапительных перекрытий. Будівельні конструкції. 2011. Вип. 74(1). С. 563–570.
76. 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.
77. Дорош М. І. Оцінювання міцності та роботоздатність поліетиленових труб з порожнистою будовою стінки: автореф. дис. … канд. техн. наук. Львів, 2013. 21с.
78. ДСТУ Б В.1.1-20:2007 Перекриття та покриття. Метод випробування на вогнестійкість. Київ, 2007. 14 с.
79. ДСТУ Б В.1.1-4-98*. Захист від пожежі. Будівельні конструкції. Методи випробувань на вогнестійкість. Загальні вимоги. Київ, 1999. 20 с.
80. 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.
81. ДСТУ Б.В. 2.7-7-94. Вироби бетонні стінові дрібноштучні. Технічні умови. П. 6.2

82. Дыховичный Ю. А., Максименко В. Л. Оптимальное строительное проектирование. Москва, 1990. 303 с.
83. Егупов К. В., Немчинов Ю. И. Комплексная оценка уязвимости железобетонных зданий при сейсмических воздействиях. Будівельні конструкції. 2011. Вип. 74(1). С. 89–99.
84. Естафьев В. И. Опыт внедрения большепролетных трехслойных монолитных перекрытий. Будівельні конструкції: 2003. Вип. 59. С. 241–247.
85. 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.
86. Євстаф'єв В. І. Полегшені багатошарові перекриття для архітектурно-будівельних систем з широким кроком несучих конструкцій: автореф. дис. … канд. техн. наук. Київ, 2004. 18 с.
87. Жемочкин Б. Н., Синицын А. П. Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании. 2 изд., перераб. и доп. Москва, 1962. 240 с.
88. 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.
89. Зайцев Л.Н., Иванов В.В., Зайцева В.Л. Сборно-монолитное перекрытие с широкополочными ригелями. Бетон и железобетон. 2009. № 2. С. 2–4.
90. Залесов А. С., Иванов А. Разработка предложений по статическому расчету плоских железобетонных элементов с учетом физической нелинейности. Строительная механика и расчет сооружений. 2007. № 5. С. 57–60.
91. Залесов А. С., Чистяков Е. А. Расчет и конструирование монолитных каркасов с плоскими перекрытиями. Бетон и железобетон. 1998. № 6. С. 14–15.
92. Звіт про патентні дослідження по темі «Елементи збірних залізобетонних конструкцій» за договором № 49/90 між Львівським політехнічним інститутом і Київською філією Всесоюзного центру патентних послуг. Київ, 1991. 228 с.

93. Здолбіцька Н. В., Делявський М. В. Моделювання напружено-деформованого стану плит на пружних основах методом конструкційних елементів. Наукові нотатки. 2010. Вип. 27. С. 105-109.
94. Иванов А., Залесов А. С. Расчет прочности плоских плит перекрытий без поперечной арматуры монолитных каркасных зданий на продавливание. Известия вузов. Строительство и архитектура. 2003. С. 200–205.
95. Иванов Ф.М., Степанова В.Ф., Холошин Е.П. Проблемы обеспечения долговечности бетона и железобетона пониженой энергоемкости. Бетон и железобетон. 1988. №9. С. 29-31.
96. Ивахнюк В. А. Разработка тонкостенных пустотных конструкций крупных опускных сооружений. Промышленное и гражданское строительство. 2004. № 2. С. 50–51.
97. Ивахнюк В.А., Кочерженко В.В. Разработка и исследование новых типов фундаментных блоков. Ресурсосберегающие технологии строительных материалов, изделий и конструкций. 1993. С. 43-44
98. Инструкция по расчету и проектированию безбалочных плит с равными квадратными панелями без обвязочных балок на крайних опорах. Мясохладпромстрой, 1946.
99. Інформаційні матеріали системи Cobiax. Martina Schnellenbach-Held, Biaxial hollow slabs, theory and tests / Markus Aldejohann. Betonwerk Fertigteil-Technik. 10/2005. 50–59.
100. Кабир Акрамул. Исследование напряженного состояния и оптимизация параметров бетонных блоков со сложной геометрией. Автореф. на соиск. уч. ст. канд. техн. наук. Полтава, 1975. 18 с.
101. Каландадзе В. Ш. Снижения расхода материалов при производстве железобетонных изделий. Москва, 1994. 176 с.
102. Карпюк В.М. Розрахункові моделі прогінних залізобетонних конструкцій при складному напружено-деформованому стані приопорних ділянок: автореф. дис. … д-ра техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди». Одеса, 2012. 40 с.

103. Карпюк В.М., Костюк А.І., Сьоміна Ю.А., Даниленко Д.С. Використання деформаційно-силової моделі при розрахунку нормальних перерізів бетонних та залізобетонних елементів за першою групою граничних станів. *Вісник ОДАБА.* 2017. Вип. №66. С. 28-34.

104. Карпюк В.М. Костюк А.І., Сьоміна Ю.А. Нелінійна деформаційно-силова модель прогінних залізобетонних конструкцій у загальному випадку напруженого стану. *Вісник BIEM.* 2017. №18. С. 136-150.

105. Кваша В. Г. Ефективні системи розширення і підсилення залізобетонних балкових прольотних будов автодорожніх мостів: автореф. дис. … д-ра техн. наук. Київ, 2002. 35 с.

106. Кваша В. Г. Розширення прольотних будов автодорожніх мостів монолітною залізобетонною накладною плитою. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. 1999. Вип. 3. С. 140–145.

107. Кваша В. Г., Мельник І. В., Осадчук В. А., Шалімов Ю. О., Білобородченко В. І., Климпуш М. Д. Дослідження міцності пакету зварної багаторядової арматури залізобетонних балок та ТП вип. 56 і 56д при циклічних навантаженнях. Автомобільні дороги і транспортне будівництво. 2002. Вип. 64. С. 89–91.

108. Кваша В. Г., Яременко А. Ф., Филин О. В. Расчет перекрестноребристых несущих систем автодорожных мостов. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. 2004. Вип. 10. С. 90–103.

109. Кваша В., Іваник І., Попович Б. Методика просторового розрахунку існуючих прольотних будов залізобетонних мостів. Актуальні проблеми будівництва та інженерії довкілля: збірник матеріалів конференції. 2001. С. 217–222.

110. Клованич С. Ф., Шеховцов В. И. Продавливание железобетонных плит. Натурный и численный эксперименты. Одесса, 2011. 119 с.

111. Кодыш Э. Н., Трекин Н. Н., Никитин И. К. Проектирование многоэтажных зданий э железобетонным каркасом: монография. Москва, 2009. 352 с.

112. Козачевский А. І., Снісаренко Є. А. Особливості проектування безригельних перекриттів. ЗНДІЕП, ПНПЖтТБ. Київ, 2008.

113. Коляков М.І., Санников І.В., Трофимович Н.В., Савинський М.О., Савицький М.В. Архітектурно-конструктивно-технологічна система з дрібноштучних блоків для малоповерхового будівництва. АКТС Строймашина. Будівництво України. 1996. С. 7-12

114. Конструкция плиты перекрытия. URL: http://slopor.ua/komfort/ .../slab_konstr.html

115. Кормер Б.Г., Сидорина Г.С., Лапшина А.З. Совершенствование номенклатуры колонн одноэтажных зданий. Бетон и железобетон. 1990. №10. С. 12-13.

116. Котляр Н. И., Помазан М. Д. Снижение прогибов сборно-монолитных перекрытий. Науковий вісник будівництва. 2010. Вип. 56. С. 169–173.

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

118. Кривошеєв П. І. Залізобетонні конструкції каркасних виробничих будівель. Київ, 2005. 338 с.

119. 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.

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

121. Кудрявцев А. В. Устройства монолитных перекрытий с неизвлекаемыми пустотообразователями для уменьшения материалоемкости конструкции. URL: http://www.lib.tpu.ru/fulltext/c/2014/C19/V1/043.pdf.

122. Леве. Безбалочные перекрытия. Макиз, 1927

123. Лехницкий С. Г. Анизотропние пластинки. 2-е изд. Москва, 1957. 463 с.

124. Лоскутов И. С., Глотов Д. А. Железобетонные плоские пустотные плиты перекрытия. URL: http://katriel.ru

125. Лоскутов И. С., Глотов Д. А., Плотников А. В. Технологические особенности возведения пустотных перекрытий. URL: http://xn--90ajn.xn--p1ai/concrete/technology_gbk/tech_air_void/tech_air_void.php

126. 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.

127. Макаров Н.А. Железобетон и экология. Бетон и железобетон. 3. 1993. С.30-31.

128. Малинина Л. А., Фоломеев А. А. Энергоемкость тяжелого бетона для сборных и монолитных конструкций. Обзор. Москва, 1985. 49 с.

129. Малюгин В.И. Эффективность сборного железобетона в строительстве. М., 1958.

130. Маркус Г. Теория упругой сетки и ее применение к расчету плит и безбалочных перекрытий. Киев, 1936.

131. Матвеев В. Г., Кришын А. Л., Варламов А. А. Стержневые элементы пустотного сечения. Бетон и железобетон. 1993. Вип. 1. С. 2–4.

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

133. Мельник И. В. Сорохтей В. М. Приставський Т. В. Экспериментально-теоретические исследования продавливания верхней полки монолитной железобетонной плиты с пустото-образующими вкладышами. Вестник Белорусско-Российского университета. 2016. № 3. С. 169–178.

134. Мельник И. В., Сорохтей В. М., Приставский Т. В., Партута В. П. Моделирование работы фрагментов монолитных пустотелых плитных железобетонных конструкций в программном комплексе «ЛИРА». *Вестник Белорусско-Российского университета.* 2019. №3(64). С. 139-146.

135. Мельник И. В., Сорохтей В. М., Приставський Т. В. Экспериментальные исследования деформативности фрагментов монолитного плоского

железобетонного перекрытия с пенополистирольными вкладишами. Вестник Белорусско-Российского университета. 2015. № 4. С. 103–112.

136. 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.

137. Мельник І. В. Залізобетонні монолітні плоскі перекриття з трубчастими вставками. Вісник Львівського національного аграрного університету. Архітектура і сільськогосподарське будівництво. 2006. С. 133–140.

138. 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.

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

140. 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.

141. Мельник І. В. Оптимізація залізобетонних конструкцій з допомогою ефективних вставок. Збірник наукових статей: Проблеми теорії і практики будівництва. 1997. Том IV. С. 89–90.

142. Мельник І. В. Оптимізація залізобетонних прогонових будов мостів. Вісник Львівського національного аграрного університету. Архітектура і сільськогосподарське будівництво. 2014. № 15. С. 130–136.

143. Мельник І. В. Плоскі залізобетонні монолітні перекриття з ефективними вставками. Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва. 2000. № 409. С. 141–145.

144. Мельник І. В. Проектування і використання на практиці залізобетонних монолітних плоских перекриттів з полегшуючими вставками. Вісник Львівського територіального відділення академії будівництва України. 2018. № 6/18. С. 47–53.

145. Мельник І. В. Пропозиції щодо улаштування монолітної плоскої порожнистої плити при реконструкції перекриттів. Вісник Львівського державного аграрного університету. Архітектура і сільськогосподарське будівництво. 2000. № 1. С. 166–169.

146. 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.

147. Мельник І. В., Демчина Б. Г., Сорохтей В. М., Приставський Т. В., Петейчук М. В. Випробування на вогнестійкість фрагментів монолітного залізобетонного перекриття з пінополістирольними вставками. Будівельні конструкції. Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону. 2013. Вип. 78, книга 1. С. 362–370.

148. Мельник І. В., Сорохтей В. М. Використання ефективних вставок в монолітних і збірно-монолітних перекриттях при реконструкції будівлі оздоровчого відділення санаторію. Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва. 2010. № 664. С. 114–119.

149. Мельник І. В., Сорохтей В. М. Експериментальні дослідження і використання на практиці плоских монолітних залізобетонних перекриттів з ефективними вставками. Вісник Донбаської національної академії будівництва та архітектури. 2011. Вип. 2011-4 (90). С. 121–129.

150. 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.

151. 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.

152. 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.

153. Мельник І. В., Сорохтей В. М. Конструювання плоских монолітних залізобетонних перекриттів з використанням ефективних вставок різних форм. Вісник Нац. ун-ту «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва. 2009. № 655. С. 190–199.

154. Мельник І. В., Сорохтей В. М., Кузик О. О. Монолітні плоскі залізобетонні перекриття з пінополістирольними вставками. Вісник Академії будівництва України Львівського територіального відділення. 2010. Вип. 5’10. С. 146–153.

155. Мельник І. В., Сорохтей В. М., Лундяк В. С., Крет В. О. Залізобетонне монолітне перекриття з порожниноутворюючими вставками і металевим профнастилом. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. 2011. Вип. 22. С. 427–432.

156. 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.

157. 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.

158. Мельник І. В., Сорохтей В. М., Приставський Т. В. Дослідження на продавлювання верхньої полиці фрагментів монолітної залізобетонної плити з

прямокутними порожнинами. Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій. 2014. Вип. 10. С. 488–495.

159. Мельник І. В., Сорохтей В. М., Приставський Т. В. Плоскі монолітні залізобетонні перекриття з ефективними вставками південно-західної частини стадіону по вул. Стрийська–кільцева у м. Львові. Вісник Нац. ун-ту «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва. 2010. № 697. С. 167–174.

160. 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.

161. Мельник І. В., Сорохтей В. М., Приставський Т. В., Грушка Р. І. Монолітні плоскі залізобетонні фундаментні плити з ефективними вставками. Вісник Нац. ун-ту «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва. 2017. № 877. С. 144–150.

162. Мельник І. В., Сорохтей В. М., Приставський Т. В., Грушка Р. І., Барщик П. С. Експериментальні дослідження деформативності фрагментів монолітного перекриття з трубчастими вставками і суцільного перекриття. Вісник Нац. ун-ту «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва. 2015. № 823 [56]. С. 236–243.

163. Мельник І. В., Сорохтей В. М., Приставський Т. В., Давидовський Н. Б., Крет В. О. Випробування фрагментів монолітного плоского залізобетонного перекриття з однонаправленим розташуванням пінополістирольних вставок. Вісник Нац. ун-ту «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва. 2012. № 742. С. 131–138.

164. Мельник І. В., Сорохтей В. М., Приставський Т. В., Давидовський Н. Б., Крет В. О. Деформативність фрагментів монолітного залізобетонного плоского перекриття з поздовжнім і поперечним розташуванням прямокутних вставок. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. 2012. Вип. 23. С. 312–320.

165. Мельник І. В., Сорохтей В. М., Приставський Т. В., Козак М. І. Експериментальні дослідження верхньої полиці монолітної залізобетонної порожнистої плити на продавлювання. Вісник Львівського національного аграрного університету. Архітектура і сільськогосподарське будівництво. 2014. № 15. С. 88–94.

166. 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.

167. Мельник І. В., Сорохтей В. М., Яремко Б. В. Монолітні залізобетонні перекриття складної конфігурації в плані. Вісник Нац. ун-ту «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва. 2007. № 600. С. 230–235.

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

169. Мельник І. В., Якимечко Я. Б. Дослідження властивостей арболітових вставок для бетонних і залізобетонних конструкцій та їх взаємодії з бетоном. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. 2008. Вип. 18. С. 74–81.

170. 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.

171. Мельник І.В. Експериментальні дослідження міцності ефективних фундаментних бетонних блоків за різних схем завантаження. Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва. 2009. №655. С. 183-190.

172. 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.

173. Мельник І.В. Міцність порожнистих фундаментних бетонних блоків при різних схемах випробувань. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. 2009. Випуск 19. С.198-206.

174. Мельник І.В., Паньків М.І. Бетонні блоки стін підвалів з арболітовими вставками. Вісник Державного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва. 1998. № 360. С. 144-148.

175. Мельник І.В., Паньків М.І. Бетонні порожнисті фундаментні блоки. Проблеми винахідництва та раціоналізаторства в Україні: збірник тез доповідей і повідомлень науково-практичної конференції. 2001. С. 6-8.

176. Мельник І.В., Паньків М.І. Дослідження блоків стін підвалів з арболітовими вставками. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі і споруди. 2000. Вип. 3. С. 211-215.

177. Мельник І.В., Паньків М.І. Експериментальні дослідження бетонних блоків з відкритими порожнинами. Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва. 2002. №441. С.137-142.

178. Мельник І.В., Паньків М.І. Ефективні блоки стін підвалів. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі і споруди. 1999. С. 212-217.

179. Мельник І.В., Паньків М.І. Міцність і деформативність бетонних блоків стін підвалів з відкритими порожнинами при центральному навантаженні. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі і споруди. 2001. Вип. 5. С. 198-202.

180. Мельник І.В., Сорохтей В.М., Мурин А.Я., Приставський Т.В., Давидовський Н.Б., Крет В.О. Дослідження міцності бетонних блоків з відкритими порожнинами. Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій: збірник наукових праць. 2012. Вип. 9. С.367-375.

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

182. Мельник І.В., Сорохтей В.М., Приставський Т.В., Партута В.П. Дослідження порожнистих бетонних блоків. *Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва.* 2019. № 912. С.114-124.

183. Мельник І.В., Якимечко Я.Б. Дослідження властивостей арболітових вставок для бетонних і залізобетонних конструкцій та їх взаємодії з бетоном. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. 2008. Випуск 18. С.74-81.

184. 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.

185. Методические рекомендации по проектированию монолитных перекрытий с пустотами для гражданских зданий. Украинский зональный научно-исследовательский и проектный институт по гражданскому строительству (ОАО КиевЗНИИЭП). 2004. 41 с.

186. Мордич А. И., Вигдорчик Р. И., Белевич Н. В. Новый сборно-монолитный каркас зданий с плоскими перекрытиями, образованными традиционными многопустотными плитами. Современные конструктивно-технологические системы зданий и строительные материалы. 1997. 98 с.

187. Мурашев В. И., Сигалов Э. Е., Байков В. Н. Железобетонные конструкции. Москва, 1962. 659 с.

188. Мурашов Н. М. Облегченные железобетонные конструкции. Москва, 1964. 132 с.

189. Немчинов Ю.И. Сейсмостойкость зданий и сооружений. Киев: НИИСК Минрегионстроя Украины, 2008. 480 с. ISBN 978-966-96911-1-8.

190. Немчинов Ю.И., Хавкин А.К., Марьенков Н.Г., Бабик К.Н., Гончар В.В. К обоснованию методики расчета железобетонных зданий при сейсмических воздействиях на основе неупругих спектров реакции. *Будівельні конструкції. Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону: зб. наук. праць.* Київ, 2011. Вип. 74, книга 1. С. 571-585.

191. Неодноосные напряженно-деформированные состояния бетона. Прочность, структурные изменения и деформации бетона. 1978. С. 196-222

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

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

194. Отчет по НИР «Экспериментальное исследование круглопустотных блок-панелей стен подвалов для жилых и общественных зданий». Львовский политехнический институт. 1989.

195. 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.

196. Павліков А. М., Жарий С. С., Чередніков 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.

197. Передериенко И. Д. Экспериментальное исследование трехслойных шлакожелезобетонных изгибаемых элементов с обычным армированием: дис. … канд. техн. наук. Львов, 1958. 154 с.

198. Підбір складу і дослідження в лабораторних умовах легкого конструктивного матеріалу на основі відпадків промисловості. Технічна інформація з наук.-досл. роботи по темі №5656А. Львівський політехнічний інститут. 1994. 6 с.

199. 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.

200. Предварительно напряженные железобетонные многопустотные панели перекрытий зданий. Обзорная информация. Строительство и архитектура. Серия 8. Вып. 8. Москва, 1984. 87 с.

201. Пристрій для натурних випробувань плит та оболонок: пат. 44125 Україна. № u200901598; заявл. 24.02.09; опубл. 25.09.09, Бюл. № 12.

202. Программный комплекс для расчета и проектирования конструкций ЛИРА 9.0. Руководство пользователя: в 3 т. / НИИАСС. К., 2002 Т. 1: Основные теоретические и расчетные положения. Некоторые рекомендации. 147 с.

203. Протокол № 196/1Ц-2003 випробувань трьохшарової плити перекриття, виготовленої на лабораторній базі по виробництву та випробуванню нових будівельних матеріалів та конструкцій с. Красне, Обухівського району Київської області ТОВ «Нові будівельні матеріали». Науково-дослідний центр досліджень та випробувань на пожежну небезпеку (НДЦ) УкрНДІПБ МНС України. 2005. 18 с.

204. Протокол № 84/06 натурних випробувань плити перекриття експериментального 2-поверхового садибного житлового будинку №12 на житловому масиві «Нова Богданівка» в с. Богданівка, Броварського району Київської області. Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій (НДІБК). 2006. 15 с.

205. Протокол №1/ПР-12 випробувань на вогнестійкість монолітної залізобетонної ділянки з пінополістирольними вставками від 10.04.2012 р. / ТзОВ «Науково-випробувальний центр «Євростандарт», Львівської обл., смт Черляни. 2012. 20 с.

206. Работков Ю.Н. Механика деформируемого твердого тела. М., Наука, 1979. 744 с.

207. Российский В. А., Назаренко Б. П., Словинский Н. А. Примеры проектирования сборных железобетонных мостов. Москва, 1970. 520 с.

208. Рудольф Залигер. Железобетон, его расчет и проектирование: 5-е изд., стер. Москва, 1931. 672 с.

209. Руководство по проектированию фундаментных плит каркасных зданий. Москва, 1976. 128 с.

210. Рычков С. П. MSC. visual nastran для Windows. Москва, 2004. 552 с.

211. Сагадеев Р. А. Современные методы возведения монолитных и сборно-монолитных перекрытий: учеб. пособ. Москва, 2008. 35 с.

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

213. Сарычев В.С., Валеев Р.Х. Эффективность применения монолитного железобетона и бетона в промышленном строительстве. 1973. 184 с.

214. Сахновский К. В. Железобетонные конструкции. 8-е изд., переработанное. Москва, 1959. 839 с.

215. Сборно-монолитные перекрытия Porotherm. URL: https://wienerberger.ru/.

216. Сборно-монолитные перекрытия RECTOLIGHT. URL: https://rector-group.ru/produktsiya/sborno-monolitnye-perekrytiya/sborno-monolitnye-perekrytiya-rectolight/.

217. Сборно-монолитные перекрытия Ytong. URL: https://www.ytong.ru/sborno-monolitnye-perekrytija.php.

218. Сборно-монолитные перекрытия МАРКО. URL: http://kolumb.ru/p-marko/.

219. Семенюк С. Д. Железобетонные пространственные фундаменты жилых и гражданских зданий на неравномерно деформируемом основании. Могилев: Белорусско-Российский университет, 2003. 269 с.

220. Семенюк С. Д. Монолитные и сборно-монолитные фундаменты, как система перекрестных балок, при возведении и эксплуатации зданий и сооружений в сложных грунтовых условиях. Будівельні конструкції. 2013. Вип. 78(1). С. 434–443.

221. Семченков А. С. Пространственно-деформирующиеся железобетонные диски перекрытий многоэтажных зданий. Экспериментальные исследования, практические методы расчета и проектирование: дис. … д-ра техн. наук. Москва, 1991. 703 с.

222. Серия ИЖ 670. Сборно-монолитные перекрытия. Опытные изделия. Москва, 2002.

223. Серых Р.Л., Мамедов Т.И., Волков Ю.С. Железобетон и защита окружающей среды. Бетон и железобетон. 1993. №8. С. 2-6.

224. Симвулиди И.А. Расчет инженерных конструкций на упругом основании. 3-е изд., испр. и доп. Москва, 1973. 431 с.

225. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. Москва, 1989. 80 с.

226. СП 52-101-03. Свод правил. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. Москва, 2003. 125 с.

227. СП 52-103-2007. Железобетонные монолитные конструкции зданий. Москва, 2007. 18 с.

228. Справочник по производству сборных железобетонных изделий / под ред. Михайлова К.В., Фоломеева А.А.. М., 1982. 438 с.

229. Стебловський І. А. Конструктивно-монотропне залізобетонне перекриття з раціональними параметрами: автореф. дис. техн. ... наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди». Харків, 2015. 23 с.

230. Стороженко Л. І., Нижник О. В. Дослідження та проектування сталезалізобетонних безбалкових і часторебристих перекриттів. Полтава, 2011. 300с.

231. Страхова Н. Є., Голубєв В. О., Ковальов П. М., Тодіріка В. В. Експлуатація і реконструкція мостів / за ред. А. І. Лантуха-Лященка. Київ, 2002. 408 с.

232. Стронгин Н. С., Русишвили А. Ш. Легкобетонные плиты перекрытия с заполненными пустотами. Бетон и железобетон. 1989. № 10. С. 6–9.

233. 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.

234. Тимошенко С. П. Курс теории упругости. Київ, 1972. 508 с.

235. Тимошенко С. П., Войтовский-Кригер С. Пластины и оболочки. Москва, 1966. 625 с.

236. Тонкачеев Г. Н., Таран В. В. Технологичность конструкций монолитных плит перекрытий гражданских зданий. Містобудування та територіальне планування. 2008. Вип. 29. С. 381–394.

237. Фомин С. Л. Методика расчета огнестойкости монолитных зданий с безригельными каркасами. Будівельні конструкції. 2011. Вип. 74(1). С. 228–239.

238. Цветков К.А., Митрохина А.О. (2013) Особенности влияния динамического нагружения на поведение бетона на различных этапах его деформирования при одноосном и двухосном сжатии. Вестник МГСУ. № 8 (7). С. 77-85. https://doi.org/10.22227/1997-0935.2013.7.77-85

239. ЦНИПС, Инструкция по расчету и проектированию безбалочных перекрытий (проект). Госстройиздат, 1933.

240. Черкасов Н.А. Архитектура. К., Будівельник, 1968. 500 с.

241. Чече А.А., Корзун С.И., Кулик И.И. Метод экспериментального исследования сопротивления бетона при сложном напряженном состоянии. Экспериментальные исследования инженерных сооружений и конструкций. 1974. С. 103-107

242. Шагин А. Л., Шмуклер И. В. Оптимальное проектирование железобетонных перекрытий из плит балочного типа со сложными условиями опирання. Повышение эффективности строительства: 48-я науч.-техн. конф. ХИСИ. Харьков, 1993. С. 44.

243. 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.

244. Шаповалов А. Н., Мироненко Н. Ю. Использование полимерных вкладышей в изгибаемых железобетонных элементах. Науково-практичні проблеми

сучасного залізобетону: збірник тез першої науково-технічної конференції. 1996. С. 197–199.

245. Швецов Г. И., Носков И. В., Слободян А. Д., Госькова Г. С. Основания и фундаменты: Справочник; под. ред. Г. И. Швецова. Москва, 1991. 383 с.

246. Шеховцов В. І. Міцність залізобетонних плит при продавлюванні штампами різної геометрії: автореф. дис. … канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди». Одеса, 2010. 21 с.

247. Шихненко И.В. Краткий справочник инженера-технолога по производству железобетона. К., 1989. 296 с.

248. Шмуклер В. С. Каркасно-панельное здание «РАМПА». Патент Украины № 4638, патент России № 2000398.

249. 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.

250. Шмуклер В. С., Климов Ю. А., Бурак Н. П. Каркасные системы облегченного типа. Харьков: Золотые страницы, 2008. 336 с.

251. Шмуклер В. С., Помазан М. Д. Оценка надёжности железобетонных монолитных облегчённых перекрытий. Комунальне господарство міст. 2012. № 105. С. 17–22.

252. Шмуклер В. С., Шмуклер И. В. Каркасное здание «ИКАР». Патент Украины № 10955, патент России №2052592.

253. Шмуклер В.С., Молодченко Г.А., Бурак Н.П., Лугченко Е.И. Бетонные блоки с рациональными параметрами. Науковий вісник будівництва. 2007. №42.

254. Шмуклер И. В. Сборные железобетонные диски перекрытий с рациональными поперечными связами: дисс. … канд. техн. наук. Полтава, 1995.

255. Штаерман М. Я., Ивянский А. М. Безбалочные перекрытия. Москва, 1953. 335 с.

256. Щепотьев А. С. Расчет безбалочных перекрытий по методу разрушающих нагрузок. Труды ЦНИПС. Вып. 4–5, 1943.

257. Эффективные конструкции нулевых циклов зданий повышенной этажности. Бетон и железобетон. 1975. №8. С.38-40.

258. 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.

259. Югов А. М., Таран В. В., Тонкачеев Г. Н., Сопельник В. И. Опыт надстройки при реконструкции здания за счет уменьшения веса монолитной плиты перекрытия. Науковий вісник будівництва. 2009. Вип. 52. С. 59–64.

260. Яловенко В. И., Санников И. В. Цилиндрические пустообразоватили для применения в монолитных железобетонных плитах перекрытий. Будівельні конструкції. 2005.

261. Яременко О. Ф., Кваша В. Г., Яременко Н. О., Твардовський І. О., Яременко О. О., Чучмай О. М. Приклади розрахунку та проектування балкових прогонових будов залізобетонних мостів: навч. посібник. Одеса, 2011. 314 с.

262. Яшин А.В. Влияние неодноосных (сложных) напряженных состояний на прочность и деформации бетона, включая область близкую к разрушению. *Прочность, жесткость и трещиностойкость железобетонных конструкций*. 1979. С. 187-202.

263. Яшин А.В. Макромеханика разрушения бетона при сложных (многоосных) напряженных состояниях. *Прочностные и деформационные характеристики элементов бетонных и железобетонных конструкций*. 1981. С. 3-29.

264. A. Bambura, I. Mel'nyk, V. Bilozir, V. Sorokhtey, T. Prystavskyi, V. Partuta. The stressed-deformed state of slab reinforcedconcrete 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

265. ACI 530-92. ACI Standart Building Code Requirements for Masonry Structures. Part 1. American Concrete Institute, Detroit, Michigan. 1992. 64 p.

266. Atan V., Slate F.O. Structural Lightweight Concrete under Biaxial Compression. *ACI Journal*. 1973. Vol. 70. №3. P.182-186.

267. Bares R. Tables pour le calcul des dalles et des parios. Paris, Dunod. 1969.

268. Bau-Innovation Gesellschaftmobil & Co. KG. ISOPLUS-EXTRA. 1991. 2 p.

269. BeePlate. Honeycomb Floor International URL: http://www.beeplate.com/index.php?id=171&L=1.

270. Beton-Kalendar 1972, II. T. Berlin, W. Ernst & Sohn, 1972.

271. Bittner E. Piatten und Behälter. Wien. Springer, 1965.

272. Building Concrete Floors & Roofs With Quad-Deck. Technical Bulletin. Vol. 1.80. Oct. 2006

273. Cobiax System. URL: http://cobiax.cl

274. DALIFORM group. URL: http://ru.daliform.com/prodotti/categorie.php

275. 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.

276. HanGul Gang, Hyo-Gyoung Kwak (2017) A strain rate dependent orthotropic concrete material model. *International Journal of Impact Engineering*. Vol. 103. P. 211-224. https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2017.01.027

277. Huber M. T. Teoria płyt prostokątnie-róznokierunkowych wraz z technicznymi zastosowaniami do płyt betonowych, krat belkowych itp. Lwów: Wydawnictwo Towarzystwa Naukowego, 1921. 248 s.

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

279. Ivashenko Y., Ferder A. (2019) Experimental studies on the impacts of strain and loading modes on the formation of concrete “stress-strain” relations. *Construction and Building Materials.* Vol. 209. P. 234-239. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.03.008

280. Jerzy Nechay. Beton w budownictwie mieszkaniowem. Warszawa, 1933. 303 s.

281. 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.

282. Kupfer H., Gerstle K. (1973) Behavior of concrete under biaxial stresses. Journal of the Engineering Mechanics Division. *Proceeding amark. Soc. Civ. Eng*. Vol. 99.

№4. 853-866 p.

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

284. Laurent Charpin, YannLe Pape, Éric Coustabeau, Éric Toppani, Grégory Heinfling, CarolineLe Bellego, Benoît Masson, José Montalvo, Alexis Courtois, Julien Sanahuja, Nanthilde Reviron (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

285. Matthias Quast, Manfred Curbach (2015) Behaviour of concrete under biaxial dynamic loading. *Proceeding of Fifth International Workshop on Perfomance. Protection and Strengthening of Structures under Extreme Loading – PROTECT 2015*, pp.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=e-R5fj6aOH&sig=ACfU3U170x4D0YgUj13CF3tRP3yadvuI4A&hl=ru&sa=X&ved=2ahUKEwi8itTu8NLlAhVrwosKHZ__B7cQ6AEwAnoECAkQAQ#v=onepage&q=M. %20Curbach %2C %20M. %20Quast %2C %20Concrete %20under %20biaxial %20impact %20loading %2C %20in %3A %20S. %20Hiermaier %20(ed.)&f=true

286. Matthias Quast, Manfred Curbach (2017) Concrete under biaxial dynamic compressive loading. *Procedia Engineering*. Vol. 210. P. 24-31. https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.11.044

287. Mel'nyk I.V. (2014) Analysis of the Stiffnesses of Reinforced-Concrete Plane Monolithic Floors with Tubular Inserts. *Materials Science*, 50(4), 564-570. https://doi.org/10.1007/s11003-015-9754-7

288. Mel'nyk I.V. (2016) Stress-Strain State of the Fragments of Armored Monolithic Floors with Tubular Inserts. *Materials Science,* 52(2), 269-279.

289. Mel'nyk I.V. (2019) Stiffness of Monolithic Reinforced-Concrete Slab Structures. *Materials Science*, 55(3), 367-373.

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

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

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

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

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

295. Zhiheng Deng, Jun Sheng, Yumei Wang (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

ДОДАТОК А.

Список публікацій здобувача за темою дисертації та відомості про апробацію результатів дисертації

Монографія:

1. Мельник І. В., Сорохтей В. М., Приставський Т. В. Плоскі залізобетонні плитні конструкції з ефективними вставками : монографія. Львів : Вид-во Львів. політехніки. 2018. 272 с.

Статті у наукових періодичних виданнях інших держав та у виданнях України, які включено до міжнародних наукометричних баз:

2. Mel'nik I. V., Sorokhtejj V. M., Konstrujuvannja ih doslihdzhennja monolihtnikh ploskikh zalihzobetonnikh perekrittihv z efektivnimi vstavkami. *Zeszyty naukowe Politechniki Rzeszowskiej. Budownictwo i Inzynieria Srodowiska*. 2009. Z. 55. S. 27–36. (*Розробка програми і методики досліджень. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*

3. Mel'nyk I.V. (2014) Analysis of the Stiffnesses of Reinforced-Concrete Plane Monolithic Floors with Tubular Inserts. *Materials Science*, 50(4), 564-570. https://doi.org/10.1007/s11003-015-9754-7 (Scopus, Web of Science)

4. Мельник И.В., Сорохтей В.М., Приставський Т.В. Экспериментальные исследования деформативности фрагментов монолитного плоского железобетонного перекрытия с пенополистирольными вкладишами. *Вестник Белорусско-Российского университета.* 2015. №4. С.103-112. (*Розробка програми і методики досліджень. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*

5. Mel'nyk I.V. (2016) Stress-Strain State of the Fragments of Armored Monolithic Floors with Tubular Inserts. *Materials Science*, 52(2). P. 269-279. **DOI:** 10.1007/s11003-016-9954-9 (Scopus, Web of Science)

6. Мельник И.В. Сорохтей В.М. Приставський Т.В. Экспериментально-теоретические исследования продавливания верхней полки монолитной железобетонной плиты с пустотообразующими вкладышами. *Вестник Белорусско-Российского университета*. 2016. №3. С. 169-178. (*Розробка програми і методики досліджень. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*

7. Мельник І.В., Сорохтей В.М., Приставський Т.В., Грушка Р.І. Монолітні плоскі залізобетонні фундаментні плити з ефективними вставками. *Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва.*

2017. № 877. С.144-150. (*Розробка програми і методики досліджень. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*

8. Бамбура А. М., Мельник І. В., Білозір В. В., Сорохтей В. М. Розрахунок несучої здатності фрагментів монолітного залізобетонного перекриття з трубчастими вставками за деформаційним методом. *Наука та будівництво*. 2018. Вип. 1 (15). С. 4–11.

9. Мельник І.В., Сорохтей В.М., Приставський Т.В., Партута В.П. Дослідження порожнистих бетонних блоків. *Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва.* 2019. № 912. С.114-124. (*Розробка програми і методики досліджень. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*

10. Мельник И. В., Сорохтей В. М., Приставский Т. В., Партута В. П. Моделирование работы фрагментов монолитных пустотелых плитных железобетонных конструкций в программном комплексе «ЛИРА». *Вестник Белорусско-Российского университета*. 2019. №3(64). С. 139-146. (*Розробка програми і методики експериментально-теоретичних досліджень. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*

11. Mel'nyk I.V. (2019) Stiffness of Monolithic Reinforced-Concrete Slab Structures. *Materials Science*, 55(3). P. 367-373. **DOI:** 10.1007/s11003-019-00311-1 (Scopus, Web of Science)

12. A. Bambura, I. Mel'nyk, V. Bilozir, V. Sorokhtey, T. Prystavskyi, V. Partuta (2020) The stressed-deformed state of slab reinforcedconcrete 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 (Scopus) (*Обгрунтування розрахункових схем і методики розрахунку. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*

Статті у наукових фахових виданнях України:

13. Мельник І.В., Паньків М.І. Бетонні блоки стін підвалів з арболітовими вставками. *Вісник Державного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва.* 1998. № 360. С. 144-148. (*Розробка конструкції арболітових*

вставок і загальної конструкції блоків з вставками. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)

14. Мельник І.В., Паньків М.І. Ефективні блоки стін підвалів. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі і споруди: зб.наук.пр.* Рівне, 1999. Вип. 3. С. 212-217. (*Розробка конструкції бетонних блоків з відкритими порожнинами і вставками. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*

15. Мельник І.В. Пропозиції щодо улаштування монолітної плоскої порожнистої плити при реконструкції перекриттів. *Вісник Львівського державного аграрного університету. Архітектура і сільськогосподарське будівництво.* 2000. №1. С.166-169.

16. Мельник І.В. Плоскі залізобетонні монолітні перекриття з ефективними вставками. *Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва.* 2000. № 409. С. 141-145.

17. Мельник І.В., Паньків М.І. Дослідження блоків стін підвалів з арболітовими вставками. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі і споруди: зб.наук.пр. Рівне, 2000. Вип. 5. С. 211-215. (*Розробка програми і методики натурних випробувань блоків. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*

18. Мельник І.В., Паньків М.І. Міцність і деформативність бетонних блоків стін підвалів з відкритими порожнинами при центральному навантаженні. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі і споруди: зб.наук.пр.* Рівне, 2002. Вип. 6. С. 198-202. (*Аналіз результатів випробувань. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*

19. Мельник І.В., Паньків М.І. Експериментальні дослідження бетонних блоків з відкритими порожнинами. *Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва.* 2002. №441. С.137-142. (*Аналіз результатів досліджень. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*

20. Мельник І.В. Залізобетонні монолітні плоскі перекриття з трубчастими вставками. *Вісник Львівського національного аграрного університету. Архітектура і сільськогосподарське будівництво.* 2006. С. 133-140.

21. 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: зб.наук.пр.* Рівне, 2006. Вип. 14. С. 253-260. (*Розробка принципових конструктивних рішень перекриттів з вставками. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*

22. Мельник І.В., Царинник О.Ю., Сорохтей В.М. Конструювання і дослідження плоских монолітних перекритів з ефективними вставками. *Будівельні конструкції: зб.наук.пр.* Київ, 2007. вип. 67. С.794-801. (*Розробка принципових конструктивних рішень перекриттів з вставками. Розробка програми і методики досліджень. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*

23. Мельник І.В., Сорохтей В.М., Яремко Б.В. Монолітні залізобетонні перекриття складної конфігурації в плані. *Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва*. 2007. №600. С.230-235. (*Розробка конструктивних рішень полегшених плоских перекриттів складної конфігурації в плані. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*

24. 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.

25. Мельник І.В., Якимечко Я.Б. Дослідження властивостей арболітових вставок для бетонних і залізобетонних конструкцій та їх взаємодії з бетоном. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб.наук.пр.* Рівне, 2008. Вип. 18. С.74-81. (*Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*

26. Мельник І.В., Сорохтей В.М. Зменшення власної ваги плоских монолітних залізобетонних перекриттів улаштуванням ефективних вставок. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб.наук.пр.* Рівне, 2009. Вип. 19. С.206-211. (*Розробка принципових конструктивних рішень перекриттів з вставками. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*

27. Мельник І.В. Міцність порожнистих фундаментних бетонних блоків при різних схемах випробувань. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб.наук.пр.* Рівне, 2009. Вип. 19. С.198-205.

28. Мельник І.В., Сорохтей В.М. Конструювання плоских монолітних залізобетонних перекриттів з використанням ефективних вставок різних форм. *Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва.* 2009. №655. С.190-199. (*Розробка принципових конструктивних рішень перекриттів з вставками. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*

29. Мельник І.В., Сорохтей В.М. Використання ефективних вставок в монолітних і збірно-монолітних перекриттях при реконструкції будівлі оздоровчого відділення санаторію. *Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва.* 2010. №664. С.114-119. (*Розробка конструктивних рішень монолітних і збірно-монолітних перекриттів з пінополістирольними вставками. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*

30. Мельник І.В., Сорохтей В.М., Мурин А.Я. Експериментальні дослідження плоского монолітного залізобетонного перекриття розмірами в плані 7,6х12,1 м з пінополістирольними вставками. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб.наук.пр.* Рівне, 2010. Вип. 20. С.258-264. (*Розробка програми і методики натурних випробувань перекриття. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*

31. Мельник І.В. Експериментальні дослідження міцності ефективних фундаментних бетонних блоків за різних схем завантаження. *Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва.* 2009. №655. С. 183-190.

32. 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: зб.наук.пр.* Київ, 2011. Вип. 74, книга 2. С. 97-105. (*Розробка загальних конструктивних вирішень в монолітних ділянках перекриття будівлі довкола стадіону. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*

33. 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. (*Розробка конструкції*

підсилення фундаментів з використанням фундаментної плити з вставками. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)

34. Мельник І.В., Сорохтей В.М., Приставський Т.В., Давидовський Н.Б., Крет В.О. Деформативність фрагментів монолітного залізобетонного плоского перекриття з поздовжнім і поперечним розташуванням прямокутних вставок. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб.наук.пр.* Рівне, 2012. Вип. 23. С.312-320. (*Розробка конструкції дослідних зразків, методики і програми досліджень. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*

35. Мельник І.В., Сорохтей В.М., Приставський Т.В., Давидовський Н.Б., Крет В.О. Випробування фрагментів монолітного плоского залізобетонного перекриття з однонаправленим розташуванням пінополістирольних вставок. *Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва.* 2012. №742. С. 131-138. (*Розробка програми і методики досліджень. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*

36. 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: зб.наук.пр.* Рівне, 2014. Вип. 29. С.259-265. (*Розробка програми і методики досліджень. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*

37. Мельник І.В., Сорохтей В.М., Приставський Т.В., Козак М.І. Експериментальні дослідження верхньої полиці монолітної залізобетонної порожнистої плити на продавлювання. *Вісник Львівського національного аграрного університету. Архітектура і сільськогосподарське будівництво.* 2014. №15. С. 88-94. (*Розробка програми і методики досліджень. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*

38. Мельник І.В., Сорохтей В.М., Приставський Т.В., Грушка Р.І., Барщик П.С. Експериментальні дослідження деформативності фрагментів монолітного перекриття з трубчастими вставками і суцільного перекриття. *Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва.* 2015. №823 [56]. С. 236-243.

(*Розробка програми і методики досліджень. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*

39. 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. (*Розробка принципових конструктивних вирішень прогонових будов з вставками. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*

40. Мельник І.В., Сорохтей В.М., Приставський Т.В., Грушка Р.І. Технологічні особливості улаштування монолітних плоских залізобетонних перекриттів з вставками. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб.наук.пр.* Рівне, 2017. Вип. 34. С.143-150. (*Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*

41. Мельник І. В., Сорохтей В. М., Приставський Т. В., Партута В. Техніко-економічна ефективність монолітних залізобетонних перекриттів з вставками. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. пр.* Рівне, 2018. Вип. 36. С. 142–150. (*Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*

42. 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. (*Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації:

43. Мельник І.В., Паньків М.І. Бетонні порожнисті фундаментні блоки. Збірник тез доповідей і повідомлень науково-практичної конференції «*Проблеми винахідництва та раціоналізаторства в Україні».* Львів, 2001. С. 6-8. (Р*озробка конструкції порожнистих бетонних блоків різного типу. Загальне компонування, редагування і написання тексту тез конференції.)*

44. Мельник І.В., Паньків М.І. Бетонні порожнисті блоки стін підвалів. Збірник матеріалів Всеукраїнської науково-технічної конференції «*Сучасні проблеми бетону та його технологій».* Київ, 2002. Вип. 56. С. 351-357. (Р*озробка конструкції порожнистих бетонних блоків різного типу. Загальне компонування, редагування і написання тексту тез конференції.)*

45. Мельник І.В., Сорохтей В.М. Експериментальні дослідження і використання на практиці плоских монолітних залізобетонних перекриттів з ефективними вставками. *Вісник Донбаської національної академії будівництва та архітектури.* 2011. Вип. 2011-4 (90). С. 121-129. (Р*озробка принципових конструктивних рішень перекриттів з вставками. Розробка програми і методики досліджень. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*

46. Мельник І.В., Сорохтей В.М., Лундяк В.С., Крет В.О. Залізобетонне монолітне перекриття з порожниноутворюючими вставками і металевим профнастилом. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб.наук.пр*. Рівне, 2011. Вип. 22. С.427-432. (З*агальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*

47. Мельник І.В., Демчина Б.Г., Сорохтей В.М., Приставський Т.В., Петейчук М.В. Випробування на вогнестійкість фрагментів монолітного залізобетонного перекриття з пінополістирольними вставками. Збірник наукових праць «*Будівельні конструкції. Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону».* Київ, 2013. Вип. 78, книга 1. С. 362-370. (З*агальне компонування, редагування і написання тексту тез конференції.)*

48. Мельник І.В. Визначення жорсткостей монолітних плоских залізобетонних перекриттів з трубчастими вставками квадратної форми. Збірник наук. пр. 5-ої міжнар. конф. «*Механіка руйнування матеріалів і міцність конструкцій».* 2014. С. 491-498.

Патенти:

49. Мельник І.В. Спосіб виготовлення пустотілих бетонних і залізобетонних виробів: патент на винахід №31506 А Україна. №98094908; заявл. 18.09.1998; опубл. 15.12.2000, Бюл. №7-II.

50. Мельник І.В. Бетонний порожнистий блок: патент на винахід №34358 А. Україна. №99063669; заявл. 30.06.1999; опубл. 15.02.2001, Бюл. №1-II.

51. Білозір В.В., Мацик О.Я., Мельник І.В. Сталефібробетонна балка коробчастого перерізу: патент на корисну модель №111523 Україна. №u201605553; заявл. 23.05.2016; опубл. 10.11.2016, Бюл. №21. *(Участь в розробці загальної конструкції балки.)*

У виданнях, які додатково відображають матеріали дисертації:

52. Мельник І. В. Оптимізація залізобетонних конструкцій з допомогою ефективних вставок. *Проблеми теорії і практики будівництва: зб. наук. ст.* Львів, 1997. Т. 4: Проектування, обстеження і експлуатація будівель і споруд. Основи і фундаменти. С. 89–90.

53. Мельник І. В. Конструктивно-технологічні особливості бетонних і залізобетонних конструкцій з ефективними вставками. *Науково-практичні проблеми сучасного залізобетону: зб. наук. пр.* Київ, 1997. С. 164–171.

54. Мельник І. В., Сорохтей В. М., Мурин А. Я., Приставський Т. В., Давидовський Н. Б., Крет В. О. Дослідження міцності бетонних блоків з відкритими порожнинами. *Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій: зб.наук. пр.* Львів: Каменяр, 2012. Вип. 9. С. 367–375. (*Розробка програми і методики досліджень. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*

55. Мельник І. В., Сорохтей В. М., Приставський Т. В. Дослідження на продавлювання верхньої полиці фрагментів монолітної залізобетонної плити з прямокутними порожнинами. *Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій : зб. наук. пр.* Львів: Каменяр, 2014. Вип. 10. С. 488–495. (*Розробка програми і методики досліджень. Загальне компонування, редагування і написання тексту статті.)*

Відомості про апробацію результатів дисертації

Основні положення і результати доповідалися і обговорювалися на таких науково-технічних конференціях і наукових семінарах: Науково-практична конференція «Проблеми винахідництва та раціоналізаторства в Україні», Львів, 2001 р.; Всеукраїнська науково-технічна конференція «Сучасні проблеми бетону та його технологій», Київ, 2002 р.; XII International Scientific Conference “Rzeszow – Lviv – Kosice” “Current Issue of Civil And Environmental Engineering”, Rzeszow, 17-19 september 2009; сьома Міжнародна науково-технічна конференція «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди», Рівне, 27-29 вересня 2011 р.; Міжнародна науково-технічна конференція «Будівельні конструкції будівель і споруд: проектування, зведення, реконструкція, обслуговування», Макіївка, 6-8 вересня 2011 р.; п’ята Міжнародна конференція «Механіка руйнування матеріалів і міцність

конструкцій», Львів, 24-27 червня 2014 р.; Міжнародна науково-практична конференція «Сучасні проблеми в будівництві», Полтава, 12-15 листопада 2013 р.; Всеукраїнський міжвузівський науковий семінар «Залізобетон минулого, сучасності і майбутнього», Львів, 14-15 травня 2015 р.; 3 міжнародна науково-технічна конференція «Ефективні технології і конструкції в будівництві та архітектурі села», 26-27 травня 2020 р., Львів-Дубляни.

У повному обсязі дисертаційна робота доповідалася на Міжнародній науково-технічній конференції «Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону» (Полтава, 18-20 жовтня 2017 р.), на дев'ятій Міжнародній науково-технічній конференції «Ресурсоекономні матеріали, конструкції будівлі і споруд» (Рівне, 16-18 жовтня 2018 р.) і на розширеному засіданні кафедри автомобільних доріг та мостів Національного університету «Львівська політехніка» (22 вересня 2020 р.).

ДОДАТОК Б.

Б.1. Приклад розрахунку монолітного залізобетонного перекриття з двонапрямленими порожнинами

Б.2. Ізополя прогинів натурного перекриття в однонапрямленими порожнинами

Б.1. Приклад розрахунку монолітного залізобетонного перекриття з двонапрямленими порожнинами.

Для прикладу взято перекриття з пінополістирольними вставками, фрагмент якого подано на рис. Б.1. Загальні розміри фрагмента перекриття (відстані між осями колон в напрямках x і y) – 6,86 м x 6,06 м.

Вставки мають розміри в плані 0,5x1 м, створюючи ребра в обидвох напрямках товщиною 10 см. За товщини вставок 10 см і загальної висоти плити перекриття 20 см товщина верхньої і нижньої полиць прийнята однаковою – по 5 см (див. рис. Б.1).

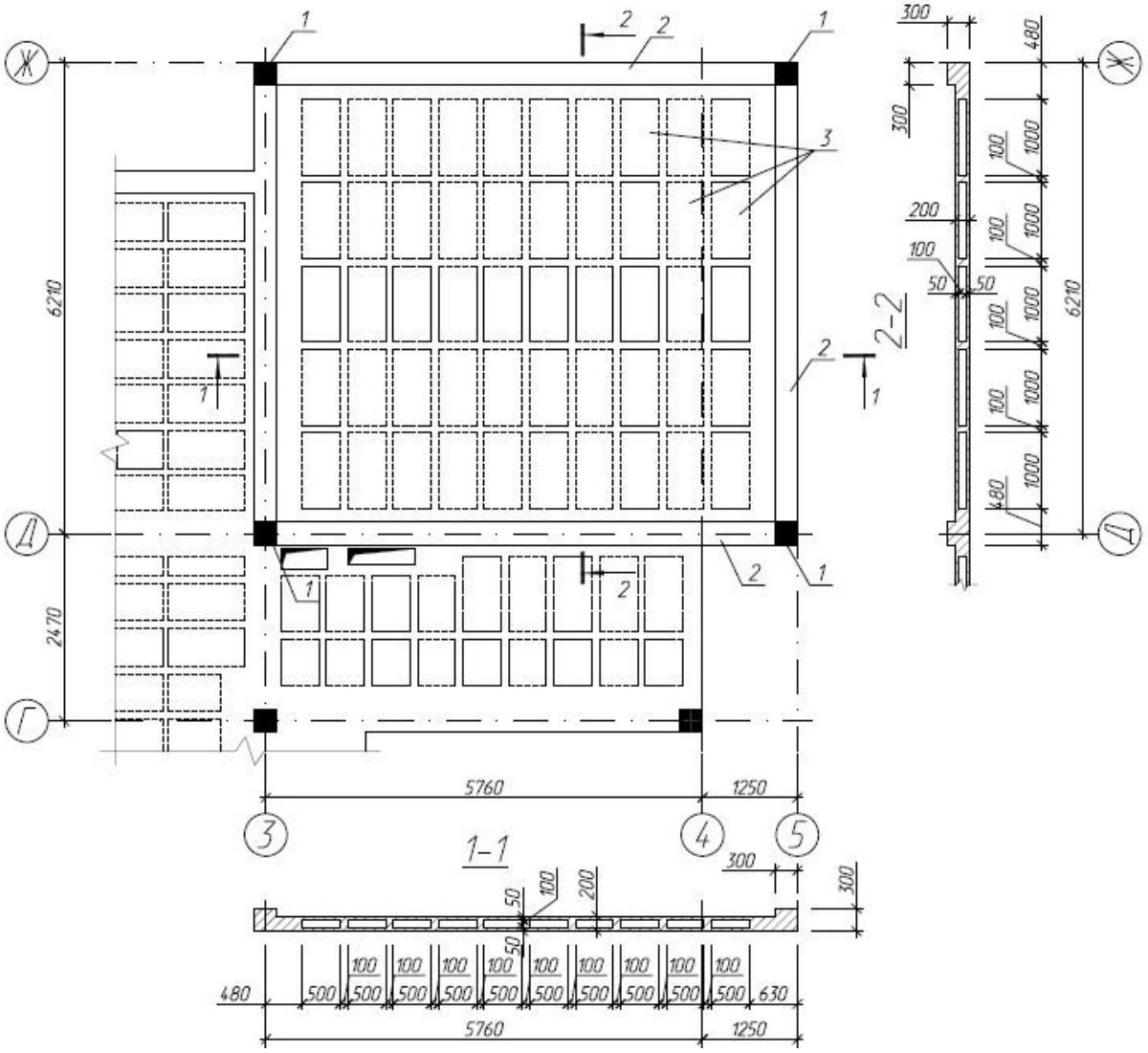


Рис. Б.1. Фрагмент монолітного залізобетонного перекриття з призматичними вставками: 1 – колони; 2 – контурні балки; 3 - вставки

Згідно з вимогами нормативних документів [69], робочу ширину полиць для всіх граничних станів визначають за формулою:

$$b_{eff} = 2b_{eff,1} + b_w, \qquad \text{(Б.1)}$$

де $b_{eff,1}$ – розрахункова ширина полиці, яка визначена з умови:

$$\left.\begin{aligned} &b_{eff,1} = 0{,}2b_1 + 0{,}1l_0 \le 0{,}2l_0 \le b_1; \\ &b_{eff,1} < b_1\ . \end{aligned}\right\} \text{(Б. 2)}$$

В залежностях (11) і (12): b_w – ширина ребра, b_1 – розрахункова ширина звису (консолі), l_0 – розрахункова довжина.

За умов защемлення в контурних балках $l_0 = 0{,}7l$.

З врахуванням цих рекомендацій обчислюємо робочу ширину полиць бітаврового перерізу в напрямках X і Y.

Визначення робочої ширини полиці в напрямку X

Розрахункова відстань (рис. Б.2)

$l_0^x = 0{,}7l^x = 0{,}7 \cdot 6{,}86 = 4{,}8$ м.

$b_1^x = \frac{0{,}5}{2} = 0{,}25$ м ;

$b_{eff,1}^x = 0{,}2b_1^x + 0{,}1l_0^x = 0{,}2 \cdot 0{,}25 + 0{,}1 \cdot 4{,}8 = 0{,}53$ м $> b_1^x = 0{,}25$ м ;

$b_{eff,1}^x = 0{,}53$ м $< 0{,}2l_0^x = 0{,}2 \cdot 4{,}8 = 0{,}96$ м ;

Приймаємо $b_{eff,1}^x = 0{,}25$ м.

Відповідно $b_{eff}^x = 2b_{eff,1}^x + b_w^x = 2 \cdot 0{,}25 + 0{,}1 = 0{,}6$ м.

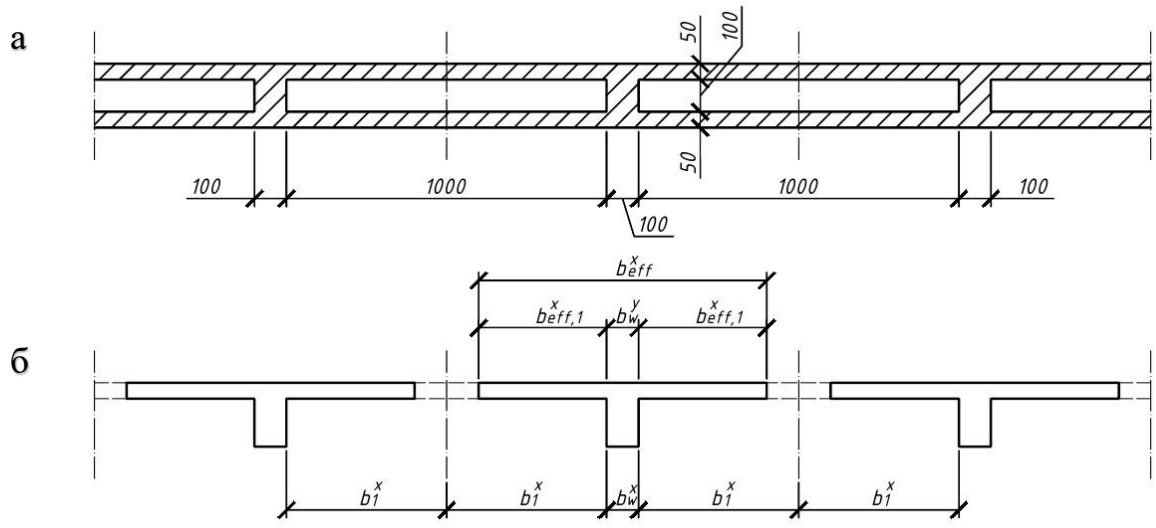


Рис. Б.2. До визначення робочої ширини полиці в напрямку X: дійсний (а) і розрахунковий (б) перерізи.

Визначення робочої ширини полиці в напрямку Y

$l_0^y = 0{,}7 \cdot 6{,}06 = 4{,}24$ м (рис. Б.3)

$b_1^y = \frac{1}{2} = 0{,}5$ м;

$b_{eff,1}^y = 0{,}2b_1^y + 0{,}1l_0^y = 0{,}2 \cdot 0{,}5 + 0{,}1 \cdot 4{,}24 = 0{,}524$ м $> b_1^y = 0{,}5$ м ;

$b_{eff,1}^y = 0{,}524$ м $< 0{,}2l_0^y = 0{,}2 \cdot 4{,}24 = 0{,}85$ м .

Приймаємо $b_{eff,1}^y = 0{,}5$ м.

Відповідно $b_{eff}^y = 2b_{eff,1}^y + b_w^y = 2 \cdot 0{,}5 + 0{,}1 = 1{,}1$ м.

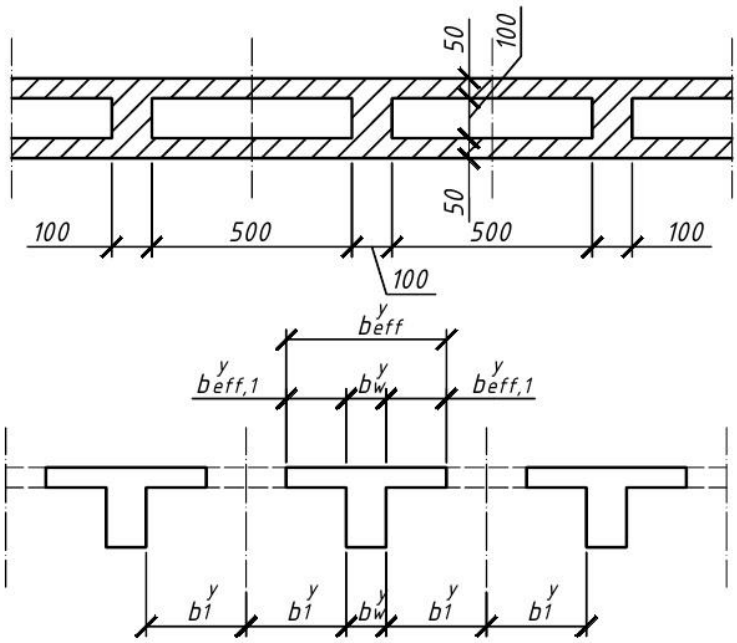
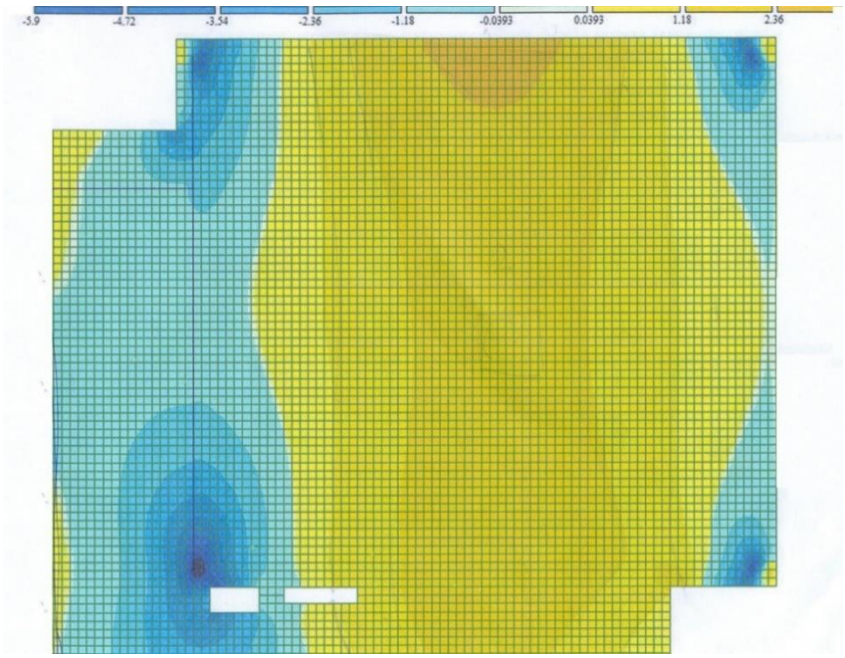


Рис. Б.3. До визначення робочої ширини полиці в напрямку Y

Окрім геометричних параметрів, вихідними даними для розрахунків нормальних бітаврових перерізів є значення згинальних моментів в обидвох напрямках (Мх, Му). В даному випадку значення Мх, Му прийняті за результатами загального статистичного розрахунку перекриття в програмному комплексі ЛІРА Сапр13 з використанням елементів оболонки і лінійних елементів (рис. Б.4).

а



б

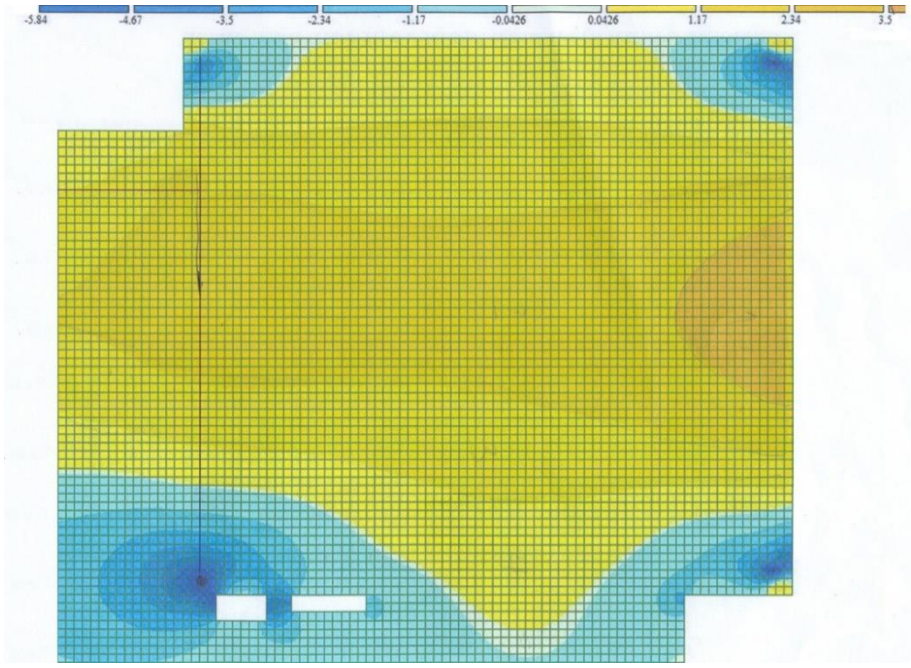


Рис. Б.4. Ізополя зміни моментів: а – в напрямку X; б – в напрямку Y

Визначення необхідної кількості поздовжньої робочої арматури

Для цього використовуємо рекомендації [20] за умови, що нейтральна вісь не виходить за межі стиснутої полиці двотаврового перерізу.

Необхідну кількість арматури згідно з рекомендаціями [20] можна обчислити з рівняння (Б.7), попередньо визначивши величину дискримінанта D квадратного рівняння (Б.4) для його розв’язання і отримання висоти стиснутої зони з врахуванням коефіцієнта $\lambda = 0{,}8$.

$$b\lambda f_{cd} x_1 - A_s f_{yd} = 0, \qquad \text{(Б.3)}$$

$$-\lambda x_1^2 + 2Ad_0x_1 - 2\frac{M_{Ed}}{b\lambda f_{cd}} = 0; \quad (Б.4)$$

$$D = 4d_0^2 - \frac{8M_{Ed}}{b \cdot f_{cd}}; \quad (Б.5)$$

$$x_1 = \frac{-2d_0 \pm \sqrt{D}}{-2\lambda} \quad (Б.6)$$

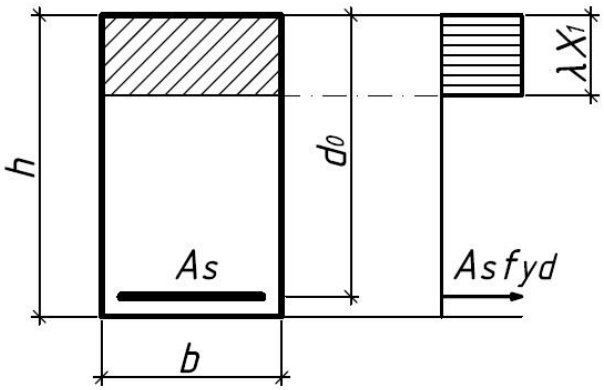


Рис. Б.5. Наружено-деформований стан перерізу з використанням прямокутної епюри стиснутої зони

Другий корінь рішення квадратного рівняння не є дійсним, оскільки його значення перевищує висоту перерізу, що не відповідає другій формі рівноваги.

Використовуючи рівняння (Б.3) для визначення раціонального армування при згині, отримаємо:

$$A_s = \frac{x_1 b\lambda f_{cd}}{f_{yd}} \quad (Б.7)$$

а) В напрямку X: $M^x = 38{,}9$ кН · м; $d_0 = 155$ мм; $b_{eff} = 1100$ мм; $h_{eff} = 50$ мм.

$$D = 4d_0^2 - \frac{8M^x}{b \cdot f_{cd}} = 4 \cdot 0{,}155^2 - \frac{8 \cdot 0{,}0389}{1{,}1 \cdot 14{,}5} = 0{,}096 - 0{,}0195 = 0{,}076;$$

$$x_1 = \frac{-2d_0 \pm \sqrt{D}}{-2\lambda} = \frac{-2 \cdot 155 \pm \sqrt{0{,}076}}{-2 \cdot 0{,}8} = \frac{-0{,}31 \pm 0{,}276}{-1{,}6} = 0{,}021 \text{ м} = 2{,}1 \text{ см};$$

$x_1 = 2{,}1$ см $< h_{eff} = 5{,}0$ см – умова виконується, тому фактичний двотавровий переріз умовно розглядаємо як прямокутний з шириною полиці $b = b_{eff}$.

$$A_{s1}^x = \frac{x_1 b\lambda f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0{,}021 \cdot 1{,}1 \cdot 0{,}8 \cdot 14{,}5}{364} = 0{,}000745 = 7{,}45 \text{ см}^2$$

Приймаємо 6 стрижнів Ø12 мм $A_s = 6 \cdot 1{,}13 = 6{,}78$ см^2 $\approx A_{s1}^x = 6{,}77$ см^2

Необхідна площа арматури на смугу шириною 1м

$$A_{s1}^x = \frac{7{,}45}{1{,}1} = 6{,}77 \text{ см}^2$$

б) В напрямку Y: $M^y = 2{,}1$ тс · м $= 21$ кН · м; $d_0 = 170$ мм; $b_{eff} = 600$ мм; $h_{eff} = 50$ мм.

$$D = 4d_0^2 - \frac{8M^y}{b \cdot f_{cd}} = 4 \cdot 0{,}17^2 - \frac{8 \cdot 0{,}021}{0{,}6 \cdot 14{,}5} = 0{,}0963$$

$$x_1 = \frac{2d_0 \pm \sqrt{D}}{2\lambda} = \frac{2 \cdot 0{,}17 \pm \sqrt{0{,}0963}}{2 \cdot 0{,}8} = \frac{-0{,}34 \pm 0{,}31}{-2 \cdot 0{,}8} = 0{,}0185 \text{ м} = 1{,}85 \text{ см} < h_{eff}$$

$$= 5{,}0 \text{ см}$$

$$A_{s1}^{y} = \frac{x_1 b \lambda f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0{,}0185 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}6 \cdot 14{,}5}{364} = 0{,}000354 \text{ м}^2 = 3{,}54 \text{ см}^2$$

Приймаємо 5 стрижнів Ø12 мм (крок 200)

$A_s = 5 \cdot 1{,}131 = 5{,}655 \text{ см}^2$, $A_s^1 = 5{,}659 \cdot 0{,}6 = 3{,}393 \approx 3{,}4 \text{ см}^2$

Недоармування $\frac{5{,}65-5{,}9}{5{,}9} \cdot 100 = 4{,}2\% < 5\%$

Отримані значення площі поперечного перерізу арматури є близьким до визначених за ПК ЛІРА (рис. Б.7).

Остаточні вихідні дані для розрахунку бітаврового перерізу подані в табл.4.5.

За цими вихідними даними і з використанням розрахункових залежностей ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [80] були обчислені значення напружень в бетоні в напрямку X і напрямку Y.

а

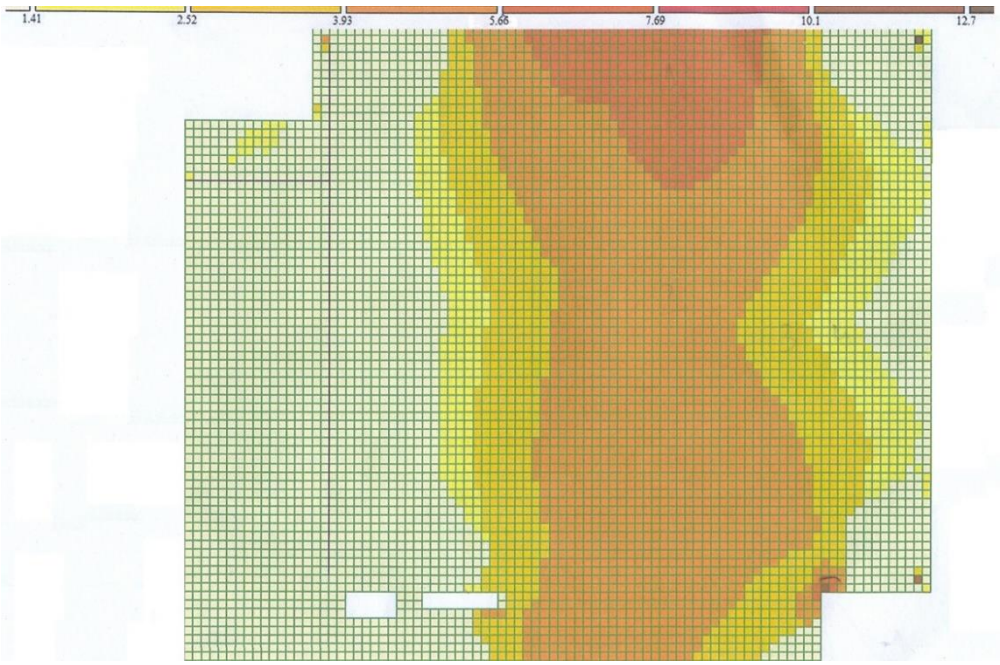


Рис. Б.7. Ізополя кількості нижньої поздовжньої арматури:
а – в напрямку X; б – в напрямку Y (початок)

б

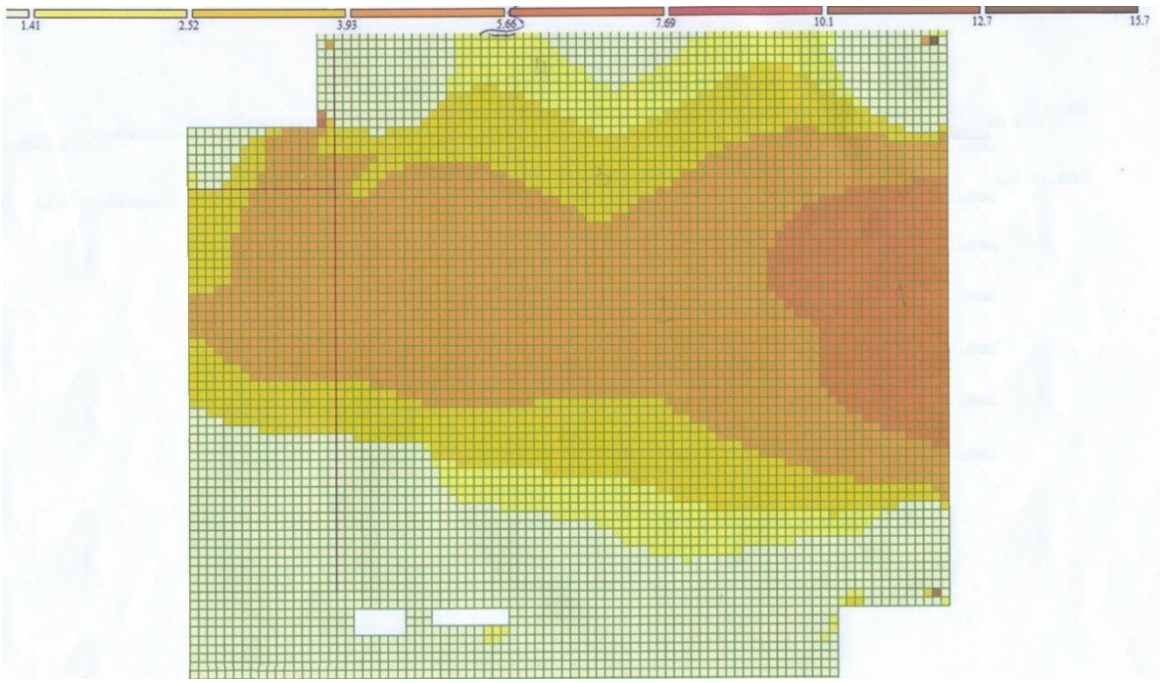
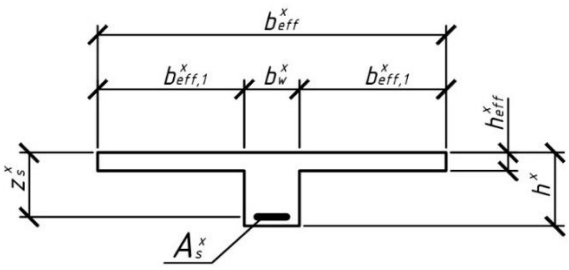
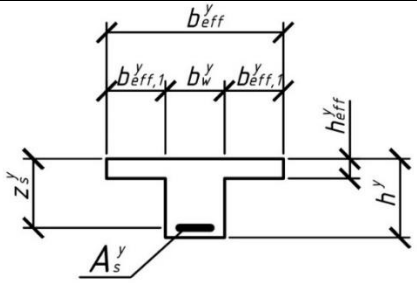


Рис. Б.7. Ізополя кількості нижньої поздовжньої арматури:
а – в напрямку X; б – в напрямку Y (закінчення)

Таблиця. Б.1.

Вихідні дані для розрахунку бітаврового перерізу

В напрямку X	В напрямку Y
 *Розрахунковий переріз в напрямку X*	 *Розрахунковий переріз в напрямку Y*
b_w^x = 100 мм $b_{eff,1}^x$ = 250 мм b_{eff}^x = 1100 мм h^x = 200 мм h_{eff}^x = 50 мм z_s^x = 155 мм A_s^x = 7,45 см^2 Момент M^x = 3,89 тс*м Бетон класу С 20/25 Арматура класу А400С	b_w^y = 100 мм $b_{eff,1}^y$ = 500 мм b_{eff}^y = 600 мм h^y = 200 мм h_{eff}^y = 50 мм z_s^y = 170 мм A_s^y = 3,4 см^2 Момент M^y = 2,1 тс*м Бетон класу С 20/25 Арматура класу А400С

Визначення напружень і розрахункових параметрів бетону бітаврового перерізу

Напруження в бетоні розраховували за деформаційною методикою, аналітичний апарат якої розроблений в НДІБК [14, 15, 17, 18] і поданий у Національному стандарті [80].

Діаграма деформування бетону були прийняті за виразом (3.5) українських норм проектування [69]. У цей вираз підставляли характеристичне значення міцності бетону класу С20/25. Деформації ε_{c1}, які відповідають піковій точці діаграми, прийняті згідно з нормами [69] рівними 0,00171, а граничні деформації ε_{cu1} − 0,00385. Отримана таким чином діаграма (рис. Б.8) для спрощення інтегрування за визначення зусиль у бетоні стиснутої зони була описана поліномом п’ятого ступеня [69]. Коефіцієнти полінома для бетону класу С20/25, прийняті згідно з табл. Д1 ДБН [69], дозволили отримати добру збіжність з виразом (3.14) Єврокоду 2 [85]: відношення напружень бетону, обчислених за Єврокод 2 і з використанням полінома, знаходяться в межах 0,95– 1,01.

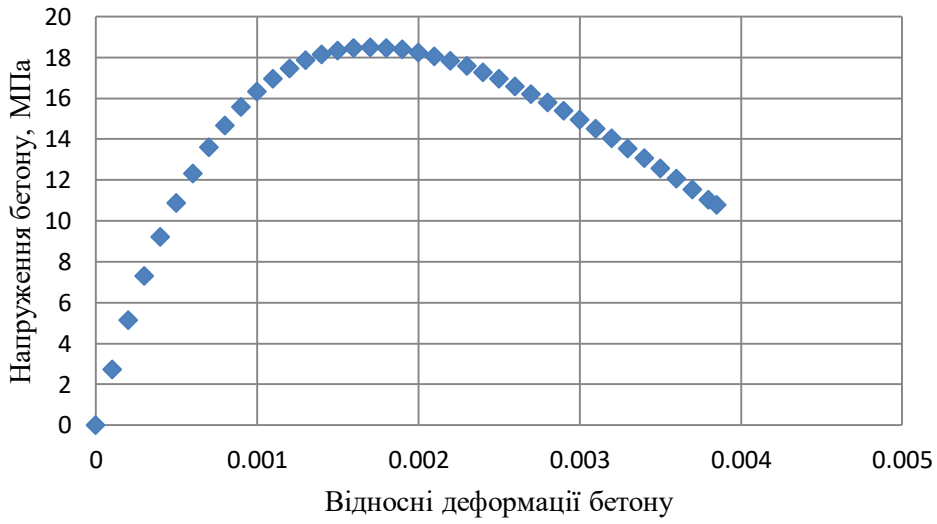


Рис. Б.8. Діаграма деформування бетону класу С20/25

У плиті по осях X і Y на стадії роботи, що передує руйнуванню, нейтральна вісь знаходилася в межах верхньої полиці і реалізується 4-а форма рівноваги (рис. Б.9) [80].

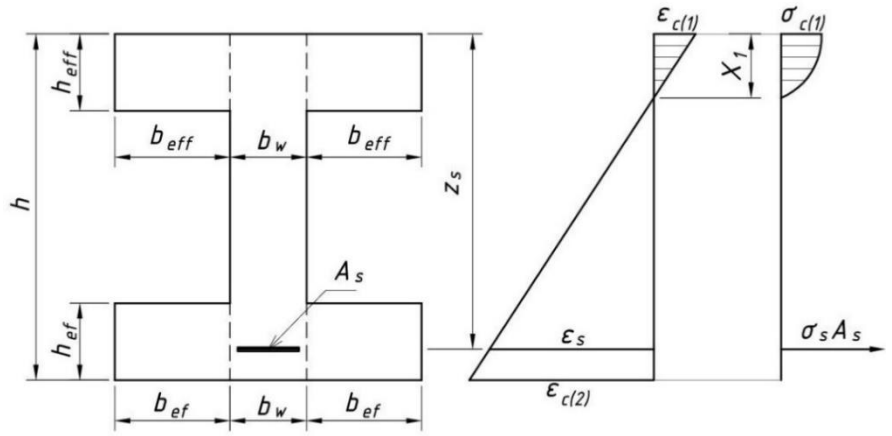


Рис. Б.9. Розрахункова схема двотаврового перерізу

Для цієї форми рівноваги чинними є розрахункові залежності ДСТУ [13] :

$$\frac{\mathrm{f_{cd}}}{\varkappa}\left[(b_w + 2\mathrm{b_{eff\,1}})\sum_{k+1}^{5}\frac{\mathrm{a_k}}{\mathrm{k+1}}\left(\frac{\varepsilon_{\mathrm{c(1)}}}{\varepsilon_{\mathrm{c1}}}\right)^{k+1}\right] + \sum_{i=1}^{n}\mathrm{A_{si}}\sigma_{\mathrm{si}} - \mathrm{N} = 0\,; \qquad (Б.8)$$

$$\frac{\mathrm{f_{cd}}}{\varkappa^2}\left[(b_w + 2\mathrm{b_{eff\,1}})\sum_{k+1}^{5}\frac{\mathrm{a_k}}{\mathrm{k+2}}\left(\frac{\varepsilon_{\mathrm{c(1)}}}{\varepsilon_{\mathrm{c1}}}\right)^{k+2}\right] + \sum_{i=1}^{n}\mathrm{A_{si}}\sigma_{\mathrm{si}}\frac{\varepsilon_{c(1)} - \varkappa Z_{si}}{\varkappa} - \mathrm{M} = 0. \qquad (Б.9)$$

Розрахунок несучої здатності нормальних перерізів виконували з використанням табличного процесора Excel за рівняннями (18) і (19). Результати розрахунку подані в табл. Б.2.

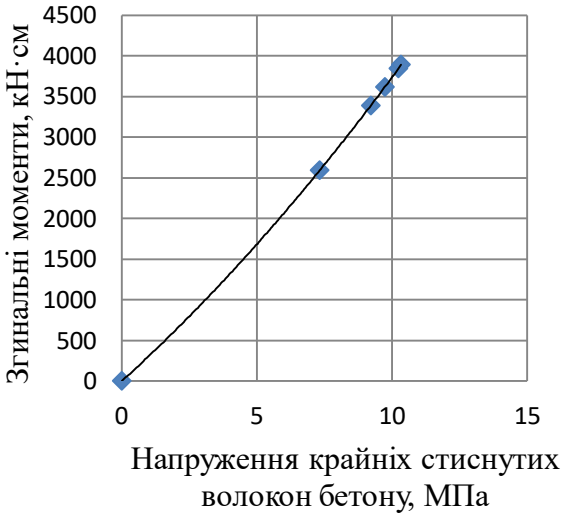
Таблиця Б.2.

Результати розрахунку плити в напрямку осей X та Y за деформаційною методикою

Результати розрахунку в напрямку осей	$\varepsilon_{c(1)}$	$\varepsilon_{c(2)}$	$N = \frac{1}{\rho}$, 1/см	σ_b МПа	σ_s кН/см^2	М, кН·см
X	0,0003	-0,0017	9,75E-05	7,314	-24,236	2589,925
	0,0004	-0,0022	0,00013	9,215	-31,801	3384,164
	0,0004	-0,0023	0,00014	9,739	-34,025	3616,185
	0,0005	-0,0025	0,00015	10,242	-36,228	3845,401
	0,0047	-0,0025	0,00015	10,339	-36,659	3890,155
Y	0,0003	-0,0016	9,67E-05	7,314	-26,891	1672,147
	0,0004	-0,0019	0,00011	8,295	-31,125	1931,732
	0,0004	-0,0019	0,00012	8,483	-31,964	1983,033
	0,0004	-0,002	0,00012	8,521	-32,131	1993,269
	0,0004	-0,0021	0,00012	8,908	-33,879	2100,002

За дії згинального моменту в напрямку осі X, згідно з деформаційною методикою, що дорівнює 38,90 кН·м, висота стиснутої зони x_1 = 3,14 см, відносні деформації арматури − 0,0141, крайніх стиснутих волокон бетону − 0,0004659. Цим деформаціям відповідає напруження бетону 10,34 МПа (рис. Б.10).

а



б

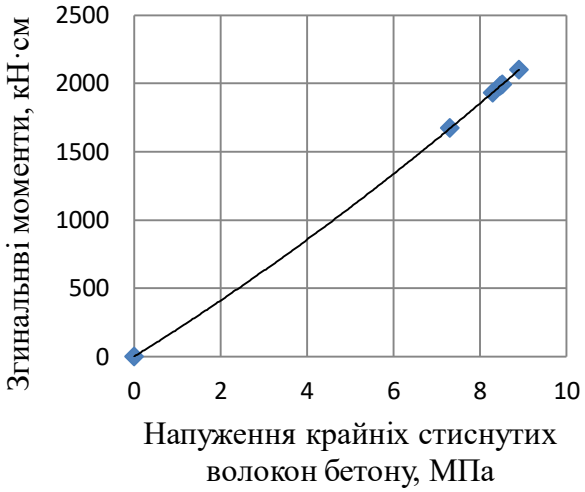


Рис. Б.10. Графіки “ момент-напруження бетону” розрахункових перерізів плити у напрямку осі *X* (а) та осі *Y* (б)

За дії згинального моменту в напрямку осі Y, згідно з деформаційною методикою, що дорівнює 21 кН·м, висота стиснутої зони x_1 = 3,13см, відносні деформації арматури − 0,01694, крайніх стиснутих волокон бетону − 0,00038295. Цим деформаціям відповідають напруження бетону 8,91МПа.

Отримані значення міцності бетону використовуємо для подальших розрахунків, прийнявши:

$\sigma_1 = \sigma_x = 10{,}34$ МПа,

$\sigma_2 = \sigma_y = 8{,}91$ МПа .

Для можливості використання залежності (3), (8) ДБН В.2.6-98:2009 [69] перевіримо умову(4.31):

$$0 < \frac{\sigma_2}{f_{ck}} = \frac{8{,}91}{14{,}5} = 0{,}614 < 1{,}0.$$

Умова виконується, тому визначаємо збільшену розрахункову міцність бетону за залежністю (4.31):

$$f_{ck,c} = f_{ck}\left[1{,}0 + 1{,}38\frac{\sigma_2}{f_{ck}} - 1{,}15\left(\frac{\sigma_2}{f_{ck}}\right)^2\right] = 18{,}5\left[1{,}0 + 1{,}38\frac{8{,}91}{18{,}5} - 1{,}15\left(\frac{8{,}91}{18{,}5}\right)^2\right] = 25{,}8 \text{ МПа}$$

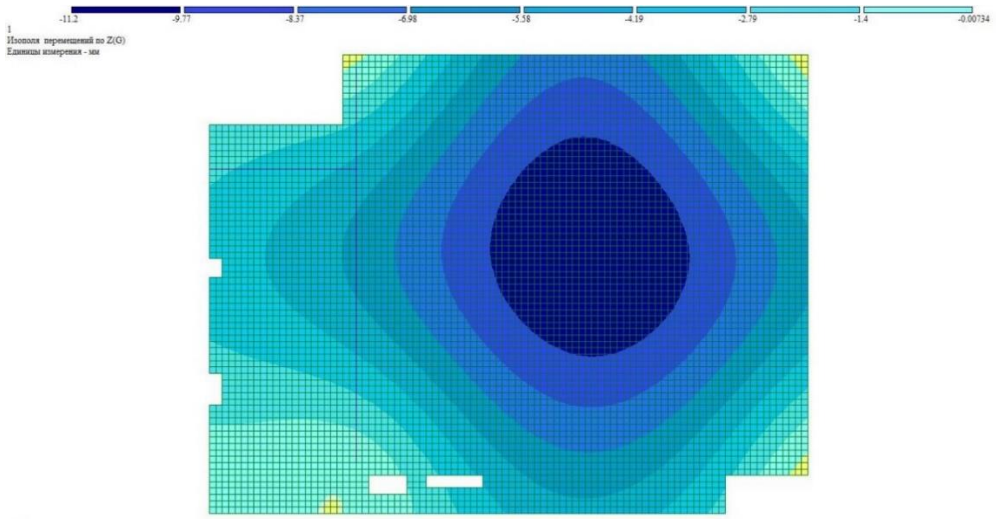
$\varepsilon_{c3,c} = f_{ck,c}/E_{ck,c}$, де $\varepsilon_{c3,c} = 0{,}71 \cdot 10^3$ за табл. 3.1 [69].

Звідки $E_{ck.c} = \frac{f_{ck,c}}{\varepsilon_{c3,c}} = \frac{25{,}8}{0{,}71 \cdot 10^{-3}} = 36{,}3$ ГПа

Збільшені значення модуля пружності бетону використовуємо у повторному статичному розрахунку перекриття.

Порівняння ізополів прогинів показує, що внаслідок зміцнення і відповідного збільшеного модуля пружності бетону прогин зменшився з 11,2 мм до 9,04 мм, тобто на 19,3% (рис. Б.11).

а



б

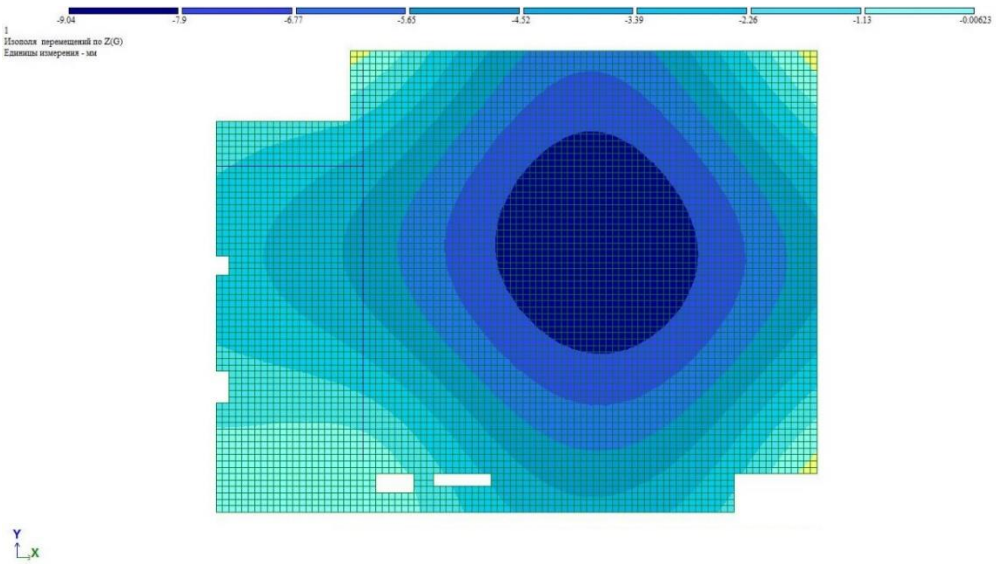


Рис. Б.11. Ізополя прогинів плити: а – за початковими вихідними даними; б – з врахуванням зміцнення бетону

За збільшеними показниками міцності бетону виконують перевірні розрахунки характерних перерізів перекриття на несучу здатність і тріщиностійкість.

Б.2. Ізополя прогинів натурного перекриття в однонапрямленими порожнинами.

Б.2.1. Ізополя прогинів перекриття без врахування коефіцієнтів C_x, C_y.

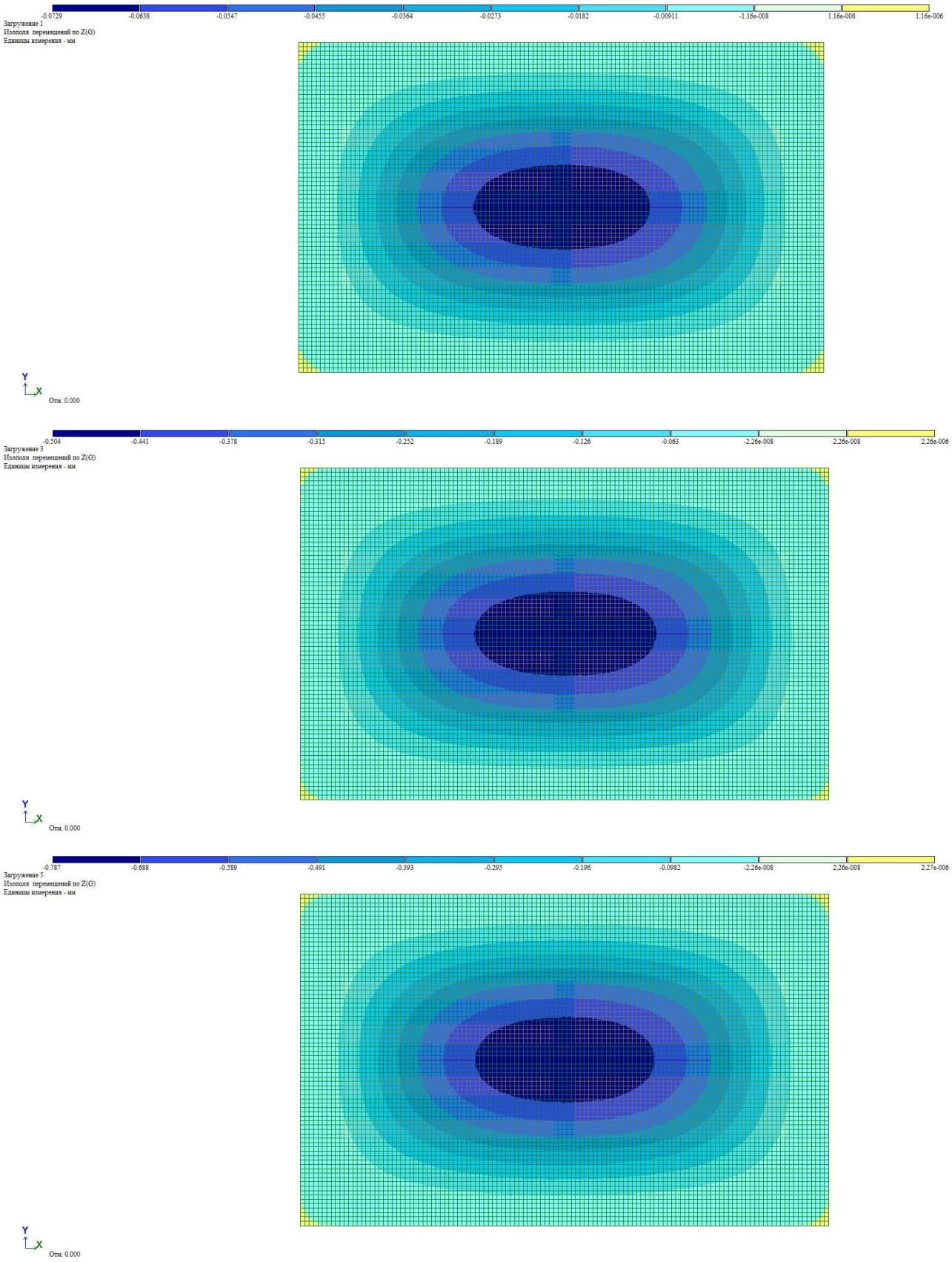


Рис. Б.13. Ізополя переміщень перекриття на 1, 3 і 5 етапах завантаження

Б.2.1. (продовження)

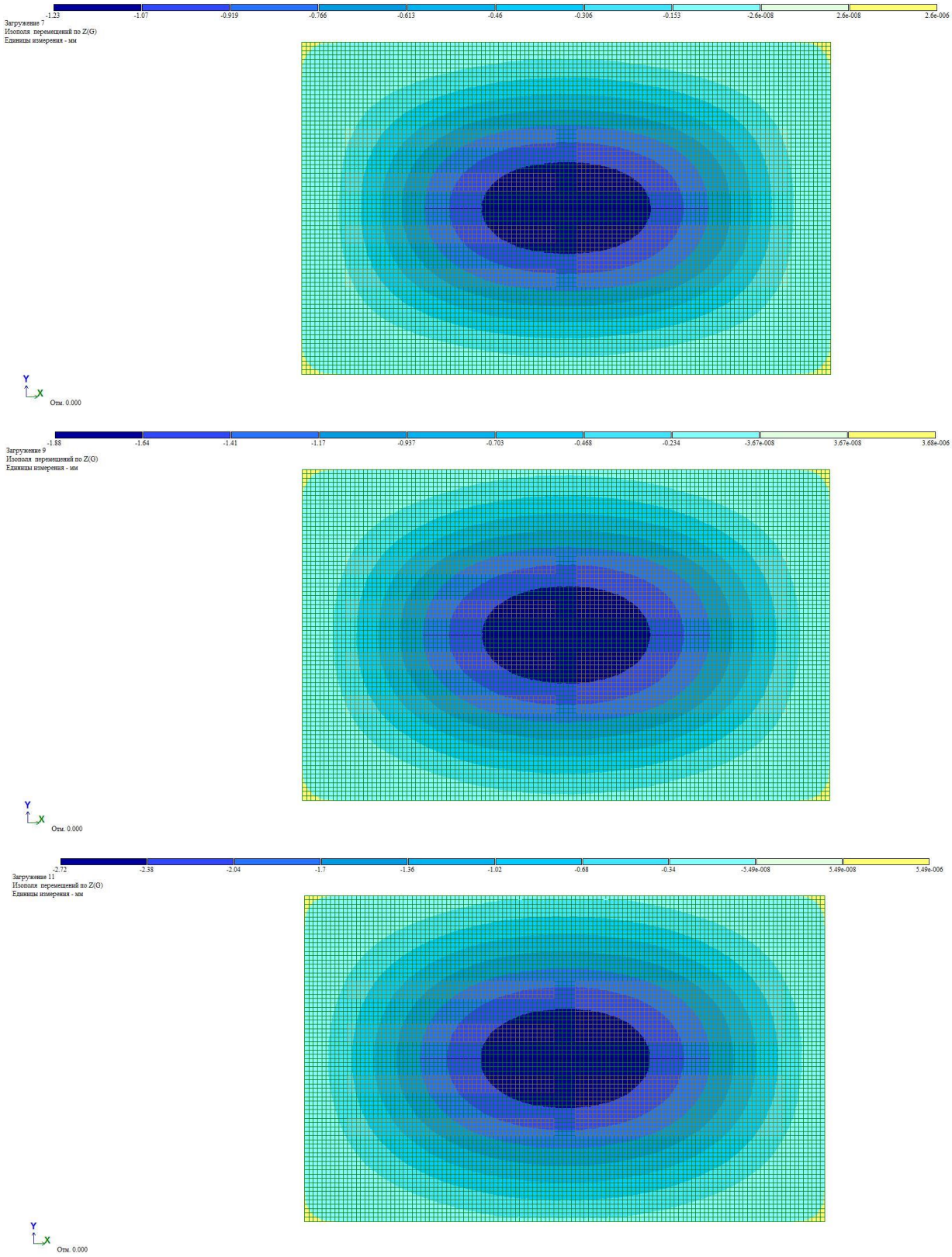


Рис. Б.14. Ізополя переміщень перекриття на 7, 9 і 11 етапах завантаження

Б.2.2. Ізополя прогинів перекриття з врахуванням коефіцієнтів C_x, C_y.

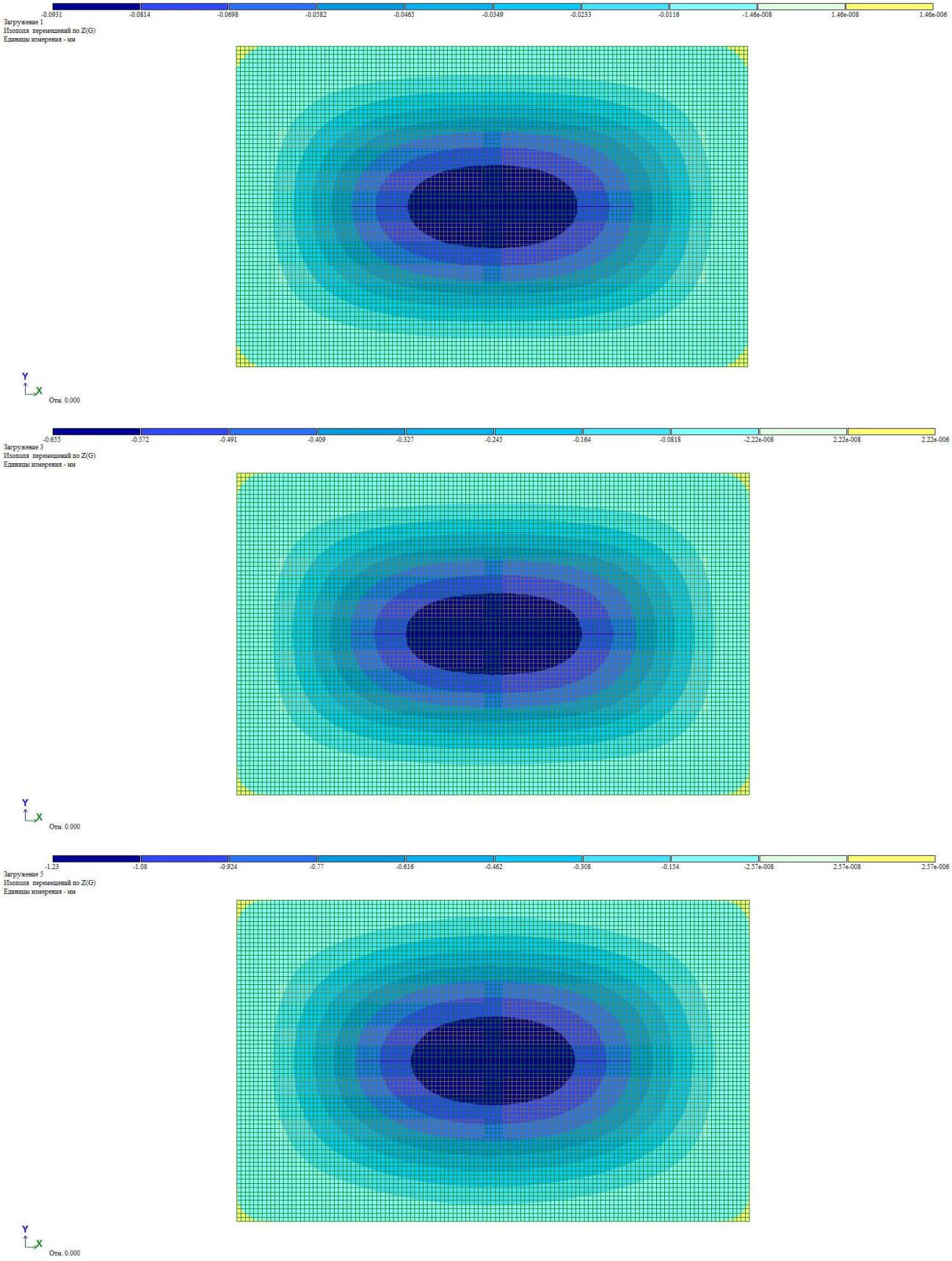


Рис. Б.15. Ізополя переміщень перекриття на 1, 3 і 5 етапах завантаження

Б.2.2. (продовження)

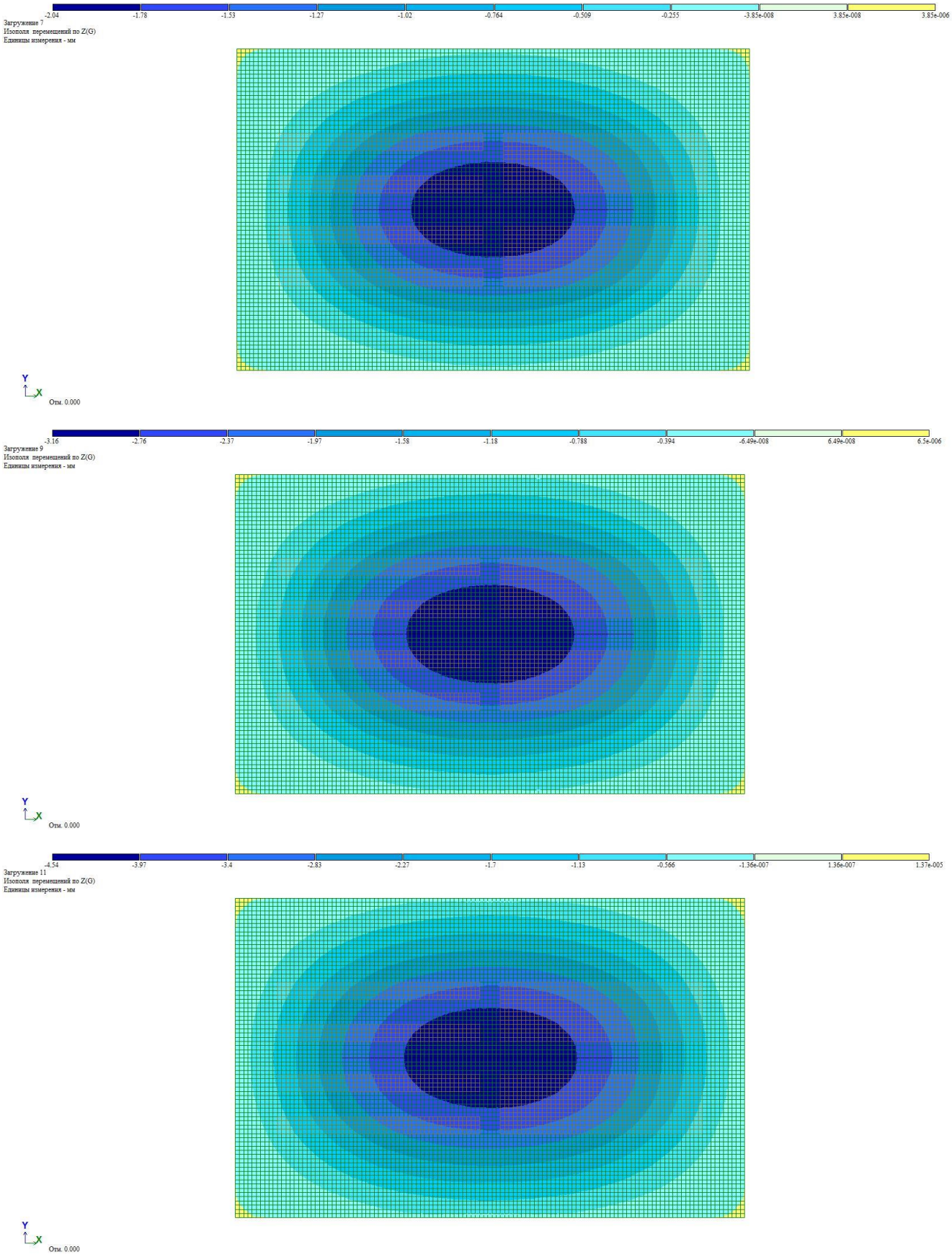


Рис. Б.16. Ізополя переміщень перекриття на 7, 9 і 11 етапах завантаження

ДОДАТОК В.

Характер руйнування і деформації порожнистих блоків в натурних випробуваннях за схемами II-IX

В.1. Характер руйнування

В.2. Деформативність

В.1. Характер руйнування

За конструкцією фрагмент стіни блок марки 2ФБП-4 (схема II) був аналогічний до схеми I, але він випробовувався позацентрово стиснутим навантаженням з ексцентриситетом 10 см. Руйнування блоку відбулося внаслідок дроблення бетону стиснутої зони майже на всьому контакті його поздовжнього ребра з крайнім нижнім блоком (рис. В.1). При цьому при руйнуванні у верхньому блоці утворилися тріщини розкриттям 1,2...2,5 мм, а в блоці 2ФБП-4 – тріщини шириною 1,5...2,0 мм. При навантаженні 1811кН в експериментальному блоці 2ФБП-1 були виявлені горизонтальні тріщини. Загальне руйнівне навантаження для блока 2ФБП-4 склало 2075 кН. Загальний вигляд після випробування і вигляд «В» див. фото рис. В.2.

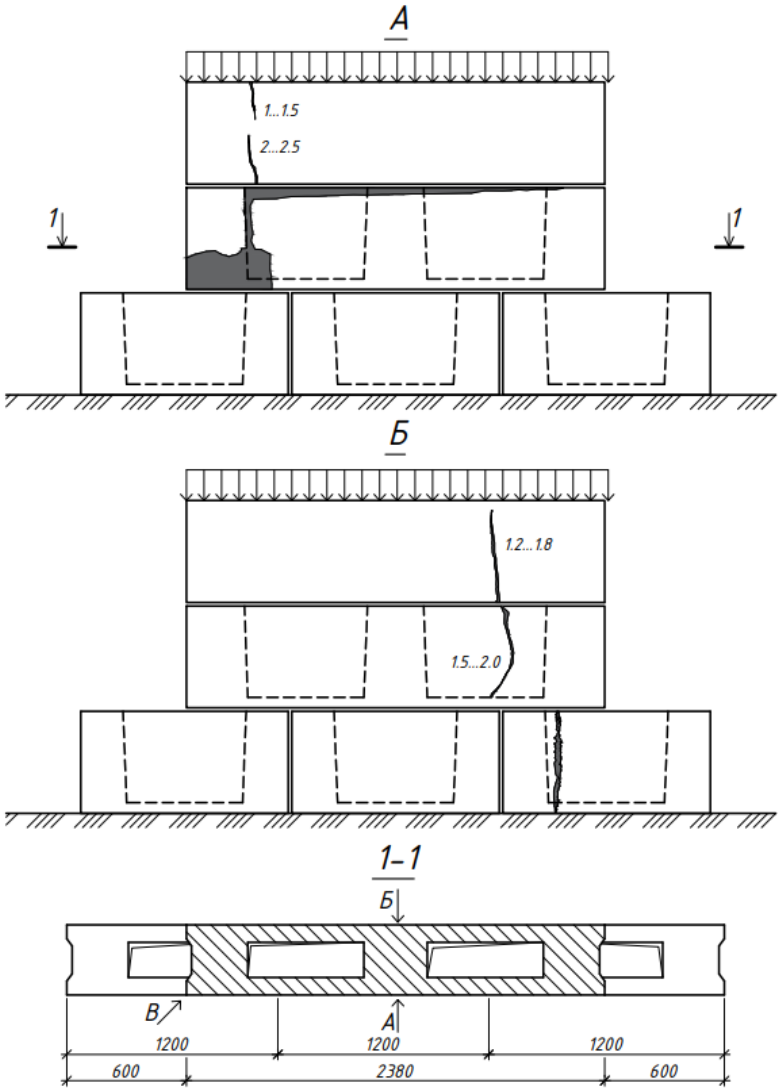


Рис. В.1. Характер тріщиноутворення і руйнування фрагмента стіни за схемою II

а)

б)

Рис.В.2. Загальний вигляд після руйнування (а) і вигляд «Г» (б) після випробувань за схемою II

Блок марки 2ФБП-3 за умовами випробувань (схема VIII) повністю відповідав блокові марки 2ФБП-1 за схемою I, але мав проектну міцність бетону (10,3 МПа) і

належні умови обпирання і передачі навантаження від верхнього блоку. Відповідно його несуча здатність була набагато вищою від блока зі схеми I (3052 кН) і визначилася утворенням вертикальних тріщин у поздовжніх стінках з послідуючим їх виходом з вертикальної площини назовні і дробленням бетону в місцях контакту поздовжніх ребер з верхнім блоком (рис. В.3). Одне з торцьових ребер при цьому розкололося навпіл (рис. В.4), а у верхньому блоці утворилися тріщини 0,8...1,0мм і спостерігали місцеве дроблення бетону. Загальний вигляд «А» і вигляд «В», «Г», «Д» див. рис. В.5.

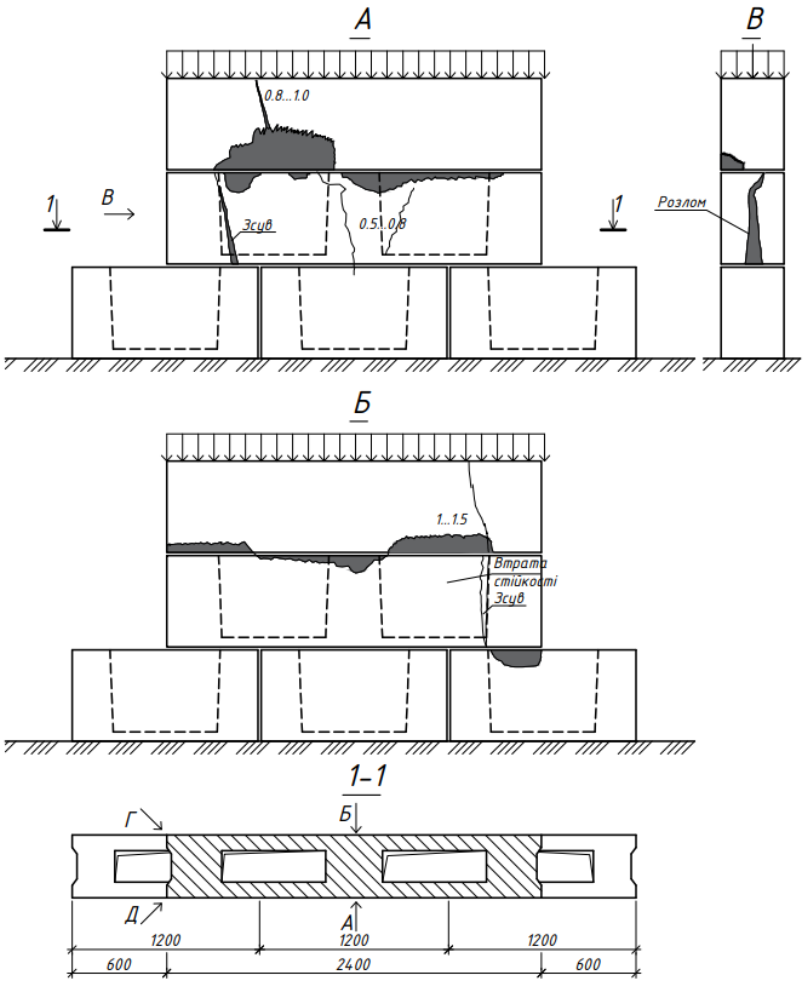


Рис. В.3. Характер тріщиноутворення і руйнування фрагмента стіни за схемою VIII

Рис. В.4. Вигляд «В» (а) і вигляд «Г» після випробування за схемою VIII

Рис.В.5. Загальні вигляди і вигляд Д після випробування стіни за схемою VIII

З метою порівняльної оцінки впливу умов обпирання (конструкції нижнього блоку) на роботу основного експериментального порожнистого блоку один з блоків з двома порожнинами (марки 2ФБП-2) був випробуваний з обпиранням на цільний

блок (схема VI). Характер його тріщиноутворення і руйнування показаний на рис. В.6. На загальне руйнівне навантаження (3150 кН) вплинула дещо нижча від проектної (на 10 %) міцність бетону. Вигляд «Г» і фрагмент «Д» див. на рис. В.7.

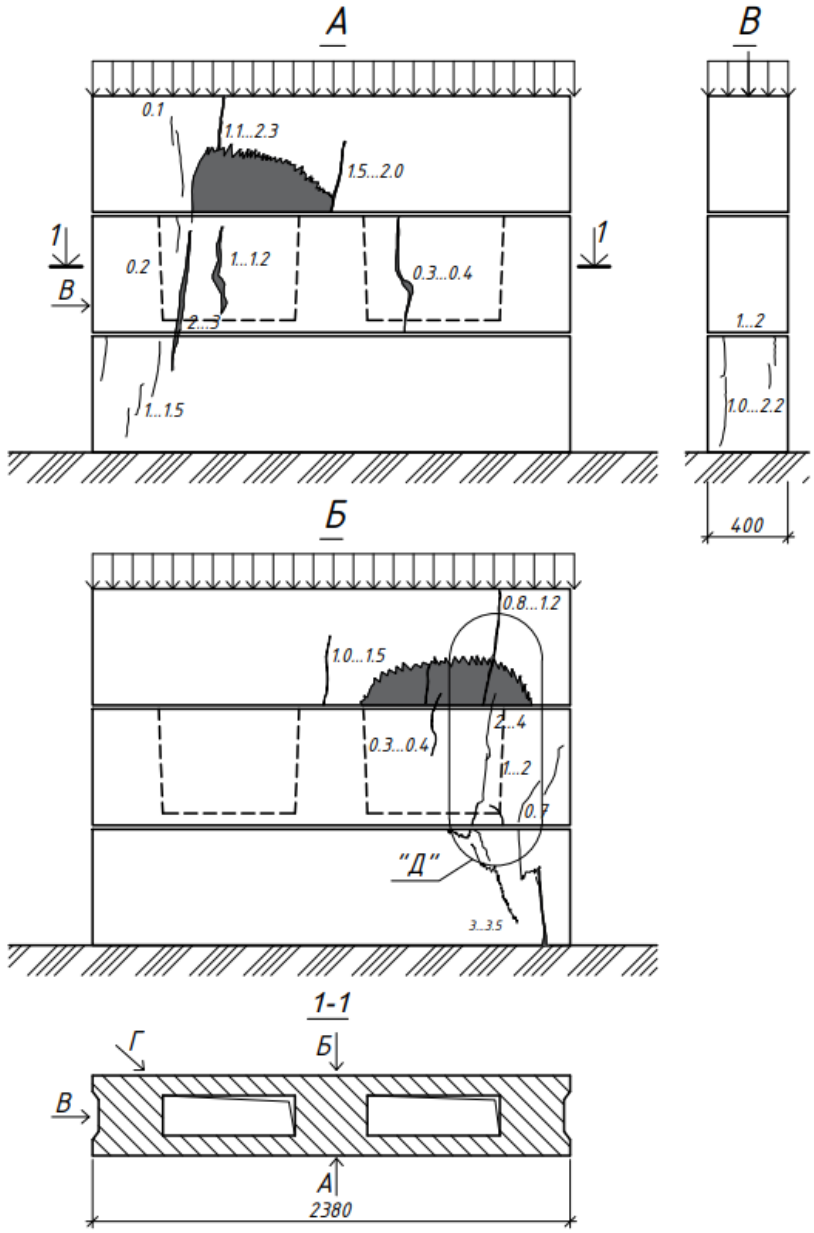


Рис. В.6. Характер тріщиноутворення і руйнування фрагмента стіни за схемою VI

Рис. В.7.Вигляд «Г» (а) і фрагмент «Д» (б) після випробувань за схемою VI

Блок з трьома відкритими порожнинами (марки 3ФБП) як і всі решта блоків, випробовували як проміжний елемент між верхнім і нижнім цільними блоками (схема V). Маючи найбільшу порожнистість і відповідно найменшу площу перерізу, блок витримав значно менше навантаження (2652 кН), ніж блоки з двома порожнинами і міцністю бетону, близькою до проектної - (3150 кН і 3052 кН – див.вище). Характерним для цього блоку є утворення тріщин в поздовжніх стінках всіх 3-х порожнин і в торцьових стінках (рис. В.8).

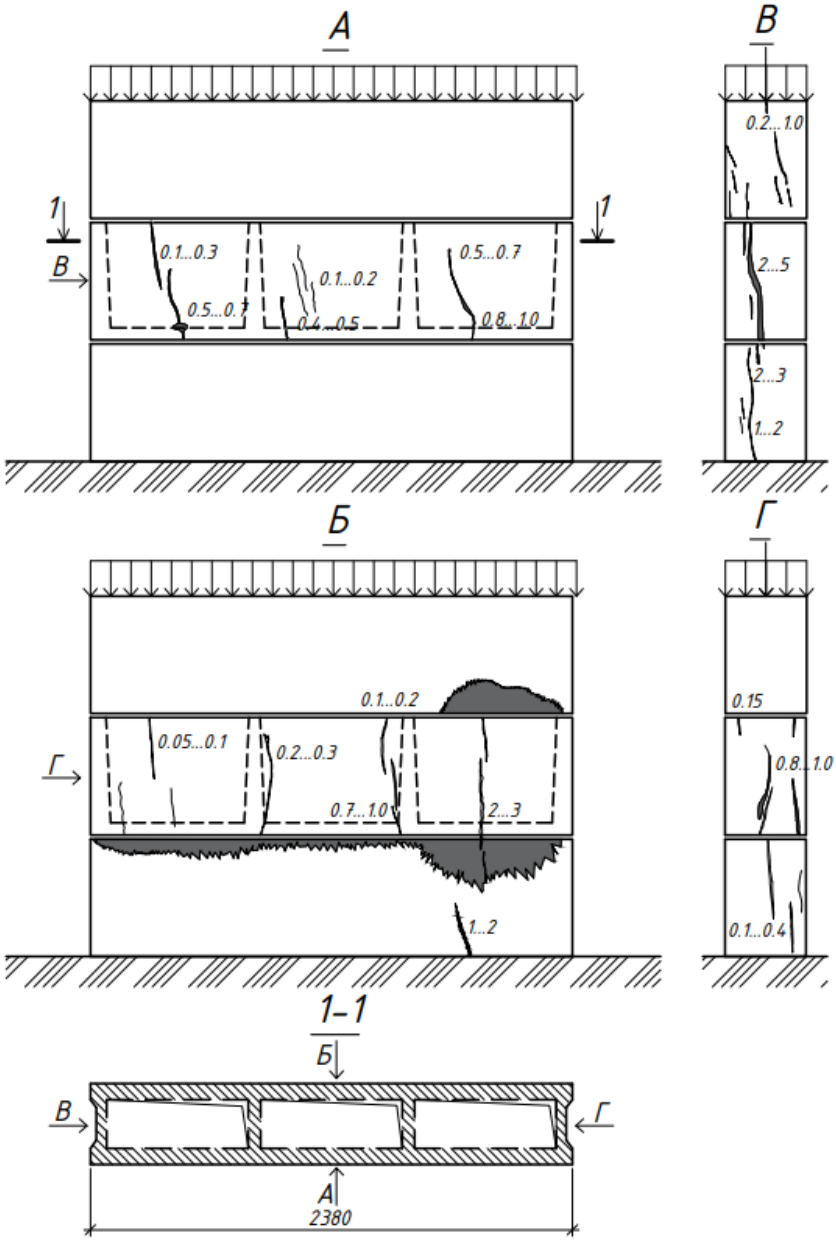


Рис. В.8. Характер тріщиноутворення і руйнування фрагмента стіни за схемою V

Блоків з арболітовими вставками (марки ФБА) було випробувано три: два на центральне, один - на позацентрове навантаження. Блок марки ФБА-1 (схема III) витримав найбільше навантаження зі всіх блоків - 4326 кН. Вичерпання його несучої спроможності настало внаслідок утворення вертикальних тріщин шириною до 0,5...2,0 м ним у поздовжніх і торцьових стінках та дроблення бетону під ними в місцях контакту з нижнім блоком (рис. В.9). Вигляд «В» подано на рис. В.10.

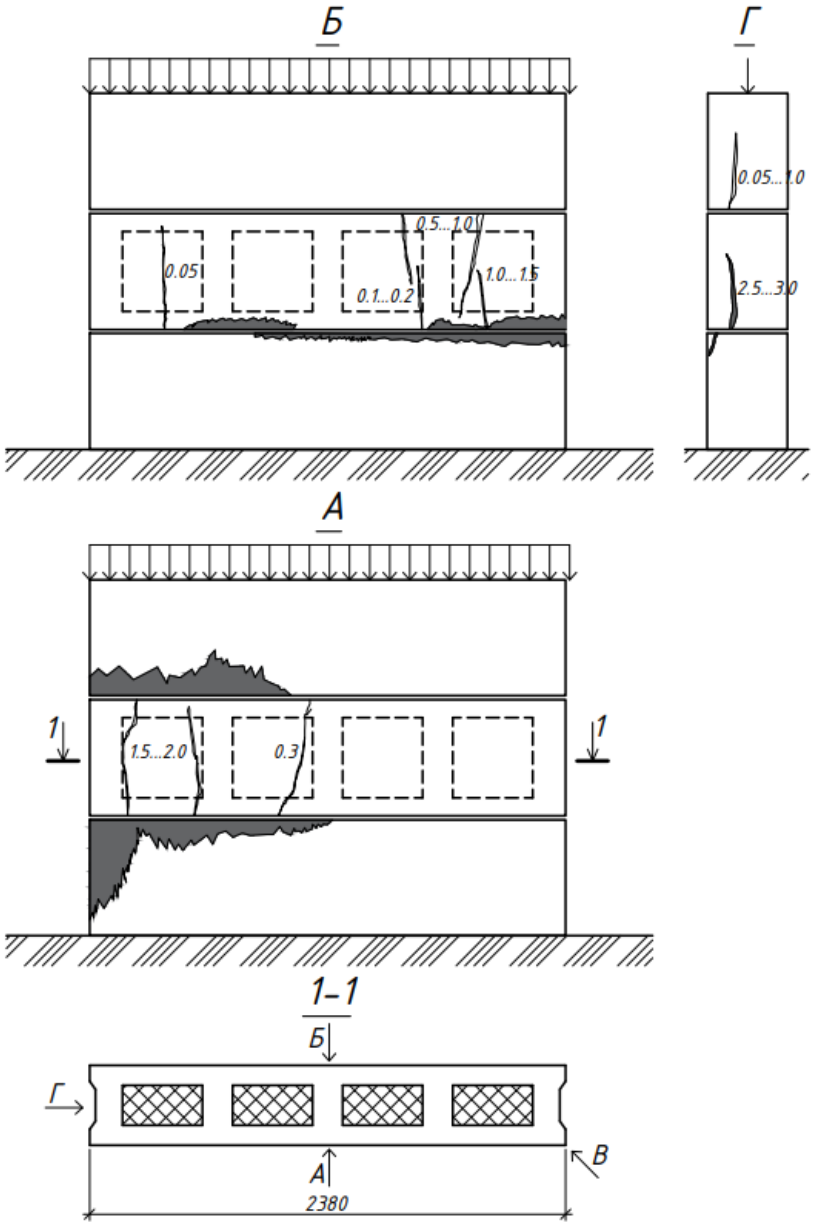


Рис. В.9. Характер тріщиноутворення і руйнування фрагмента стіни за схемою III

Рис. В.10. Характер тріщиноутворення в блоці ФБА-1 зі схеми III (вигляд В на рис. В.10.)

Блок марки ФБА-2 мав високу міцність (28 МПа) і не був доведений до руйнування із-за недостатньої міцності випробувального стенда і гідравлічного обладнання. Цей блок випробували (схема IV) з метою дослідження розвитку деформацій при високих рівнях навантаження, результати яких описані і проаналізовані нижче.

Третій блок з арболітовими вставками ФБА-3 був випробуваний на позацентрове прикладання сили з ексцентриситетом 10 см (схема VII). Його руйнування настало при навантаженні N = 2286 кН внаслідок утворення тріщин в поздовжній і торцьовій стінках крайньої порожнини (рис. В.11) і дроблення стиснутого бетону під нею (рис. А.8 дод. А). Характерним для цього блоку є утворення горизонтально орієнтованих

тріщин в розтягнутій стінці (рис. В.11). Фрагменти «Г» і «Д» подані на рис. В.12 і рис. В.13.

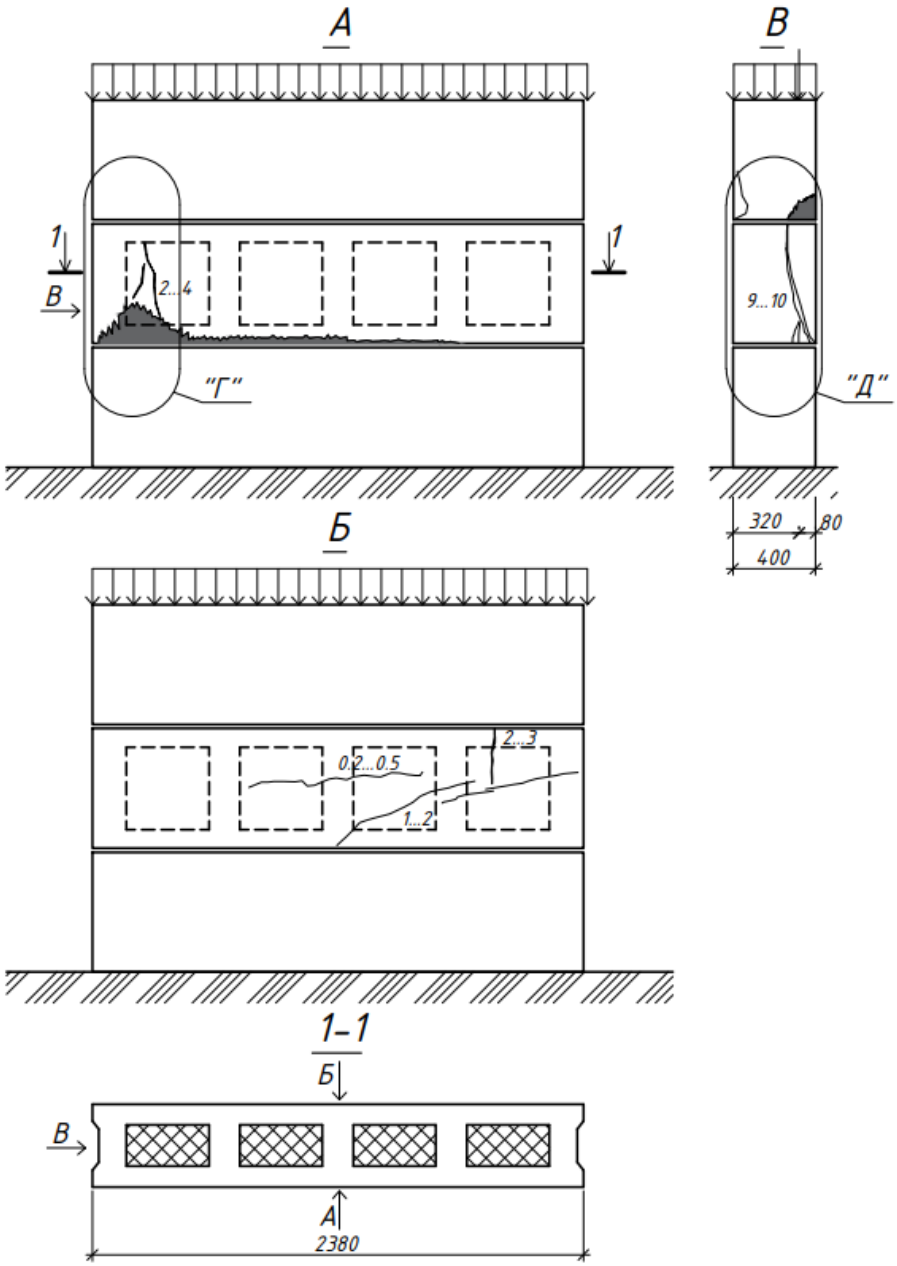


Рис. В.11. Характер тріщиноутворення і руйнування фрагмента стіни за схемою VII

Рис. В.12. Характер тріщиноутворення при руйнуванні блока ФБА-3 зі схеми VII (фрагмент «Д» на рис.В.14)

Рис. В.13. Характер руйнування блока ФБА-3 зі схеми VII (фрагмент «Г» на рис. В.14.)

Блок з тирсою (марки ФБТ), як і блоки макри ФБА, мав внутрішні замкнуті контури і хоча в його конструкції передбачено три порожнини, розміри їх значні і він ослаблений ними в поперечному до дії навантаження перерізі на 53,2 %. Центральне завантаження блоку (схема IX) спричинило утворення декількох вертикальних тріщин, в т.ч. на торцях, з розкриттям до 1,2...2,0 мм і дробленням бетону на одній з поздовжніх стінок в місці контакту її з нижнім блоком (рис. В.14 і рис. В.15). Вигляд Д див. на фото А.9 дод. А.

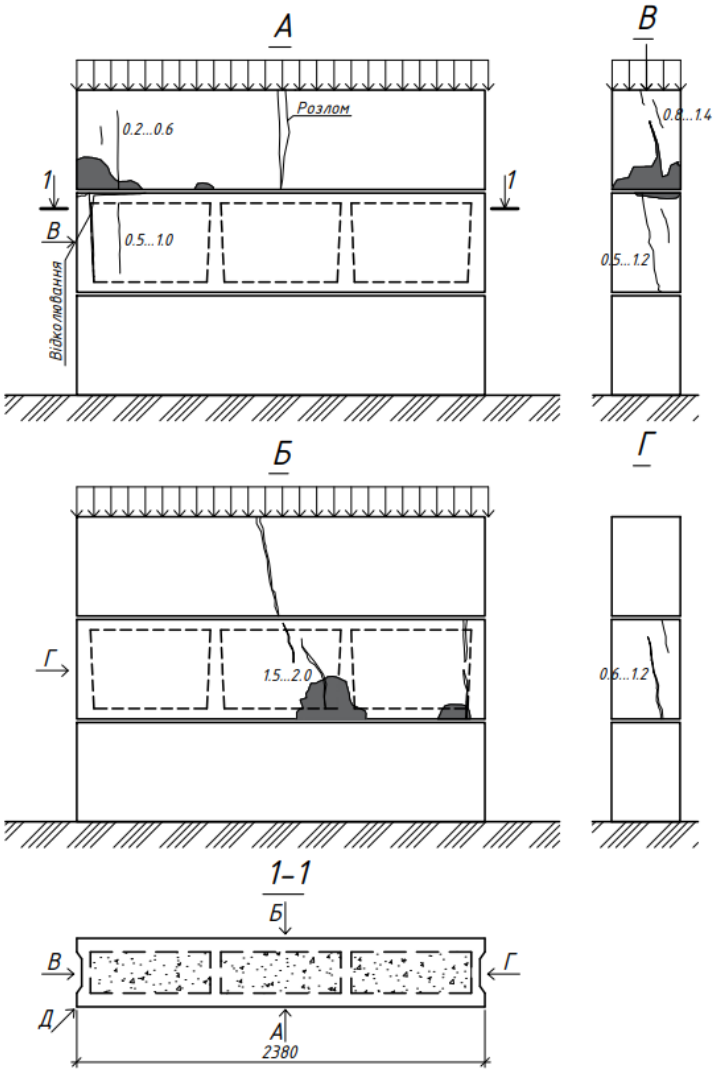


Рис. В.14. Характер тріщиноутворення і руйнування фрагмента стіни за схемою IX

На заключній стадії випробування відкололася торцьова стінка експериментального блоку з послідуючим просіданням кінця і розколом посередині верхнього блоку. Загальне руйнівне навантаження склало 2523 кН.

Рис. В.15. Характер руйнування верхнього блока при випробуванні за схемою IX (виг ляд «Д» на рис.В.12.)

Рис. В.16. Блоки марки ФБА (а) і марки ФБТ (б) після випробування

В.2. Деформативність

При випробуванні блоків марки 2ФБП-3 зі схеми VIII (рис. В.17) заміряли деформації всіх 5-ти блоків: цільного верхнього, експериментального середнього і 3-х експериментальних половинчатих нижніх. Як видно з графіків, найбільші деформації мав середній блок. Характер зміни деформацій верхнього і нижнього блоків був практично однаковим, проте і при початкових, і при вищих рівнях навантаження вони відрізнялися між собою в 4...5 разів. Дещо несподіваним це є для верхнього цільного блоку, який, очікувалося, мав би деформуватися рівномірно. Проте і в цьому блокові і в 2-х інших марки 2ФБП, завантажених центрально, найбільші деформації стиску спостерігаємо, як правило, посередині блоків в перерізі над поперечними середніми ребрами середніх експериментальних блоків.

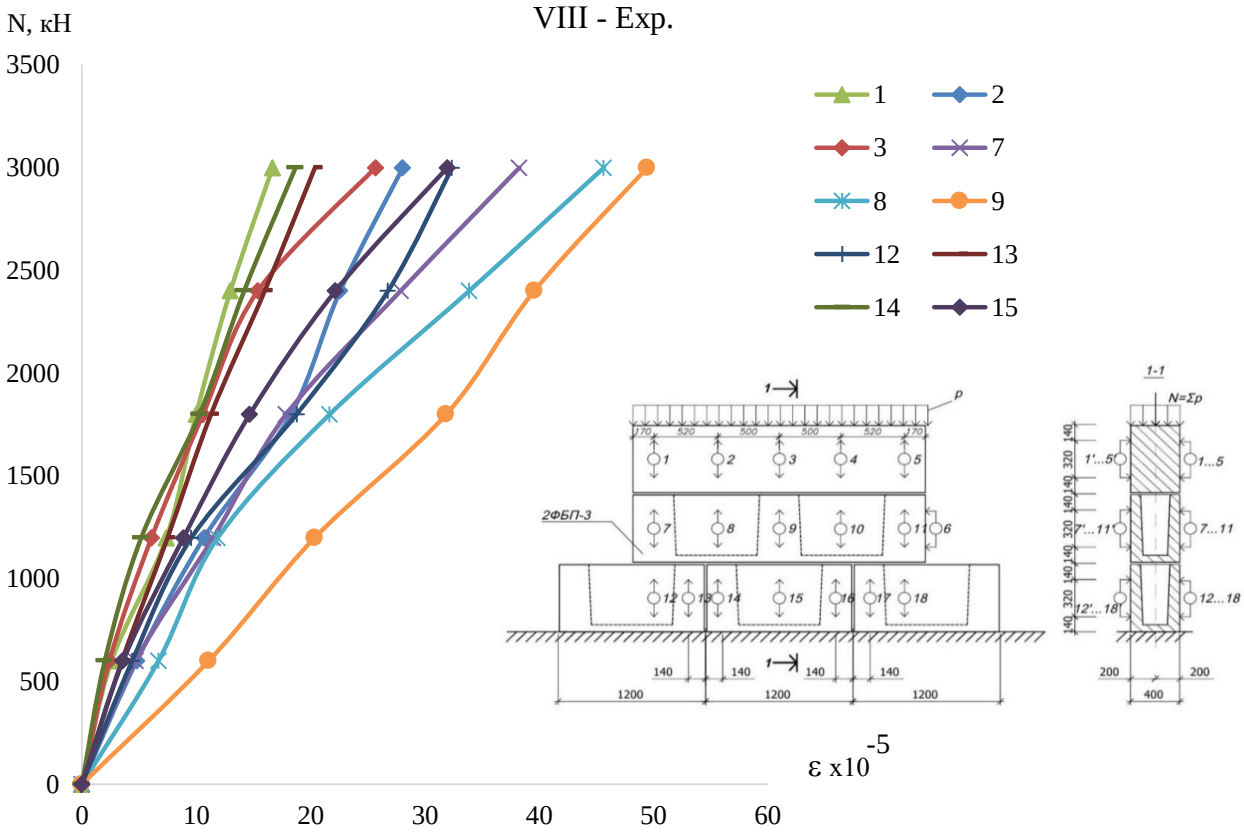


Рис. В.17. Вертикальні деформації дослідних зразків блоків, випробуваних за схемою VIII

Різниця в міцності бетону блоків відобразилася також і на характері їх деформування при випробуванні за схемою VIII. При більшій міцності блоків

верхнього і нижнього рядів наростання деформацій бетону в них було менш інтенсивним порівняно з експериментальним середнім.

Особливо значна різниця в деформаціях верхнього блоку проявилася при випробуванні блоку 2ФБП-2 зі схеми VI, в якому деформації середньої частини блоку становили (186...286)x10^{-5}, тобто наближалися до граничних відносних деформацій бетону на стиск $\varepsilon_в$=300x10^{-5} (рис. В.18). Частково це можна пояснити меншою його міцністю бетону (8,8 МПа) і відповідно більшою деформативністю.

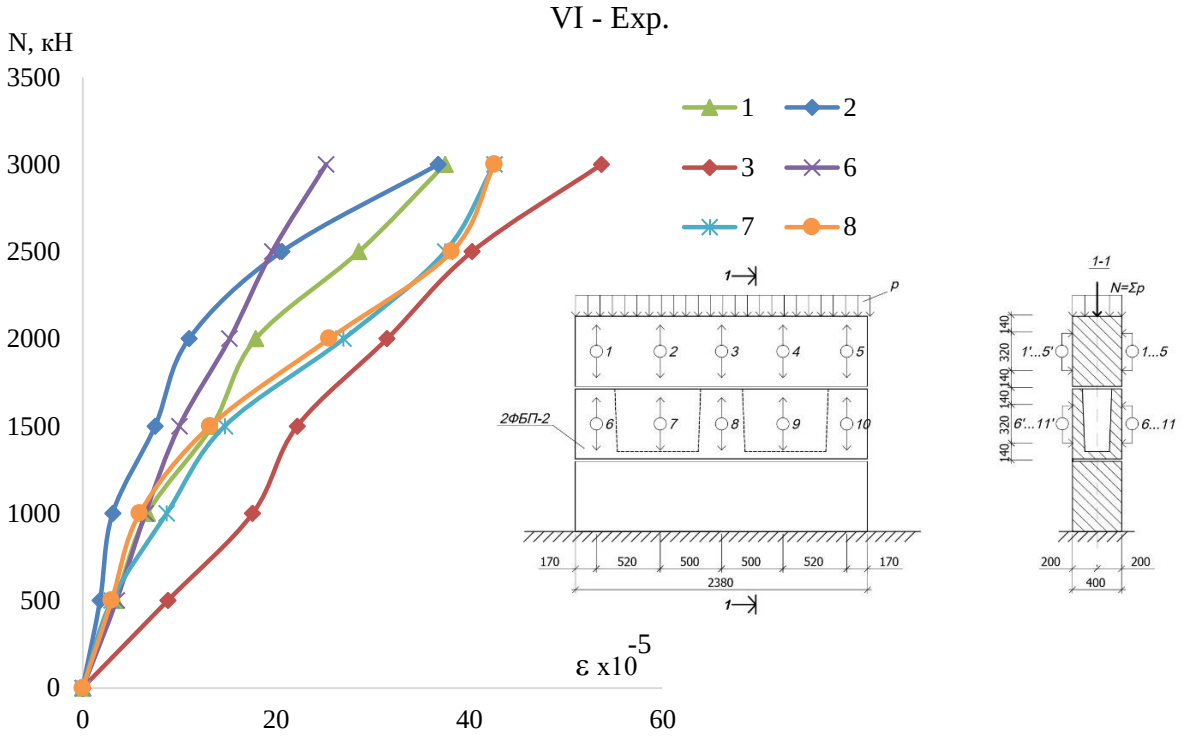


Рис. В.18. Вертикальні деформації дослідних зразків блоків, випробуваних за схемою VI

Графіки зміни деформацій бетону блока з двома порожнинами (марки 2ФБП-4 зі схеми II) при позацентровому (e_o=10 см) прикладанні навантаження подано на рис. В.19. На відміну від аналогічної конструкції блоків, завантажених центрально (див. вище) деформації стиску верхнього блоку мають лінійний характер, що пояснюється його значною міцністю бетону (~22…23 МПа), яка в 2,6 рази більше за міцність бетону середнього блоку (8,5 МПа). Деформації стиснутого бетону порожнистих півблоків нижнього ряду хоча і відрізнялися кількісно, але мали практично лінійний характер. При випробуванні блоку 2ФБП-4 прилади зафіксували деформації розтягу на грані, більш віддаленій від прикладеного

навантаження. Вони становили (7...18)x10^{-5}, що перевищує граничні деформації бетону на розтяг. Утворення тріщин на цій грані було виявлено при проведенні випробувань і підтверджено переломом графіка деформацій розтягу.

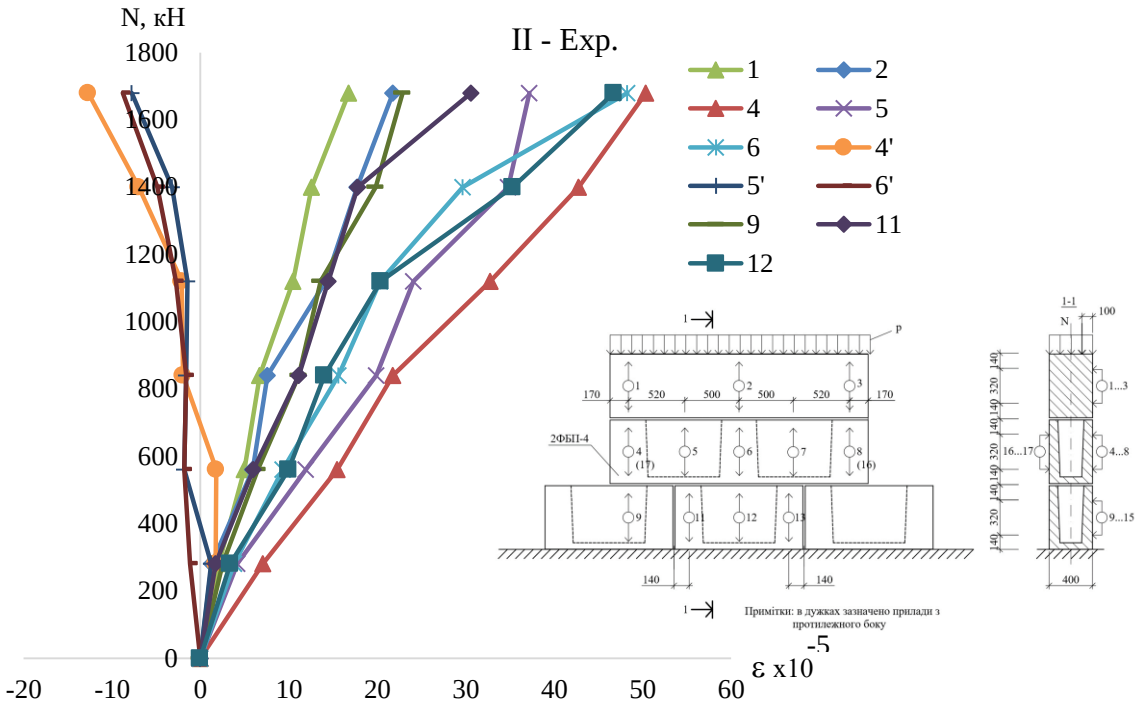


Рис. В.19. Вертикальні деформації дослідних зразків блоків, випробуваних за схемою II

При випробуванні за схемою V отримано такий характер деформування експериментального середнього блоку ЗФБП і верхнього силорозподільчого цільного блоку (рис. В.20).

У верхньому блоці до навантаження 1560 кН (59% від руйнівного) простежується майже прямо пропорційна залежність деформацій від навантаження, після чого всі прилади зафіксували більш інтенсивний приріст деформацій, максимальні заміряні значення яких на стадії, які передували руйнуванню, становили (112... 162)x10^{-5}. Як і в попередніх схемах різниця деформацій верхнього блоку є значною - від 17 до 257%.

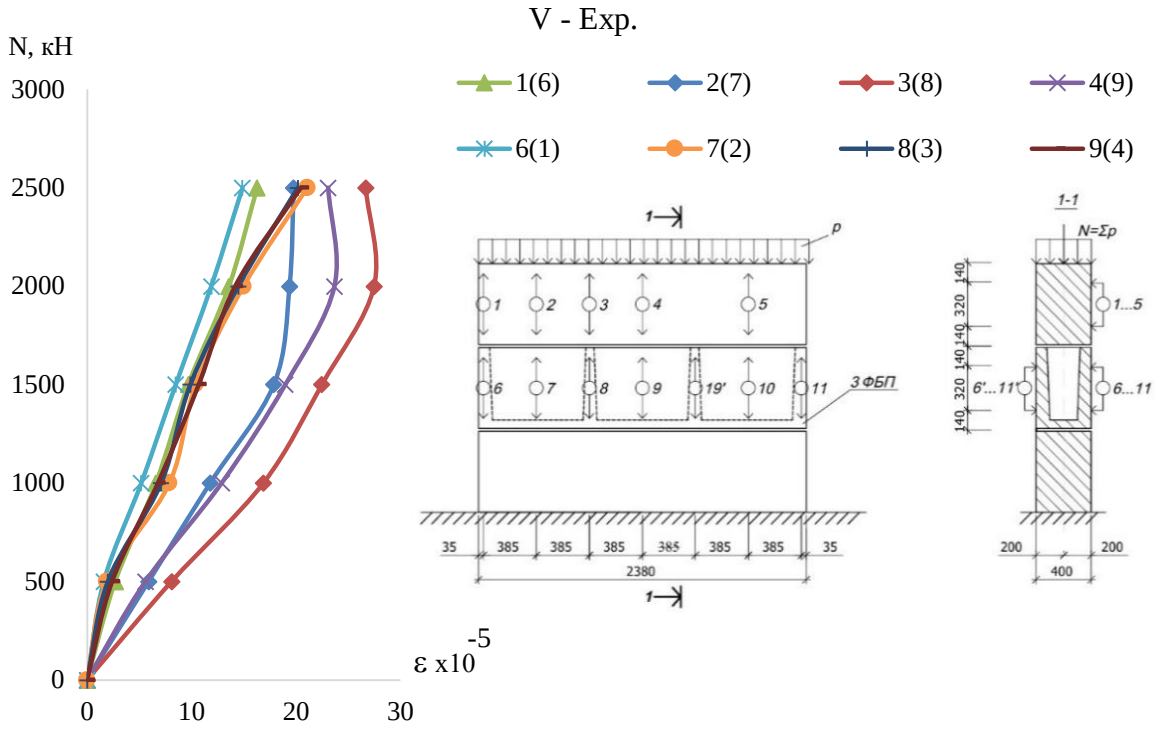


Рис. В.20. Вертикальні деформації дослідних зразків блоків, випробуваних за схемою V

Принципово інший характер деформацій зафіксовано в середньому, експериментальному блоці. Як і у верхньому блоці, 10 з 12 приладів показали також лінійне наростання деформацій до навантаження 1560 кН. При подальшому завантаженні спостерігаємо зменшення деформацій стиску по 7 приладах і навіть деформації розтягу при високих рівнях навантаження. І лише два прилади показували приріст деформацій стиску. Вони наростали не так інтенсивно, як у верхньому блоці, що в значній мірі пов'язано з різницею в міцності бетону: у верхньому блоці вона була на 20 % меншою, а в середньому на 25% більшою від його проектного класу.

Випробування блоку 3ФБП з тонкостінними як поздовжніми, так і поперечними ребрами показало, що зміна кривини графіка деформацій в бік розтягу може відбуватися не лише для зовнішніх фібр бетону стінок порожнин, що пов’язано з їх складним напружено-деформованим станом (графіки 6,7,7',9,10 на рис. В.20), але і для поперечних ребер (графіки 8,8'). Причому ця зміна як для стінок так і для ребер може статися і при високих рівнях навантаження (графіки 9' і 19').

Блок марки ФБА-2 (схема IV) мав при випробуванні фактичну міцність бетону 27…28 МПа.

Висока міцність бетону дозволила заміряти деформації цільних і ослаблених вставками поперечних перерізів блоку при високих рівнях навантаження. Для цього нижній і верхній блок також були виготовлені з бетону відповідної міцності, яка в день випробувань становила 28...30 МПа.

Графіки деформацій зовнішніх фібр бетону верхнього і середнього блоків показано на рис. В.21, на якому дуже добре простежується специфіка роботи блоків з порожнинами. Якщо у верхньому цільному блоці є закономірне (очікуване) наростання деформацій по мірі збільшення навантаження, то в експериментальному блокові спостерігаємо як деформації стиску, так і деформації розтягу. Більшість приладів, розташованих на стінках з порожнинами, зафіксували розтяг після прикладання навантаження 2392 кН, хоча до цього фіксували деформації стиску.

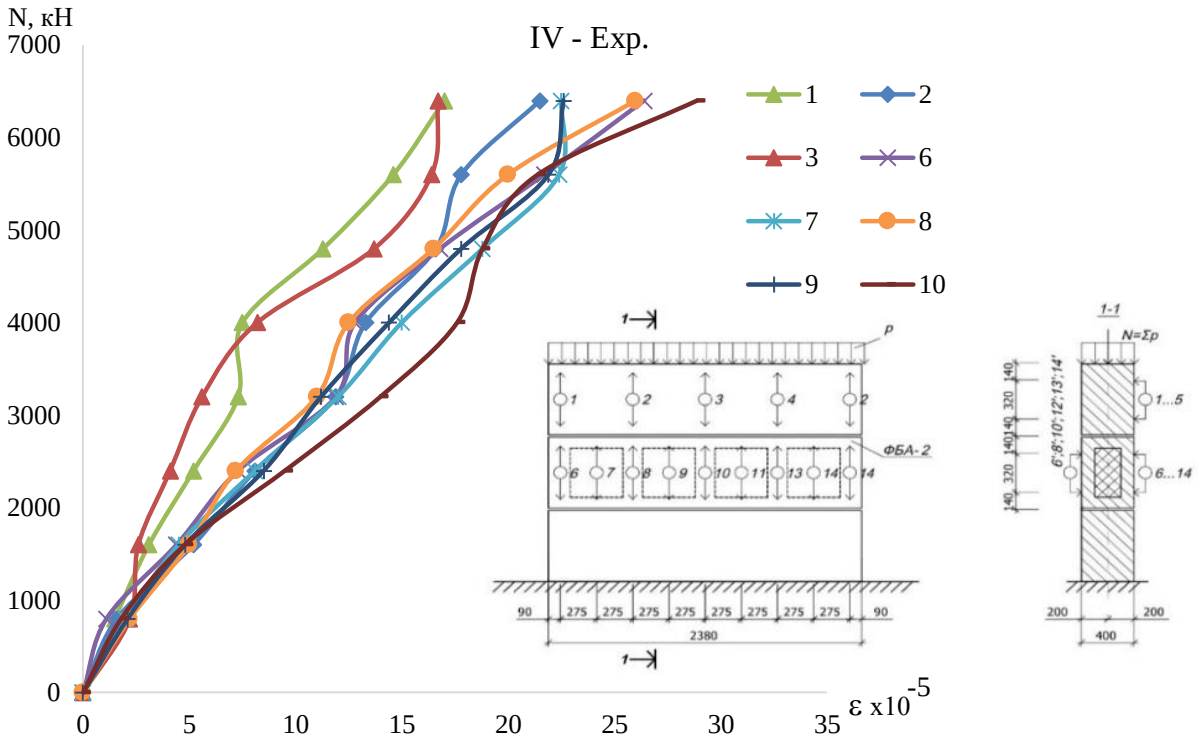


Рис. В.21. Вертикальні деформації дослідних зразків блоків, випробуваних за схемою IV

Один з приладів (№ 13') постійно показував наростаючий стиск, хоча на протилежній стінці з другого боку з самого початку визначається тенденція до розтягу (прилад № 13). Прилади, розташовані на поперечних ребрах, в основному

показували стискаючі деформації. Виняток - прилади на крайніх (торцьових) ребрах. Так, прилад № 6 після початкового стиску фіксував розтяг, а прилад № 14 на протилежному ребрі (краю) в процесі всього завантаження показував розтяг. Можливо, як і в інших схемах, на такий характер роботи вплинуло зависання країв блоку із-за витискання і випадання бетону при монтажі блоків. Як і в попередніх схемах, спостерігаємо значний розкид деформацій.

Блок марки ФБА-1 (схема III) з усіх доведених до руйнування блоків витримав найбільше навантаження 4326 кН. Це дало можливість простежити характер розвитку деформацій при досить високих відносних рівнях навантаження, графік зміни яких показано на рис. В.22. З нього видно, що деформації всіх фібр бетону експериментального блоку до рівня навантаження $\gamma = N_i/N_u$=3120/4326=0,72 розвивався практично прямолінійно і лише після цього відзначаємо злам графіків деформацій як в бік стиску, так і (в основному) в бік розтягу.

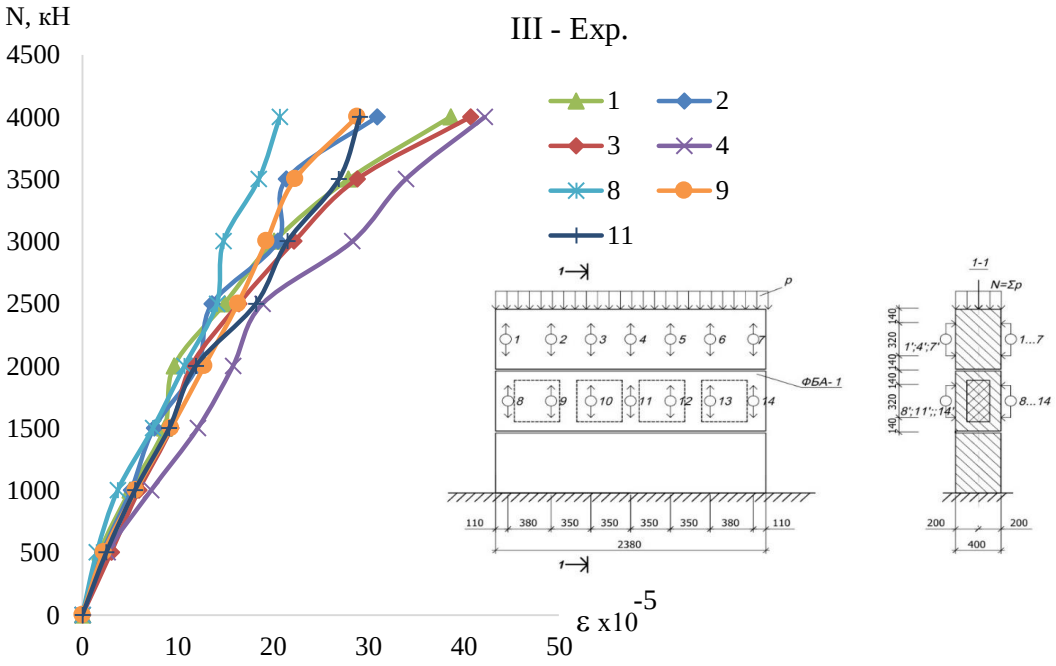


Рис. В.22. Вертикальні деформації дослідних зразків блоків, випробуваних за схемою III

Зовсім інший характер наростання деформацій у верхньому блоці, де вони постійно наростали, особливо інтенсивно після рівня навантаження γ=0,72, за винятком бетону на краях, де прилади зафіксували незначні деформації. Мабуть, це пов’язано з зависанням цих країв на даному боці із-за недостатнього

заповнення цементних швів, бо з протилежного боку аналогічно розташовані прилади (№ 1' і 7') зафіксували значні деформації стиску. На більш інтенсивний ріст деформацій верхнього блоку вплинула більша його деформативність внаслідок меншої міцності бетону (7,5...8,0 МПА) порівняно з середнім блоком (10,0...11,0 МПа).

З порівняння характеру зміни деформацій блока ФБА-1 (рис. В.23) з блоками з двома відкритими порожнинами (марок 2ФБП-2 і 2ФБП-3 - рисунки В.19, В.20) видно, що блок з арболітовими вставками при одинакових рівнях завантаження має значно менший розкид деформацій порівняно зі зазначеними порожнистими блоками. Таке порівняння є коректним, поскільки площа перерізу, схема завантаження і міцність бетону в усіх порівнюваних блоках є практично однаковими.

Третій блок з арболітовими вставками (марки ФБА-3) випробовували на позацентрове навантаження з ексцентриситетом e_0=10 см. При випробуванні за цією схемою № VII знову відзначаємо відмінність в роботі цільного верхнього і середнього експериментального блоків. Звичайно, на кількісну зміну деформацій верхнього блоку вплинула його більша в 2,5 рази міцність (відповідно 20,5 і 8,0 МПа), але якісний характер зміни деформацій є очевидним (рис. Б.23): і на стиснутій і на розтягнутій гранях блоку вони майже прямолінійні. Принципово інший характер зміни деформацій блоку з вставками. Після прикладання навантаження 1040 кГс (45 % від руйнівного) в ньому на розтягнутому боці утворилися горизонтальні (поперечні до дії сили) тріщини, що спричинили викривлення графіків деформації як стиснутого, так і розтягнутого бетону.

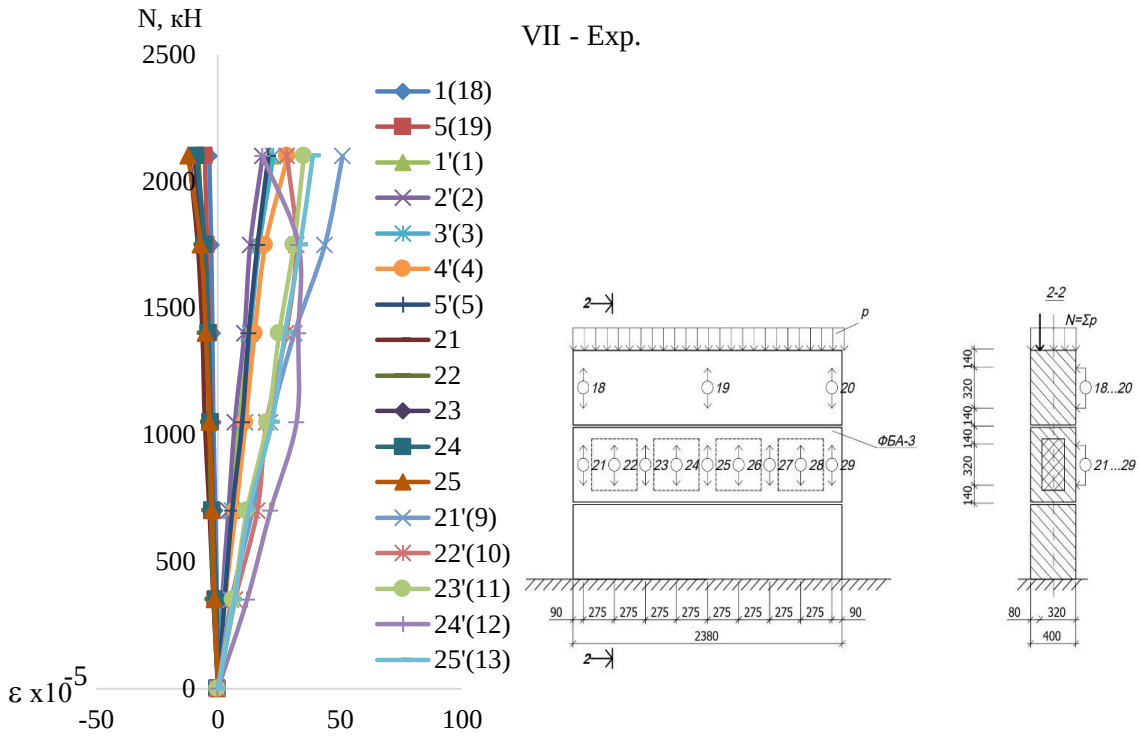


Рис. В.23. Вертикальні деформації дослідних зразків блоків, випробуваних за схемою VII

Але якщо в розтягнутих волокнах при подальшому прикладанні навантаження вони постійно наростали, то в стиснутих спостерігали як наростання, так і спадання деформацій, особливо після N=1456 кН. При цьому лише два прилади (№ 12 на стінці і № 13 на середньому ребрі) зафіксували інтенсивно наростаючі деформації стиску, а решта - як правило, деформації розтягу, особливо прилади на стінках стиснутої зони.

Блок марки ФБТ (схема IX) також показав специфіку зміни деформацій блока з порожнинами порівняно з цільним блоком. Якщо у верхньому блоці спостерігали постійно наростаючі деформації стиску з викривленням графіків деформацій в бік $\varepsilon_в$, то в середньому експериментальному блокові деформації стиску (менш інтенсивні) і деформації розтягу мають змінний характер деформацій при збільшенні навантаження (рис. В.24). Крім особливої роботи поздовжніх стінок, відзначеної вище при випробуванні інших блоків, на такий характер деформацій вплинуло несиметричне розташування порожнин, виявлене після випробування.

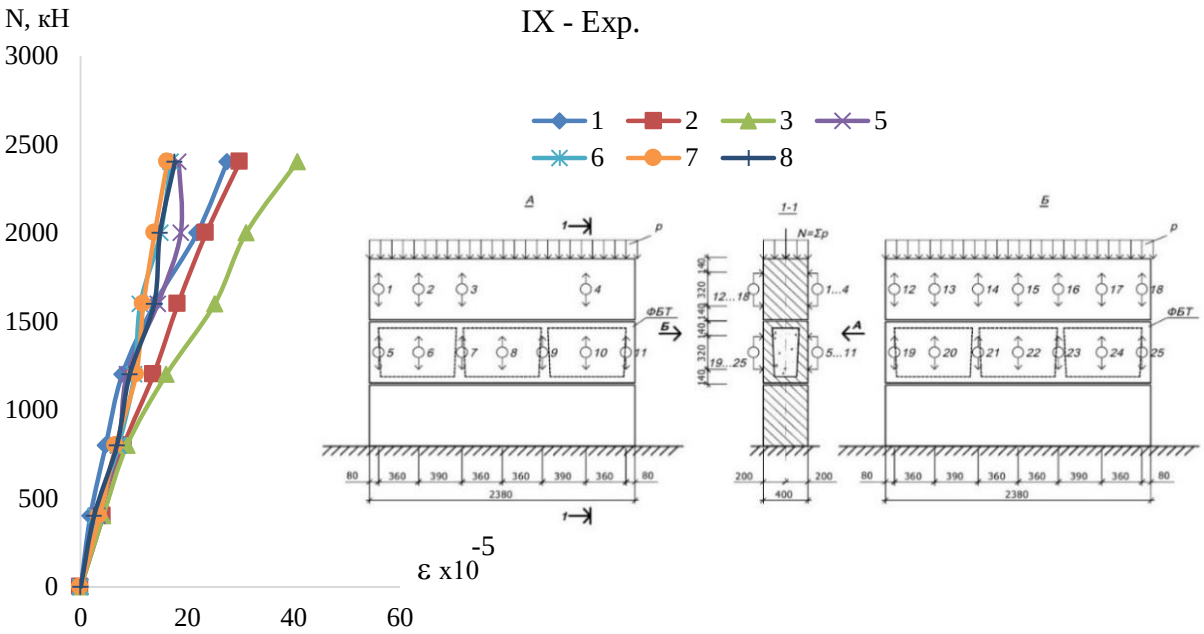


Рис. В.24. Вертикальні деформації дослідних зразків блоків, випробуваних за схемою IX

ДОДАТОК Г.

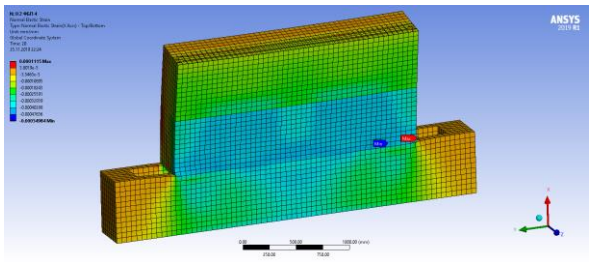
Ізополя деформацій і напружень перед «руйнуванням» та графіки деформації в блоках за моделювання в програмному комплексі ANSYS (схеми II-IX)

Г.1. Ізополя деформацій і напружень

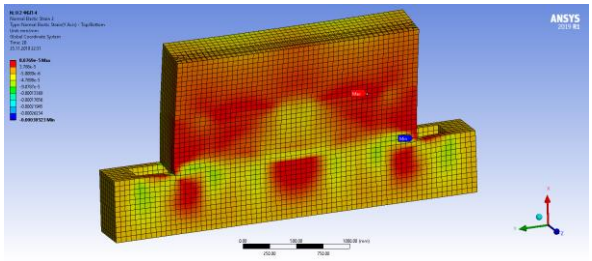
Г.2. Графіки деформацій

Г.1. Ізополя деформацій і напружень

а)



б)



в)

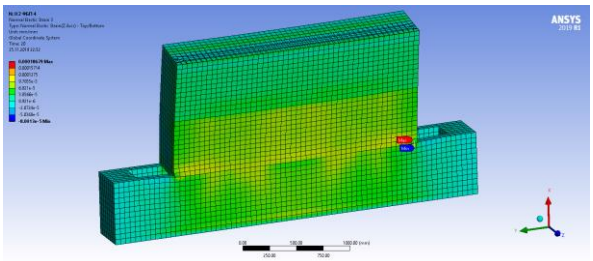
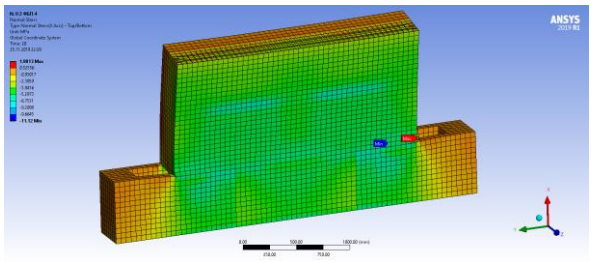
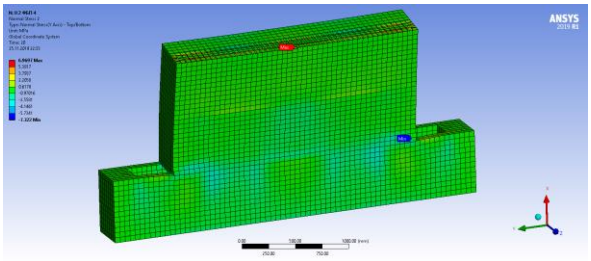


Рис. Г.1. Ізополя відносних деформацій у блоках за схемою II: а – в напрямку X; б – в напрямку Y; в – в напрямку Z.

а)



б)



в)

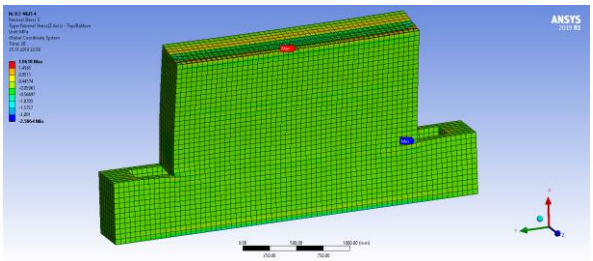
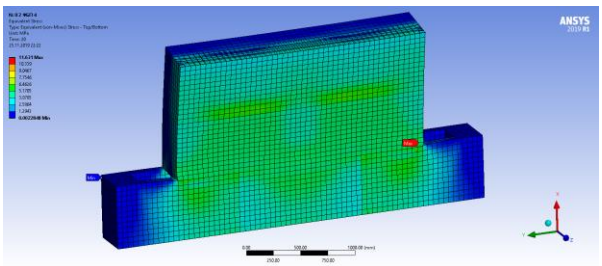


Рис. Г.2. Ізополя нормальних напружень у блоках за схемою II: а – в напрямку X; б – в напрямку Y; в – в напрямку Z.

а)



б)

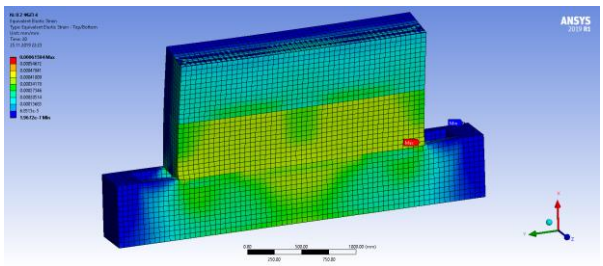
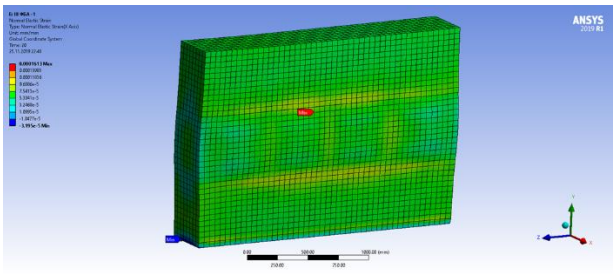
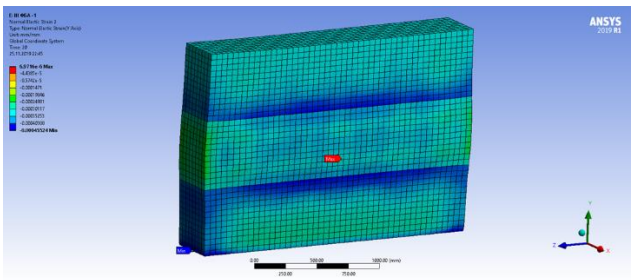


Рис. Г.3. Ізополя еквівалентних напружень (а) і деформацій (б) у блоках за схемою II

а)



б)



в)

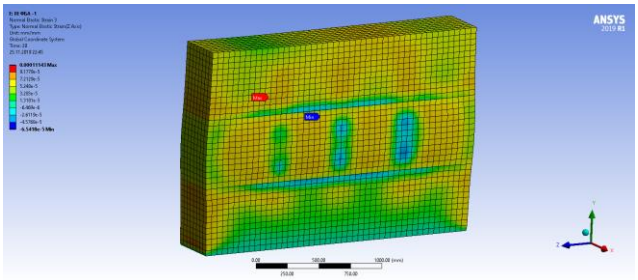
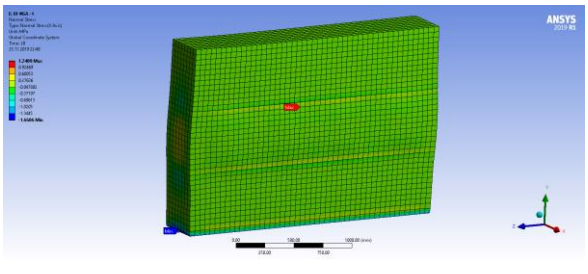
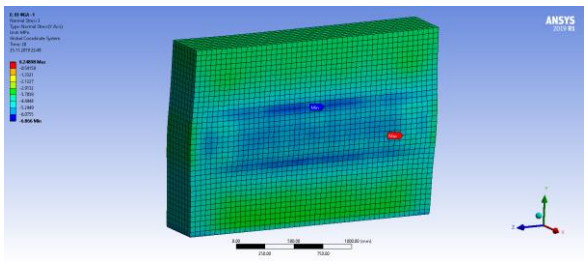


Рис. Г.4. Ізополя відносних деформацій у блоках за схемою III: а – в напрямку X; б – в напрямку Y; в – в напрямку Z.

а)



б)



в)

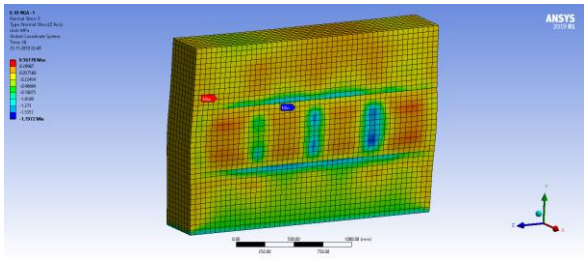
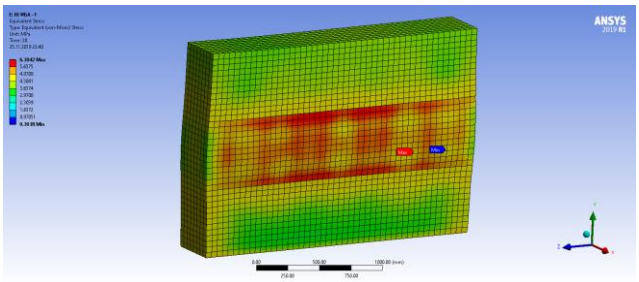


Рис. Г.5. Ізополя нормальних напружень у блоках за схемою III: а – в напрямку X; б – в напрямку Y; в – в напрямку Z.

а)



б)

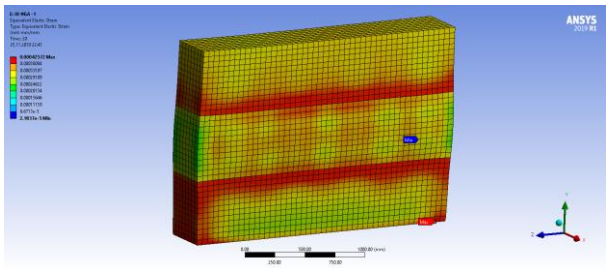
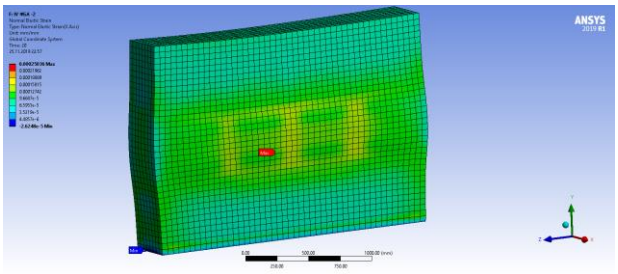
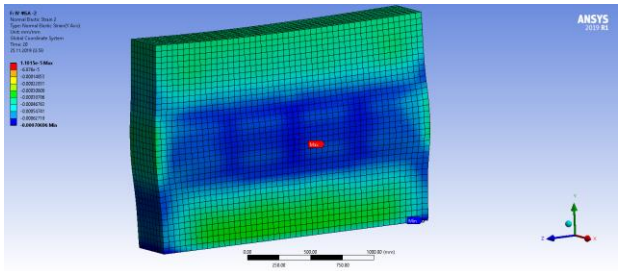


Рис. Г.6. Ізополя еквівалентних напружень (а) і деформацій (б) у блоках за схемою III

а)



б)



в)

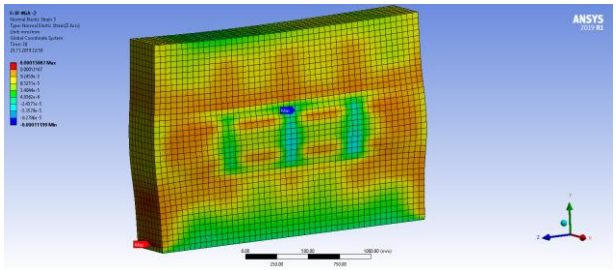
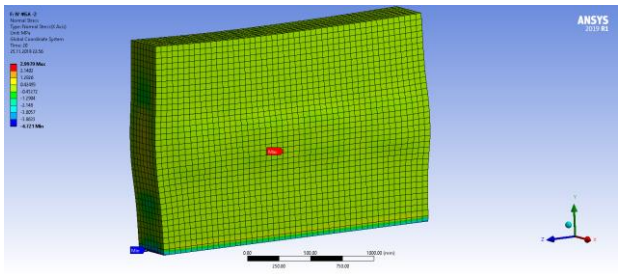
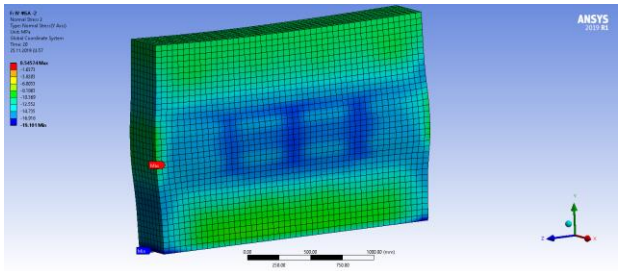


Рис. Г.7. Ізополя відносних деформацій у блоках за схемою IV: а – в напрямку X; б – в напрямку Y; в – в напрямку Z.

а)



б)



в)

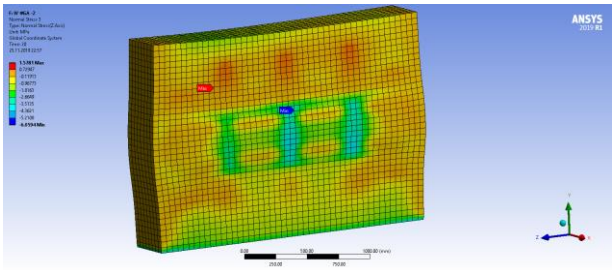
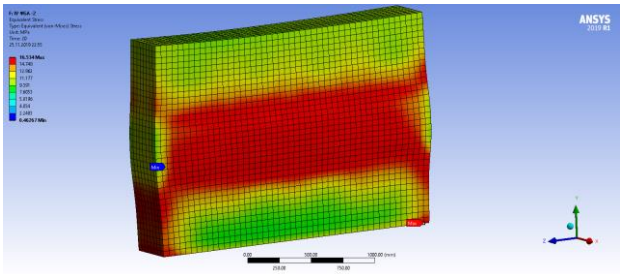


Рис. Г.8. Ізополя нормальних напружень у блоках за схемою IV: а – в напрямку X; б – в напрямку Y; в – в напрямку Z.

а)



б)

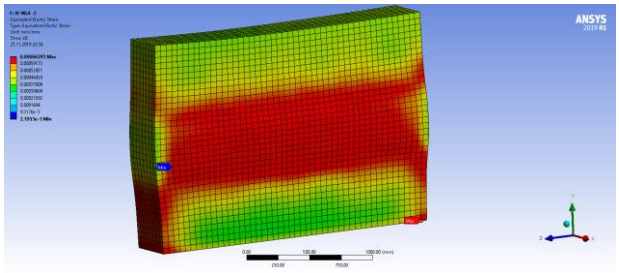
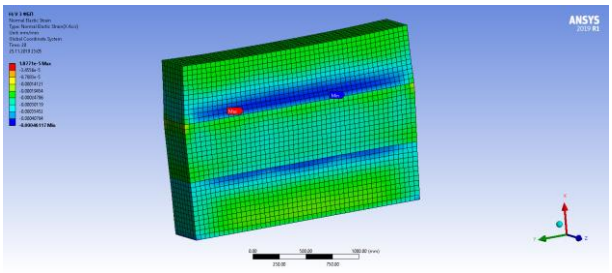
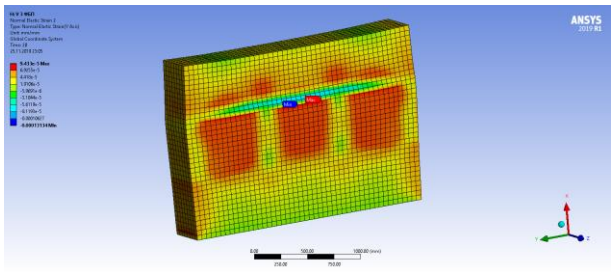


Рис. Г.9. Ізополя еквівалентних напружень (а) і деформацій (б) у блоках за схемою IV

а)



б)



в)

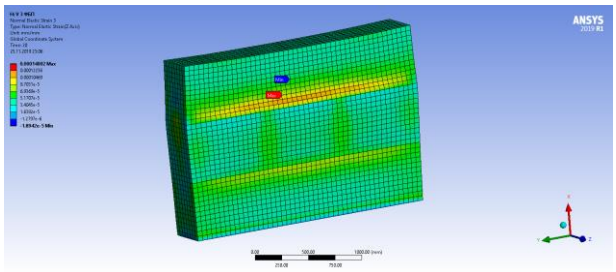
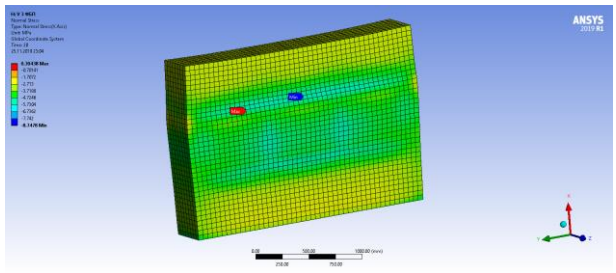
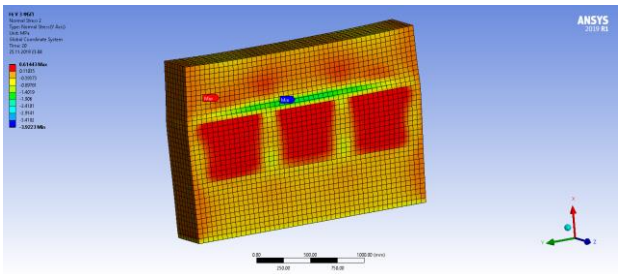


Рис. Г.10. Ізополя відносних деформацій у блоках за схемою V: а – в напрямку X; б – в напрямку Y; в – в напрямку Z.

а)



б)



в)

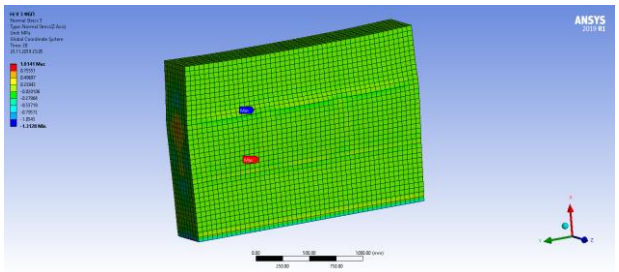
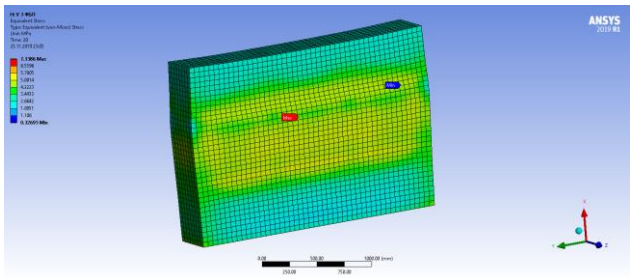


Рис. Г.11. Ізополя нормальних напружень у блоках за схемою V: а – в напрямку X; б – в напрямку Y; в – в напрямку Z.

а)



б)

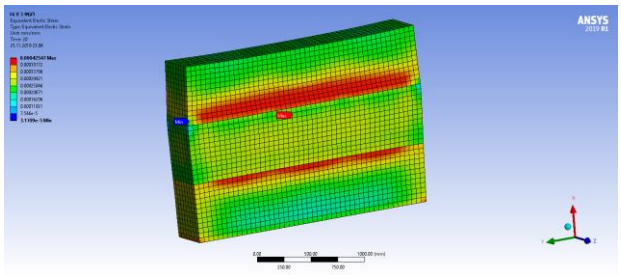
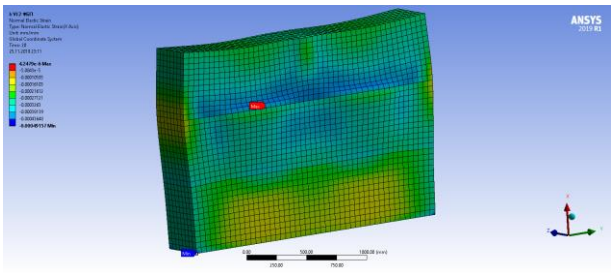
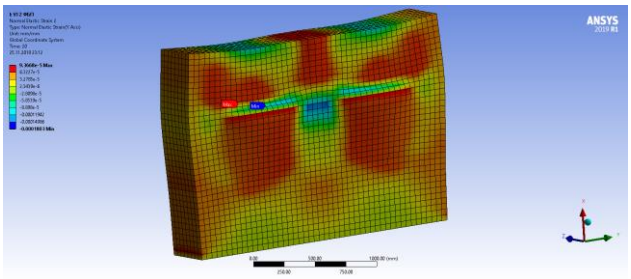


Рис. Г.12. Ізополя еквівалентних напружень (а) і деформацій (б) у блоках за схемою V

а)



б)



в)

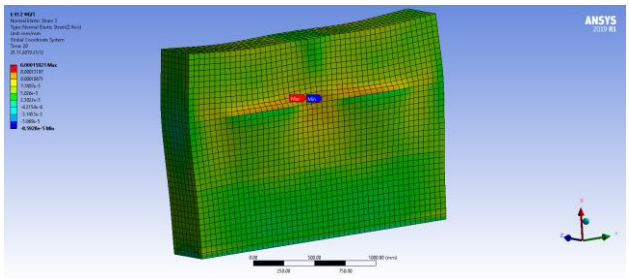
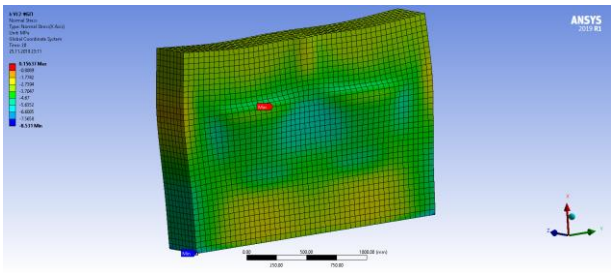
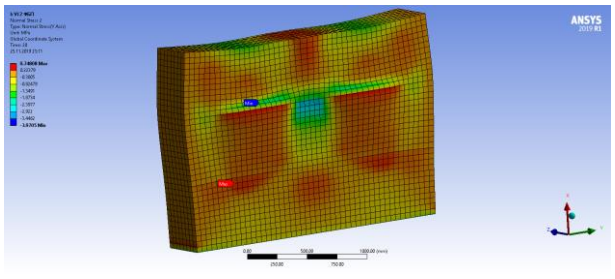


Рис. Г.13. Ізополя відносних деформацій у блоках за схемою VI: а – в напрямку X; б – в напрямку Y; в – в напрямку Z.

а)



б)



в)

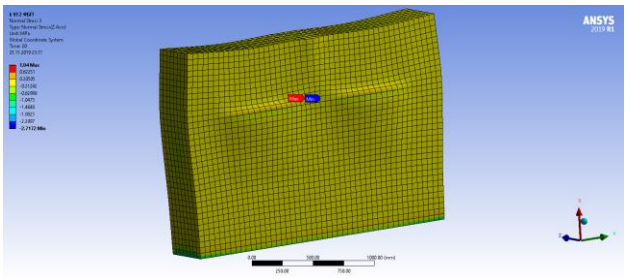
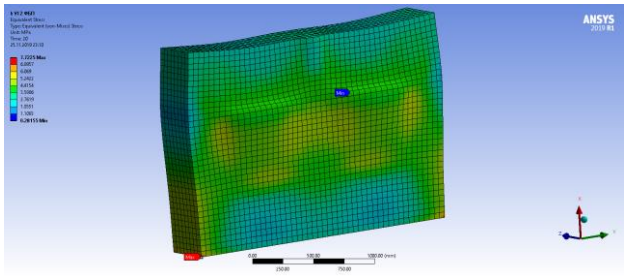


Рис. Г.14. Ізополя нормальних напружень у блоках за схемою VI: а – в напрямку X; б – в напрямку Y; в – в напрямку Z.

а)



б)

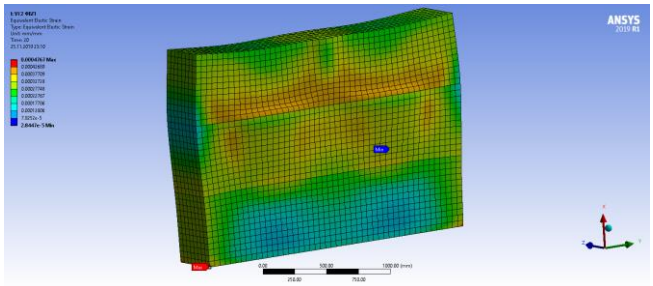
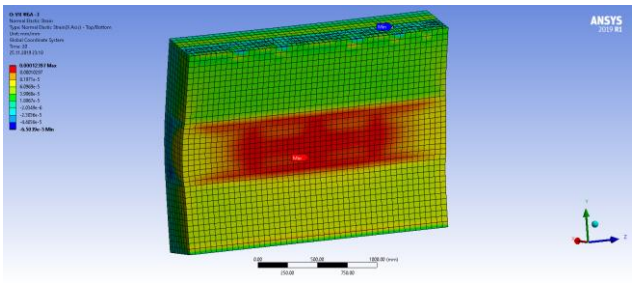
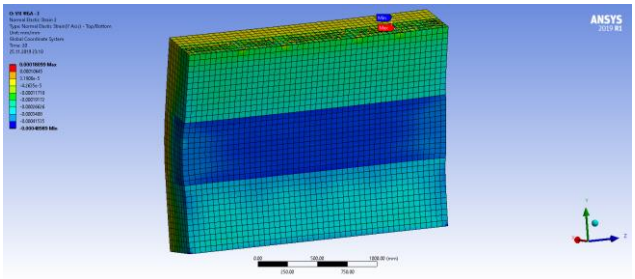


Рис. Г.15. Ізополя еквівалентних напружень (а) і деформацій (б) у блоках за схемою VI

а)



б)



в)

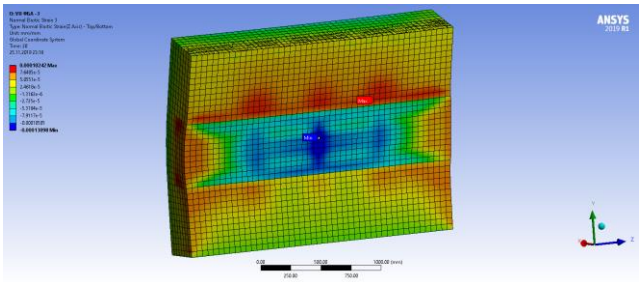
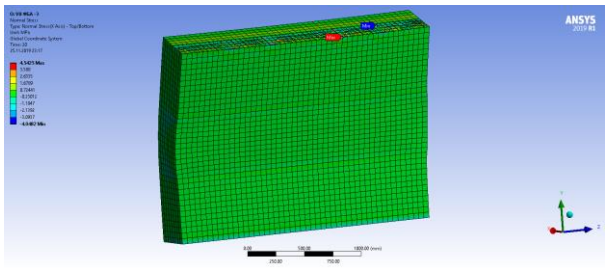
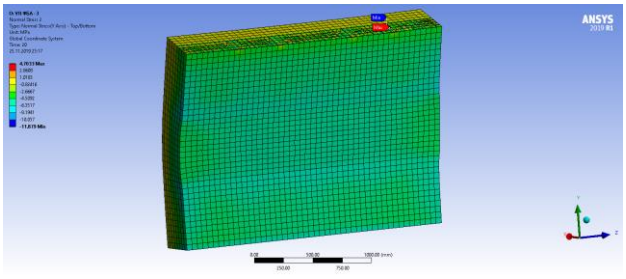


Рис. Г.16. Ізополя відносних деформацій у блоках за схемою VII: а – в напрямку X; б – в напрямку Y; в – в напрямку Z.

а)



б)



в)

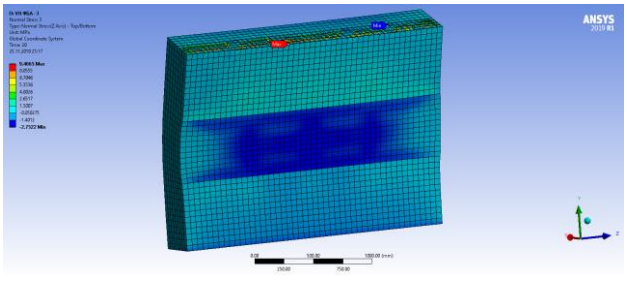
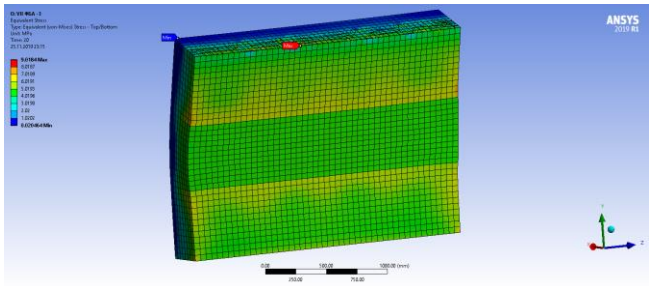


Рис. Г.17. Ізополя нормальних напружень у блоках за схемою VII: а – в напрямку X; б – в напрямку Y; в – в напрямку Z.

а)



б)

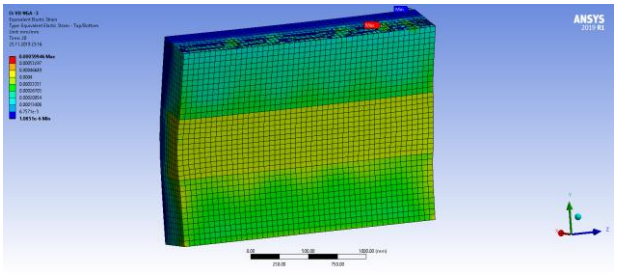
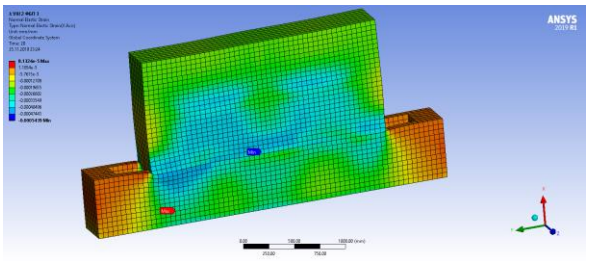
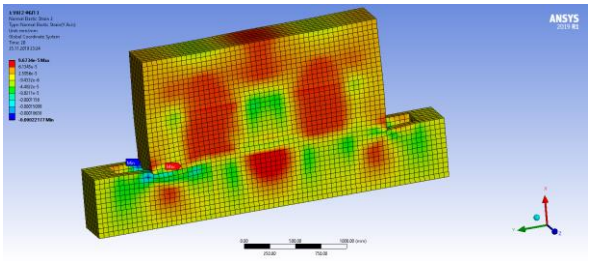


Рис. Г.18. Ізополя еквівалентних напружень (а) і деформацій (б) у блоках за схемою VII

а)



б)



в)

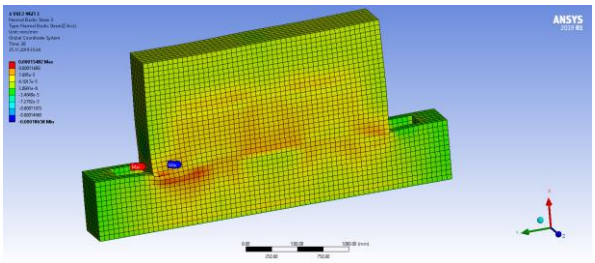
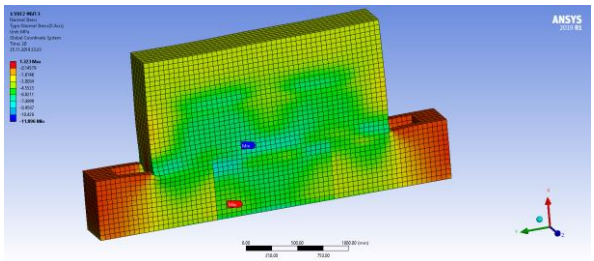
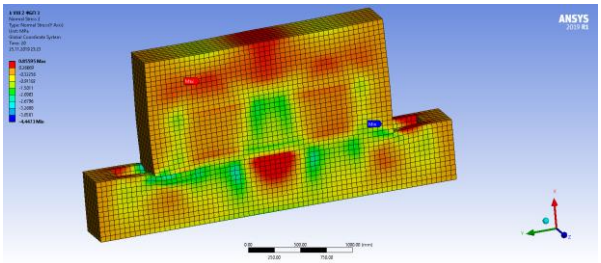


Рис. Г.19. Ізополя відносних деформацій у блоках за схемою VIII: а – в напрямку X; б – в напрямку Y; в – в напрямку Z.

а)



б)



в)

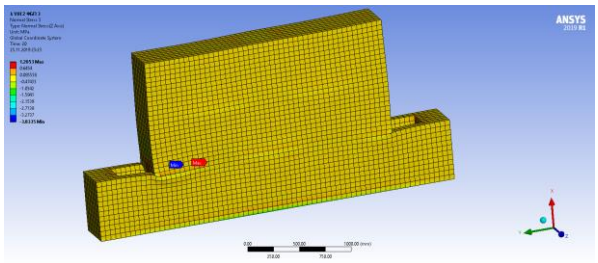
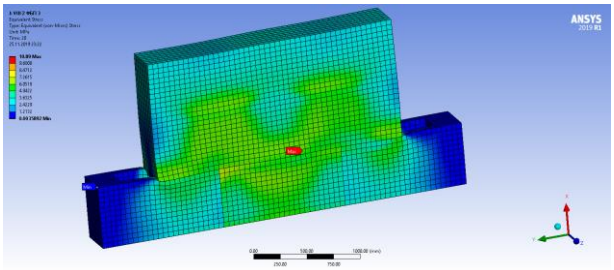


Рис. Г.20. Ізополя нормальних напружень у блоках за схемою VIII: а – в напрямку X; б – в напрямку Y; в – в напрямку Z.

а)



б)

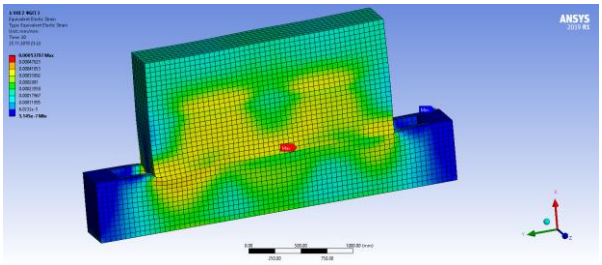
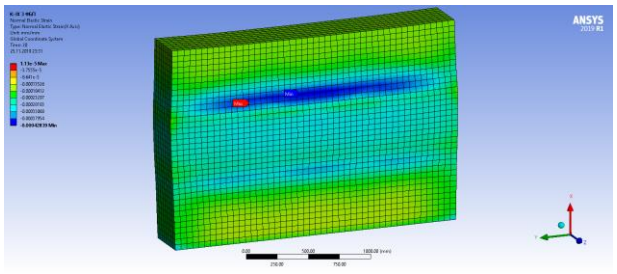
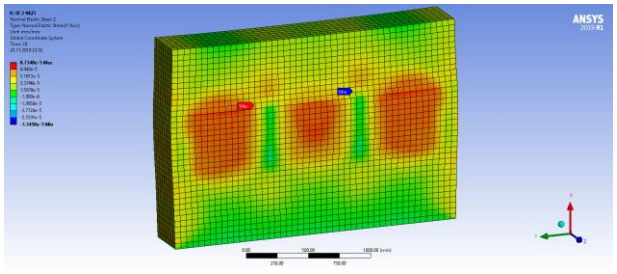


Рис. Г.21. Ізополя еквівалентних напружень (а) і деформацій (б) у блоках за схемою VIII

а)



б)



в)

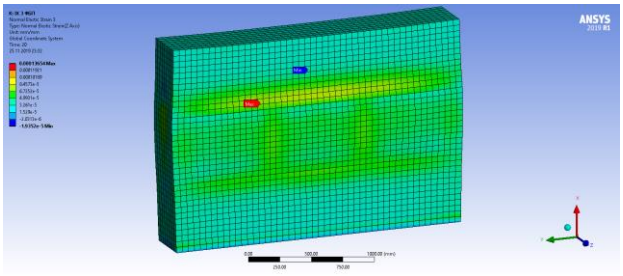
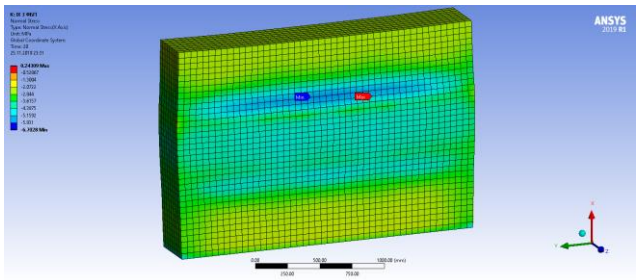
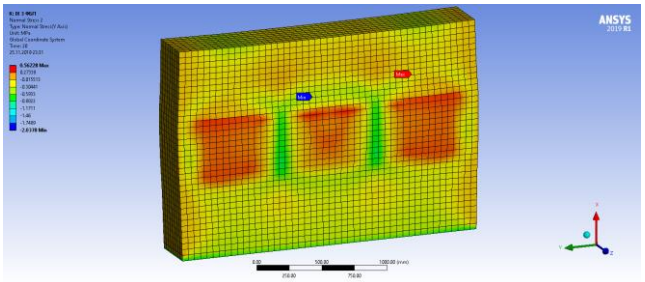


Рис. Г.22. Ізополя відносних деформацій у блоках за схемою IX: а – в напрямку X; б – в напрямку Y; в – в напрямку Z.

а)



б)



в)

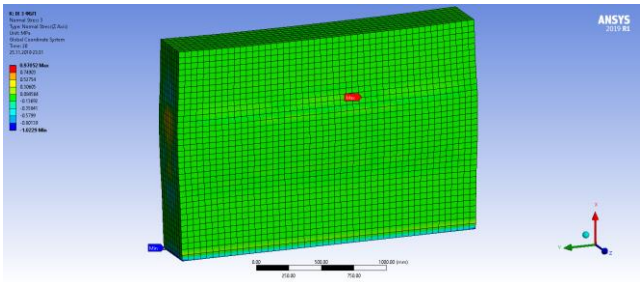
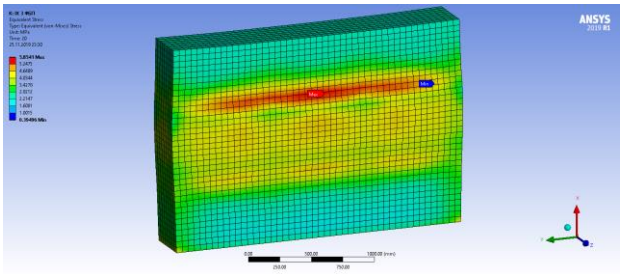


Рис. Г.23. Ізополя нормальних напружень у блоках за схемою IX: а – в напрямку X; б – в напрямку Y; в – в напрямку Z.

а)



б)

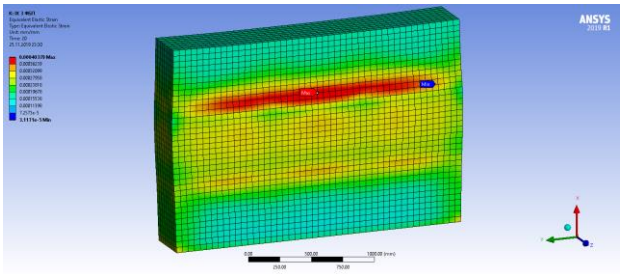


Рис. Г.24. Ізополя еквівалентних напружень (а) і деформацій (б) у блоках за схемою IX

Г.2. Графіки деформацій

Схема II. Загальна конструкція стінки за схемою II була аналогічною до конструкції в схемі I. Проте на відміну від схеми I, блоки схеми II «завантажували» позацентрово прикладеним навантаженням. При цьому заміряли деформації у всіх блоках: вертикальному цільному, середньому порожнистому і половинчастих порожнитих, розташованих у середньому ряді.

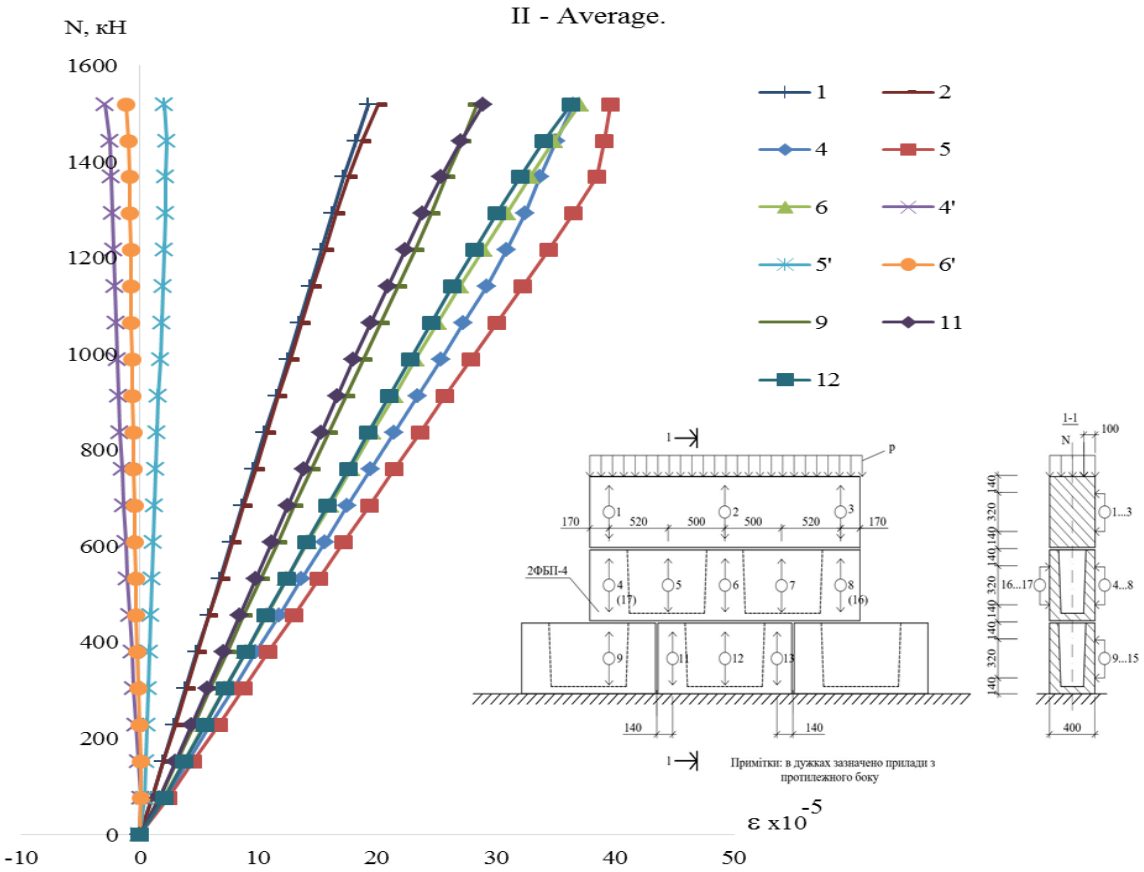


Рис. Г.25. Вертикальні деформації блоків в схемі II

Найменші майже прямо пропорційні деформації стиску має цільний верхній блок, що пояснюється насамперед його більшою міцністю (22,5 МПа) порівняно з міцністю середнього (8,5 МПа) і нимжнього блоків (9,0…15,5 МПа). Дещо більшими і також майже прямо пропорційними є деформації стиску у середньому ряді (рис. В.25). Найбільші деформації стиску має середній блок. До 16-го етапу завантаження ці деформації є практично прямопропорційним до навантаження. На передостанніх етапах спостерігаємо відхилення від прямопропорційної залежності:

в крайньому ребрі і посередині поздовжньої стінки – в бік зменшення, в середньому ребрі – в бік збільшення.

Схема III. У складі стінки за схемою III був лише один порожнистий блок-марки ФБА-1, в якому використанням арболітових вставок було улаштовано чотири замкнутих порожнини. Цей блок розташований у середньому ряді між нижнім і верхнім повнотілими блоками.

Графіки деформацій будували для верхнього і середнього блоків, на яких при випробуванні навантаженнями були розташовані прилади (рис. Г.26).

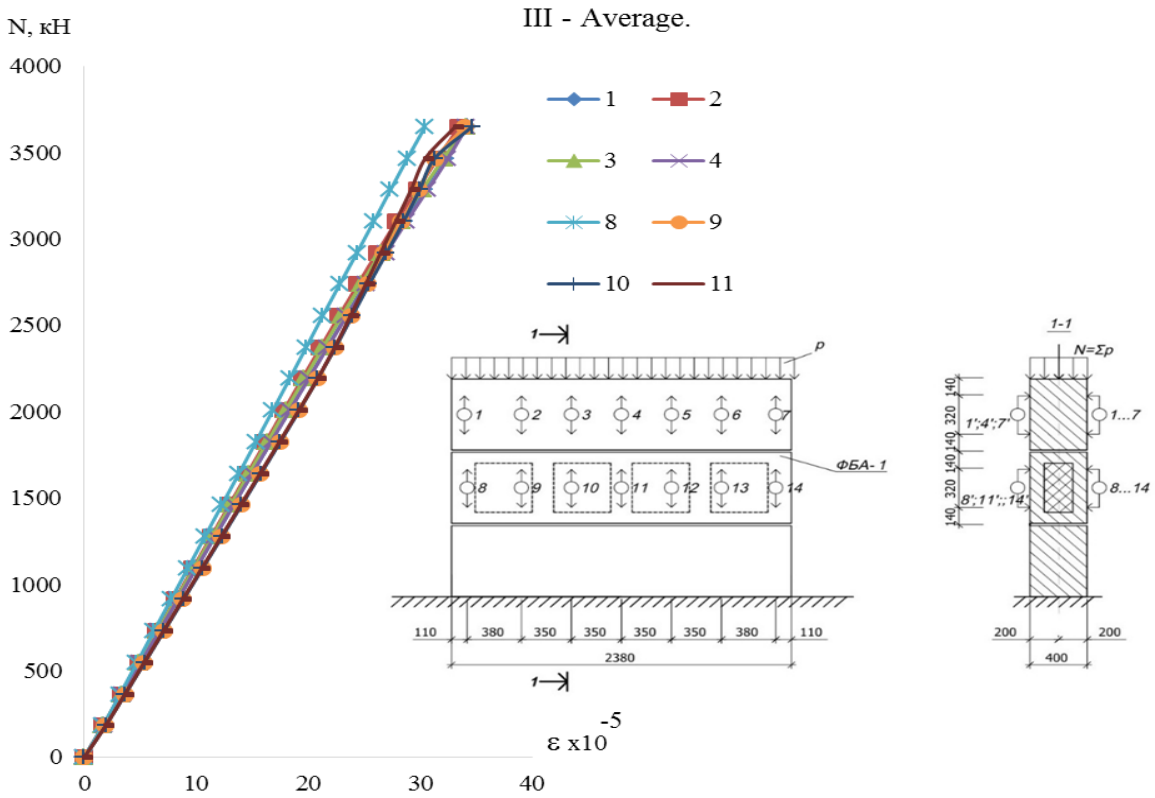


Рис. Г.26. Вертикальні деформації блоків в стінці за схемою III

Згідно з отриманими результатами моделювання в ПК ANSYS роботи стінки за схемою III, маємо майже прямо пропорційну залежність між деформаціями і навантаженнями. Винятком є графіки деформування стінок порожнистого блока, де є незначне відхилення в бік збільшення, а після 9…10 етапів – зменшення деформацій.

Схема IV. Загальна конструкція блоків за схемою IV і за умовами завантаження була аналогічна до схеми III. Проте міцність блоків і стінці за схемою IV була в 2,6…3,6 раза більша, ніж в схемі III.

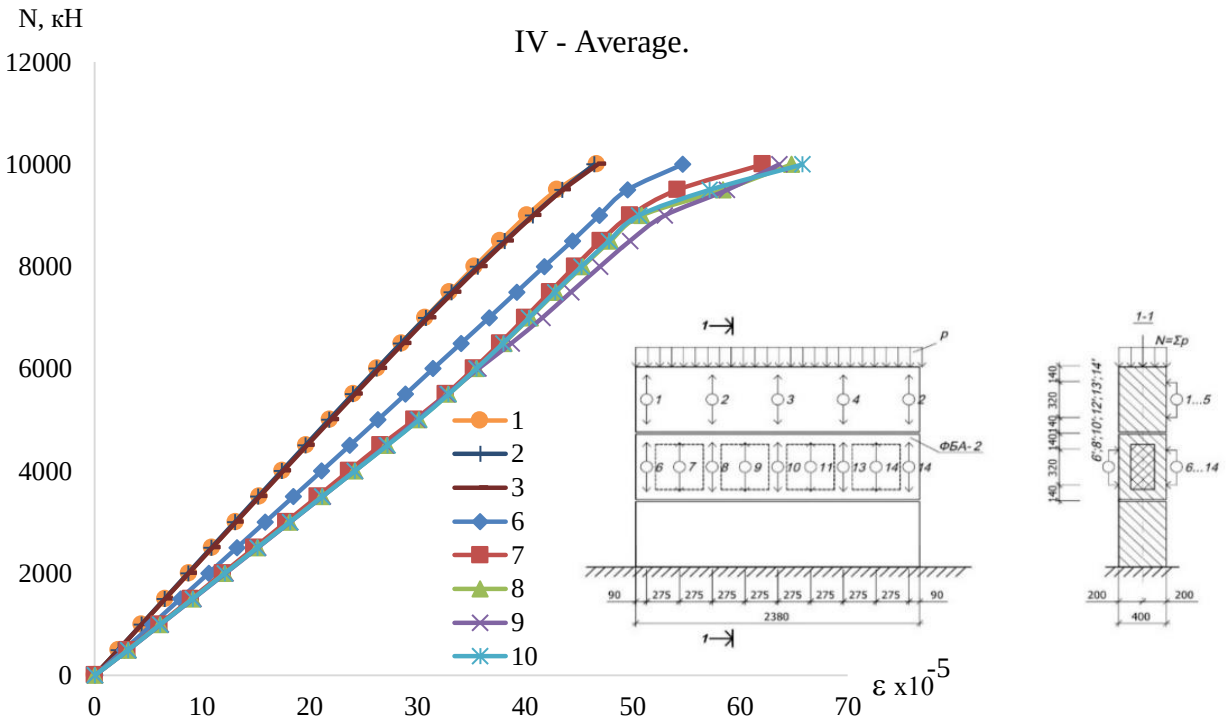


Рис. Г.27. Вертикальні деформації блоків в стінці за схемою IV

Згідно з результатами моделювання, деформації верхнього блока є найменшими і практично однаковими з незначним збільшенням після 12-го етапу завантаження. Іншим є характер деформування порожнистого блока. В торцьових ребрах графік деформування є прямолінійним із збільшення на останьому етапі завантаження. Середні проміжні ребра і поздовжні стінки крайніх порожнистих після навантаження N=6000 кН мають тенденції до незначного зменшення, а після N=19000 кН – до різкого збільшення деформацій (рис. Г.27), які наближались до граничних деформацій стиснутого бетону. Подібним є характер деформування поздовжніх стінок середніх порожнин до 18-го етапу. Після навантаження N=9500 кН деформації знову мають тенденцію до зменшення і до інтенсивного збільшення перед «руйнуванням».

Схема V. В складі стінки за схемою V досліджували роботу порожнистого блока з 3-ма відкритими порожнинами, який був розташований між нижнім і верхнім цільними блоками (рис. Г.28). Загалом маємо залежність деформацій є від навантаження N близьку до прямо пропорційності на початкових етапах завантаження (~ до N=1000 кН). При подальшому завантаженні спостерігаємо тенденцію до незначного збільшення або зменшення деформацій, у т.ч. в

протилежний бік після навантаження N=2000 кН. При цьому і за постійного завантаження і перед руйнуванням розкид між деформаціями цільного верхнього блока і середнього нижнього блока є незначним.

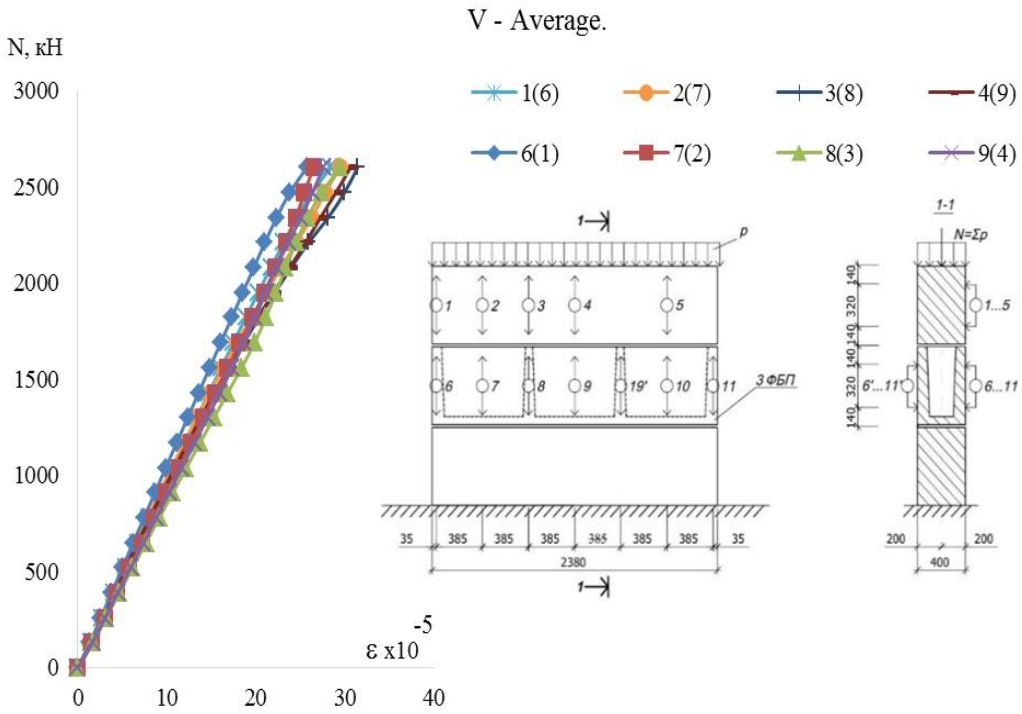


Рис. Г.28. Вертикальні деформації блоків в стінці за схемою V

Схема VI. Схема VI передбачала дослідження блока з 2-ма відкритими порожнинами, розташованого між повнотілими блоками знизу і зверху і дослідженого за центрального завантаження (рис. Г.29).

До навантаження N=1500 кН деформації наростали прямо пропорційно. Відхилення від такої залежності в бік збільшення простежується як у верхньому так і в порожнистому блоках, особливо після N=2000-2500 кН (прилади 1, 6, 8). В приладах 2, 3, 7 на двох передостанніх етапах маємо тенденцію до зменшення інтенсивності наростання деформацій.

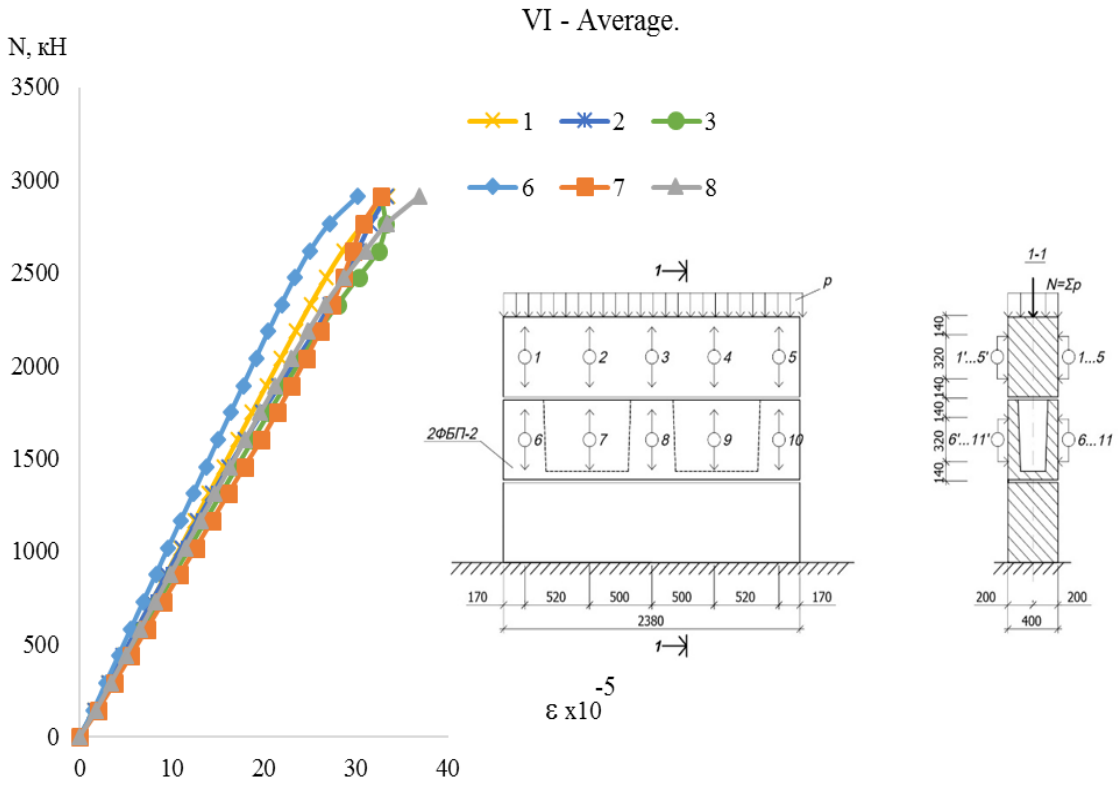


Рис. Г.29. Вертикальні деформації блоків в стінці за схемою VI

Схема VII. В схемі VII блок з 4-ма замкнутими порожнинами був досліджений в складі стінки на позацентрове завантаження (рис. Г.30). Згідно з отриманими результатами моделювання роботи цього блока марки ФБА-3 та цільних верхнього і нижнього блоків, отримано три групи графіків деформацій дослідних зразків, які в межах кожної групи практично співпадають між собою (рис. Г.30). Графіки деформацій стиснутої зони верхнього блока мають прямо пропорційну залежність від навантаження. Графіки деформацій стиснутої сторони середнього порожнистого блоку приблизно в два рази більша за деформації верхнього блока, що пов'язано насамперед із суттєво його меншою міцністю (відповідно 8,0 МПа і 20,5 МПа). До навантаження N=1500 кН вони при цьому є прямолінійними, після чого набувають тенденції до зменшення.

Також згрупованими є графіки деформацій розтягнутої сторони блока ФБА-3. Ці деформації є прямо пропорційними і з максимальними значеннями на останніх етапах завантаження $\varepsilon=5{,}9\ldots8{,}2\cdot10^{-5}$.

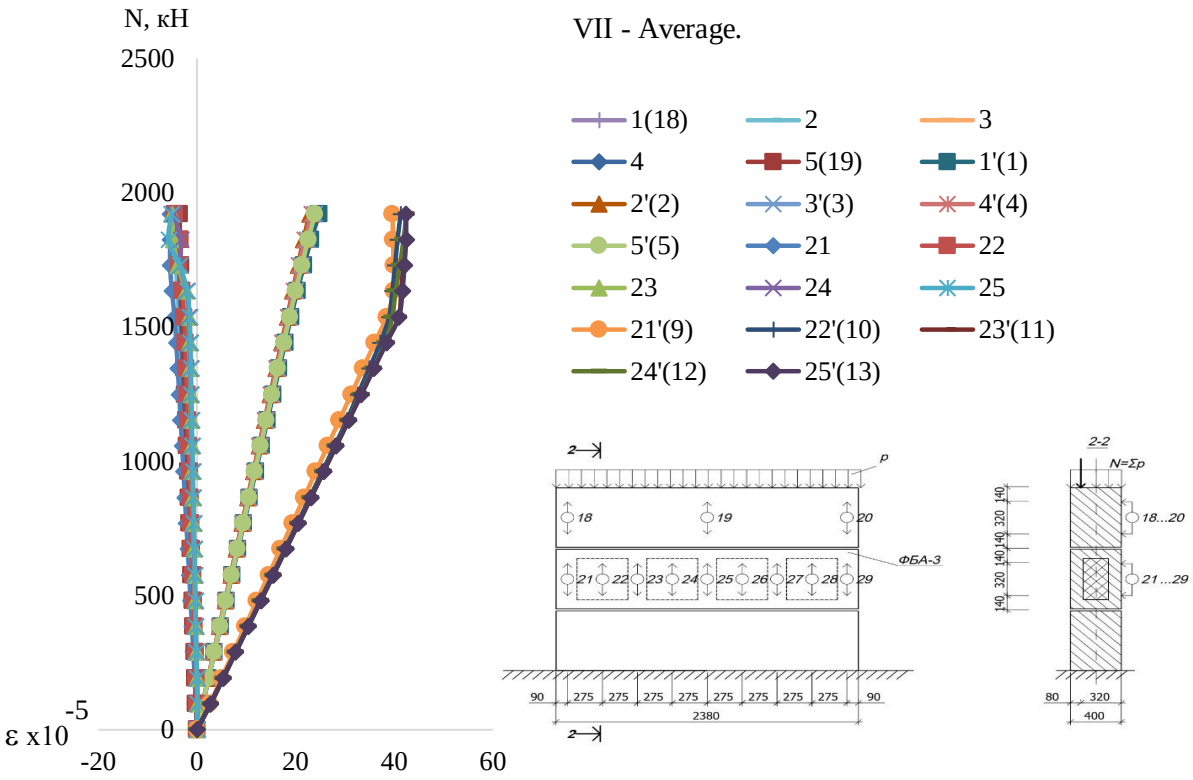


Рис. Г.30. Вертикальні деформації блоків в стінці за схемою VII

Загальна конструктивна схема дослідних блоків в стінці за схемою VIII була аналогічною до стінки за схемою I (рис. Г.31): у верхньому ряді цільний блок; у середньому ряді блок з двома відкритими порожнинами; у нижньому ряді – три половинчасті блоки з відкритими порожнинами; завантаження – центрово прикладне. Проте порівняно із схемою I блоки всіх 3-х рядів мали міцність приблизно близьку до проектної (10 МПа). Виняток – середній блок нижнього ряду з міцністю 17,5 МПа.

Деформації верхнього блоку є найменшими, причому на приторцьових поверхнях майже прямопропорційними, а в середній частині – з відхиленням від прямолінійної залежності в бік збільшення після навантаження N=1750 кН. Більшими і в ширшому діапазоні отримано значення деформацій середнього блока. На поздовжніх поверхнях торцьових ребрах після прямо пропорційного зростання на початкових і середніх етапах завантаження спостерігаємо тенденцію до зменшення інтенсивності приросту ε при N≥2200 кН.

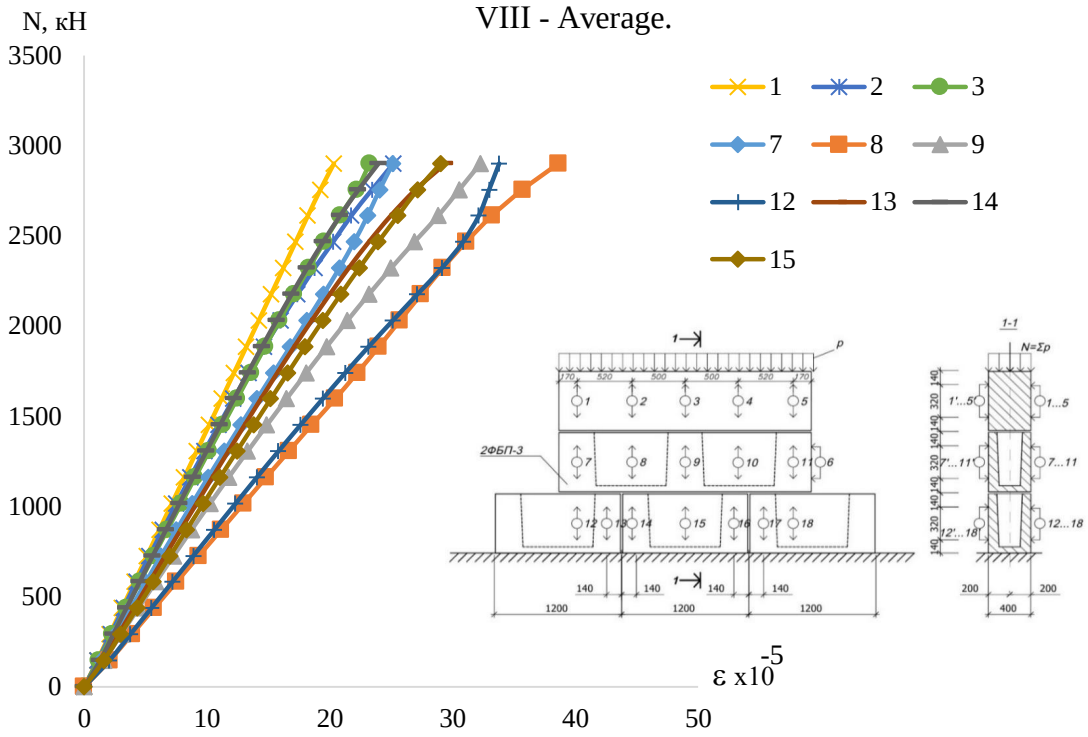


Рис. Г.31. Вертикальні деформації блоків в стінці за схемою VIII

Найбільшими є деформації середнього проміжного ребра з відхиленням в бік збільшення на останніх етапах завантаження. Деформації посередині поздовжніх стінок є дещо меншими із дворазовою зміної кривизни – після прикладання зусилля N=1600 кН і N=2620 кН. В середньому діапазоні знаходиться деформації нижнього блока. На зовнішніх гранях (в місцях розташування приладів 12 і 18) після прямопропорційного зростання майже у всьому діапазоні завантаження на «передруйнівних» етапах отримано тенденцію до зменшення інтенсивності наростання.

В стінці за схемою IX випробовували блок з 3-ма замкнутими порожнинами, розташованих посередині між верхнім і нижнім цільними блоками (рис. Г.32). Міцність всіх блоків була на 5…11 % меншою від проектної кубикової середньої міцності 10 МПа. Характер вертикальних деформацій блоків наступний.

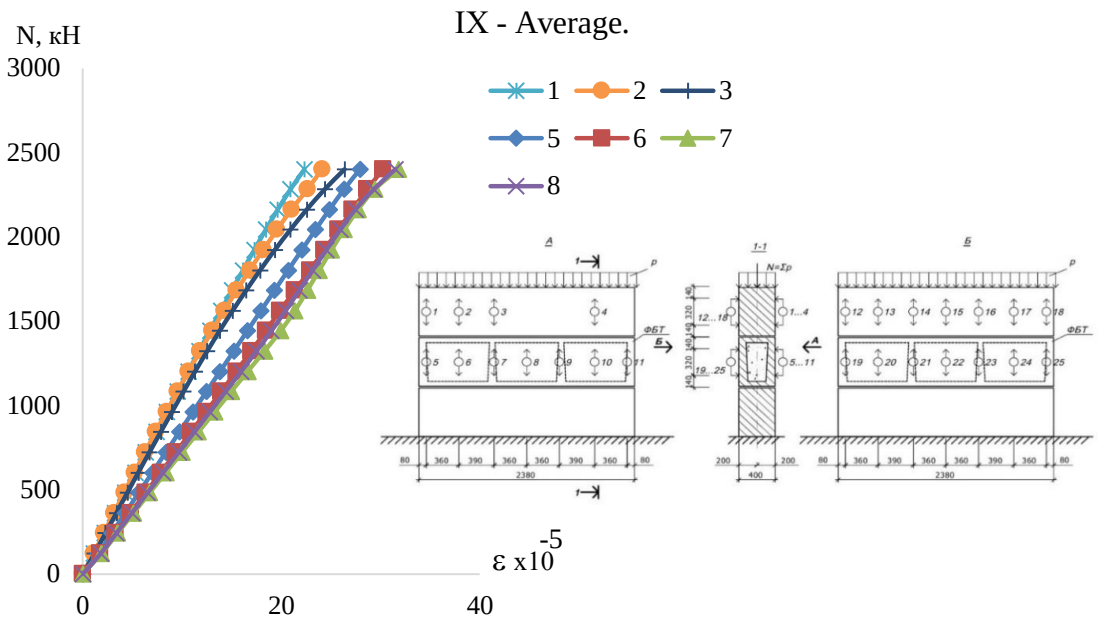


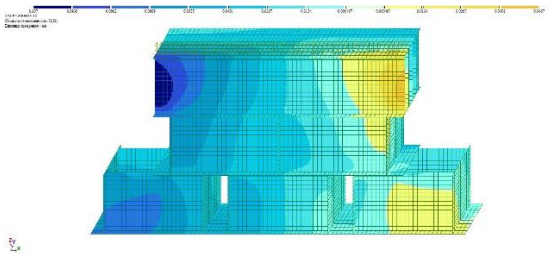
Рис. Г.32. Вертикальні деформації блоків в стінці за схемою IX

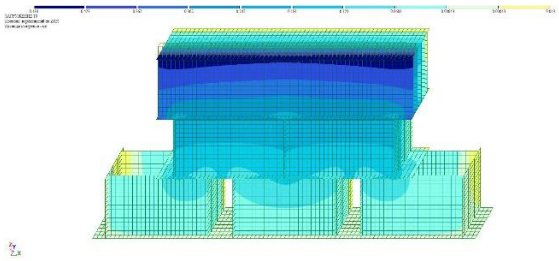
Відхилення від прямо пропорційної залежності графіків деформацій верхнього блока настало після навантаження N≥1270…1520 кН, в меншій мірі для крайніх (приторцьових) граней, і в більшій мірі – для зовнішніх граней середньої частини блоків. Більш складними є деформації середнього блока. Якщо приторцьові грані деформуються майже прямолінійно (прилад 5), то зовнішні грані поздовжніх стінок і проміжних поперечних ребер (прилади 6, 7, 8) деформуючись спочатку прямолінійно, після навантаження N=1170 кН дещо зменшують інтенсивність зростання, а після навантаження N=1935 кН – дещо її збільшують. Особливо це стосується зон, розташованих в середній частині блока.

ДОДАТОК Д.

Моделювання напружено-деформованого стану блоків в програмному комплексі ЛІРА (схеми II-IX)

а) в)





б)

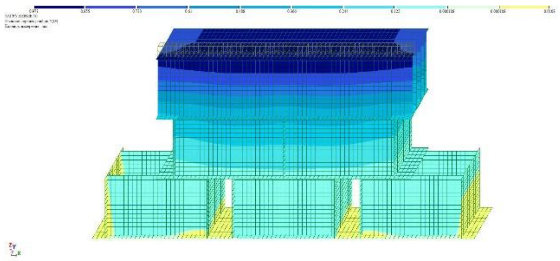
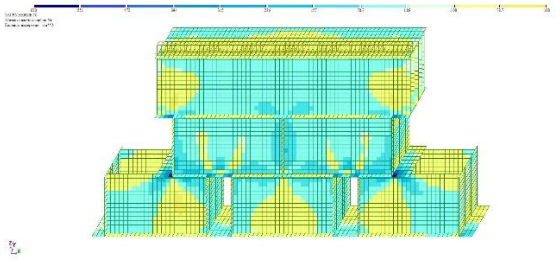
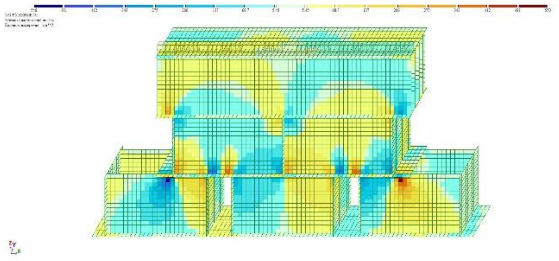


Рис. Д.1. Ізополя переміщень в блоках стінки за схемою II:

а – в напрямку X; б – в напрямку Y; в – в напрямку Z.

а) в)





б)

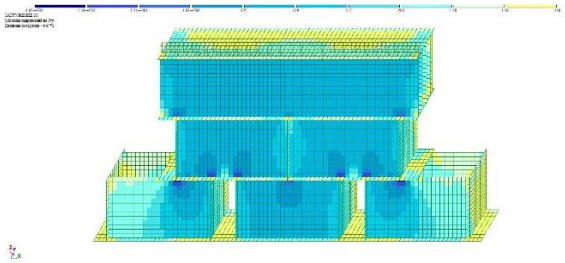
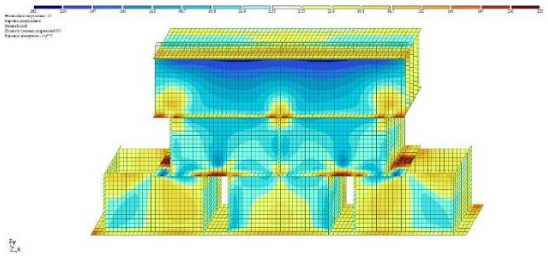
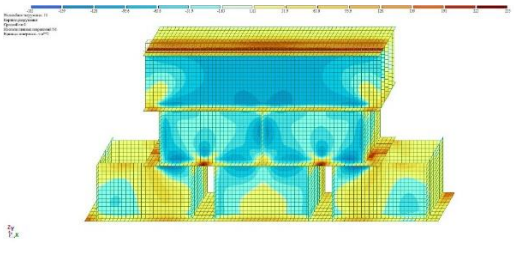


Рис. Д.2. Ізополя напружень в блоках стінки за схемою II:

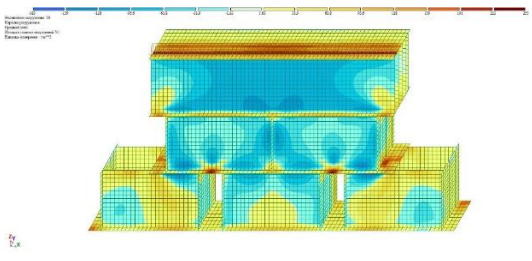
а – в напрямку X; б – в напрямку Y; в – в напрямку XY.

а) в)





б) г)



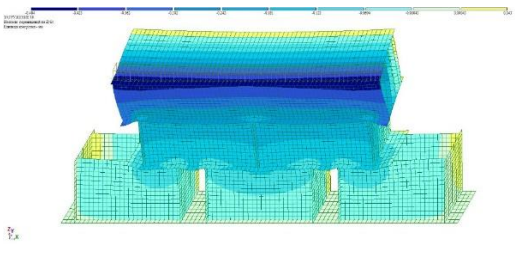
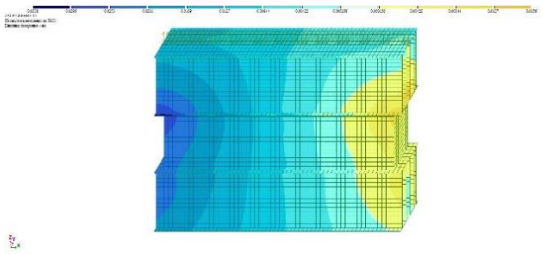
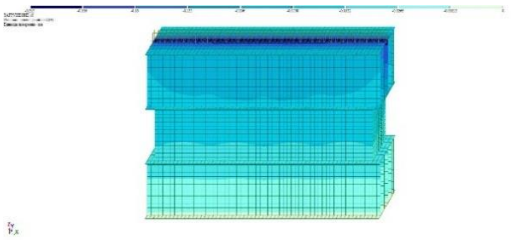


Рис. Д.3. Характер тріщиноутворення (а, б, в) і руйнування (г) блоків за схемою II.

а) в)





б)

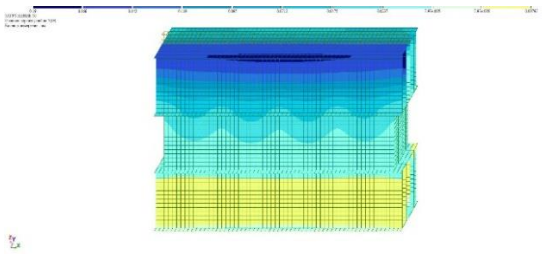
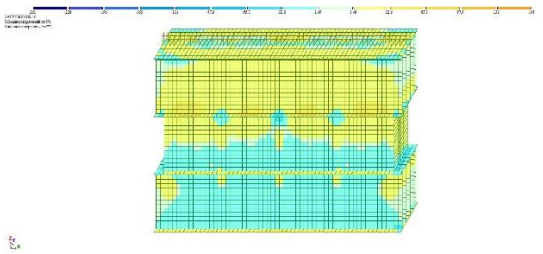
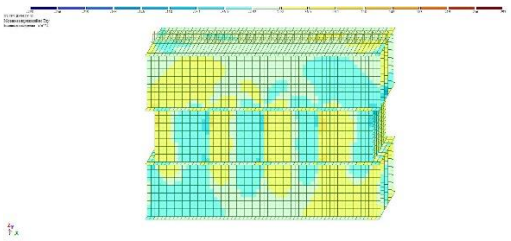


Рис. Д.4. Ізополя переміщень в блоках стінки за схемою III:

а – в напрямку X; б – в напрямку Y; в – в напрямку Z.

а) в)





б)

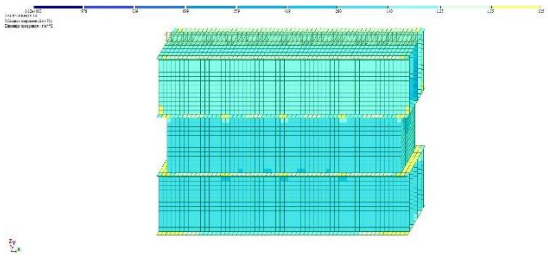
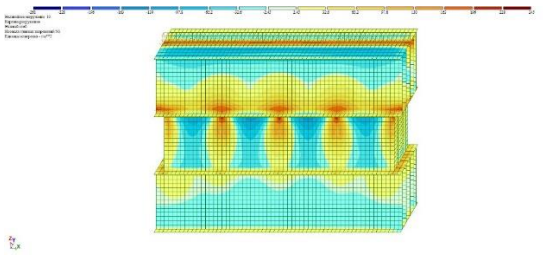
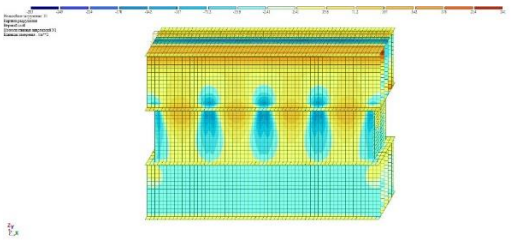


Рис. Д.5. Ізополя напружень в блоках стінки за схемою III:

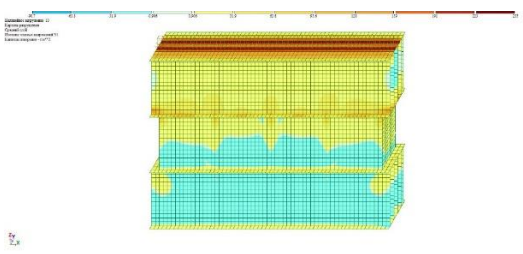
а – в напрямку X; б – в напрямку Y; в – в напрямку XY.

а) в)





б) г)



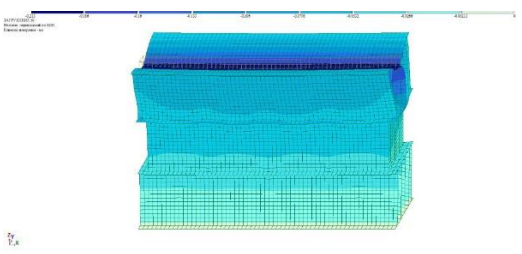
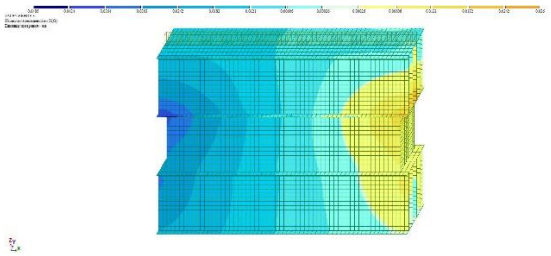
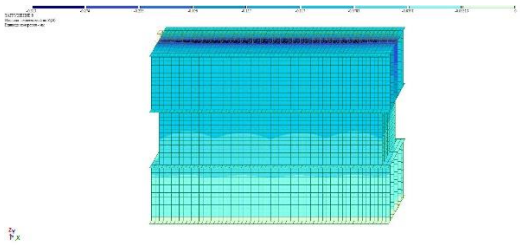


Рис. Д.6. Характер тріщиноутворення (а, б, в) і руйнування (г) блоків за схемою III.

а) в)





б)

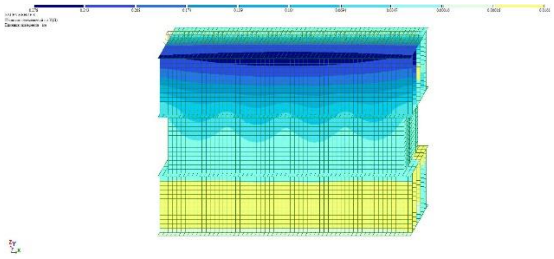
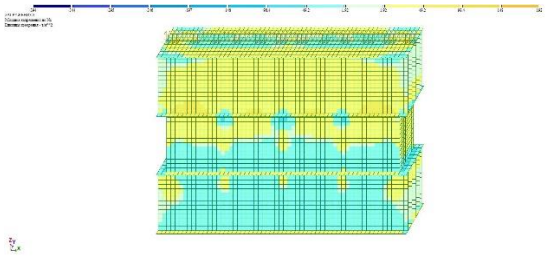
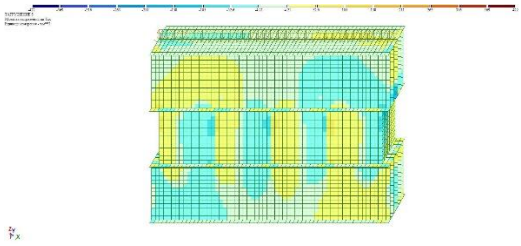


Рис. Д.7. Ізополя переміщень в блоках стінки за схемою IV:

а – в напрямку X; б – в напрямку Y; в – в напрямку Z.

а) в)





б)

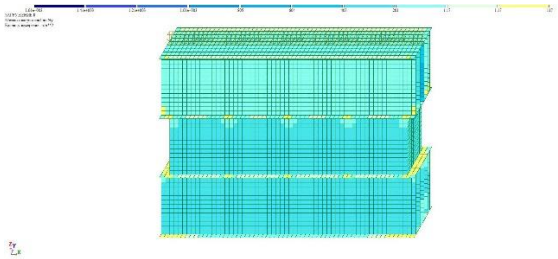


Рис. Д.8. Ізополя напружень в блоках стінки за схемою IV:

а – в напрямку X; б – в напрямку Y; в – в напрямку XY.

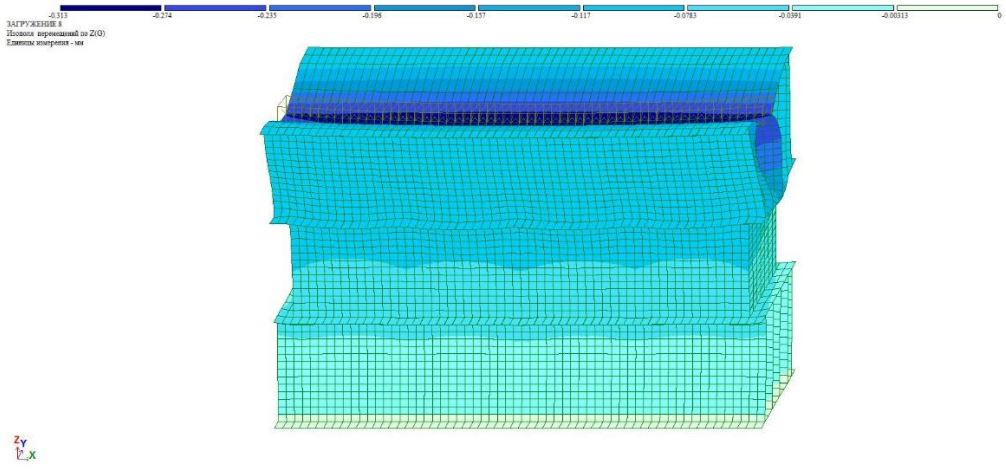
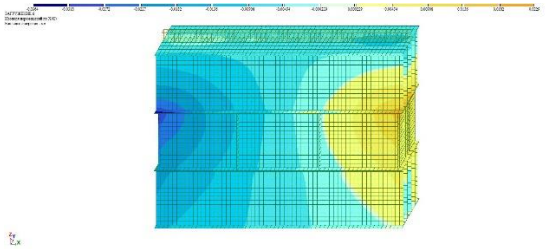
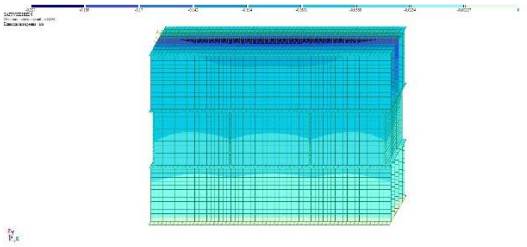


Рис. Д.9. Характер руйнування блоків за схемою IV.

а) в)





б)

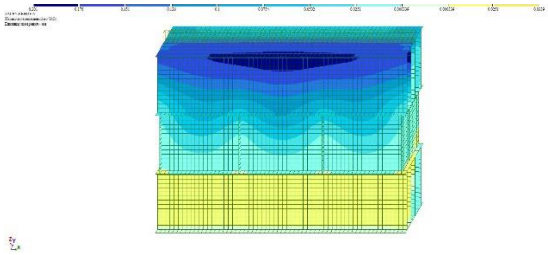
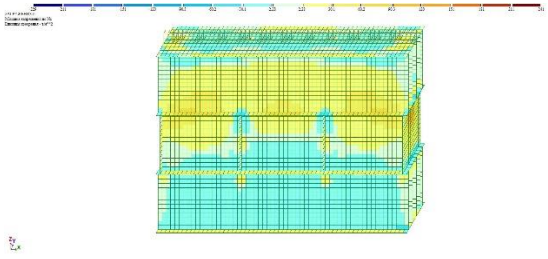
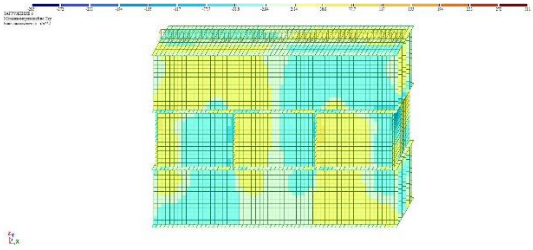


Рис. Д.10. Ізополя переміщень в блоках стінки за схемою V:

а – в напрямку X; б – в напрямку Y; в – в напрямку Z.

а) в)





б)

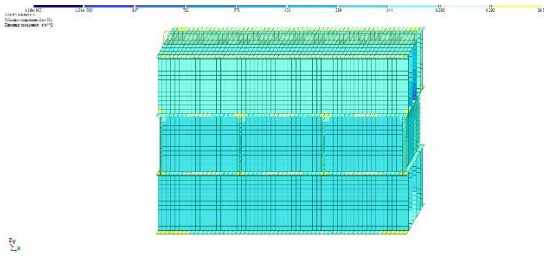


Рис. Д.11. Ізополя напружень в блоках стінки за схемою V:

а – в напрямку X; б – в напрямку Y; в – в напрямку XY.

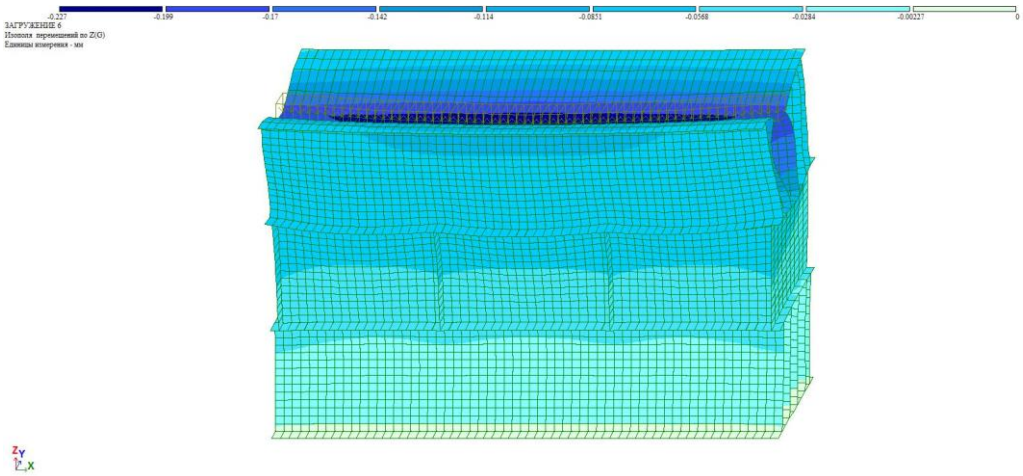
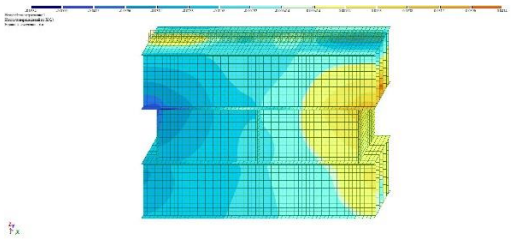
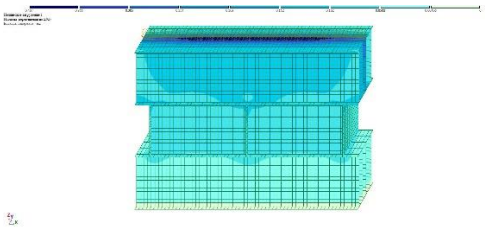


Рис. Д.12. Характер руйнування блоків за схемою V.

а) в)





б)

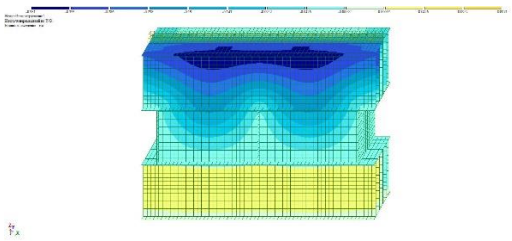
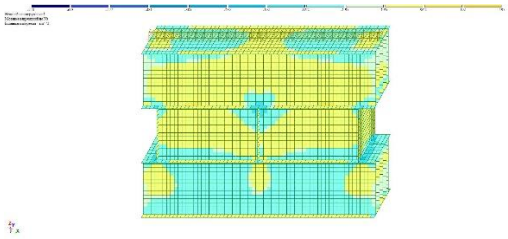
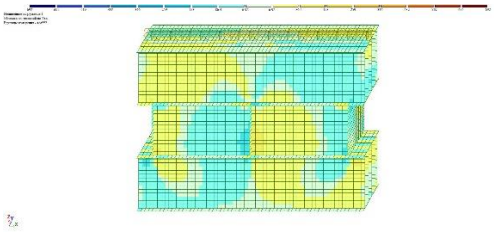


Рис. Д.13. Ізополя переміщень в блоках стінки за схемою VI:

а – в напрямку X; б – в напрямку Y; в – в напрямку Z.

а) в)





б)

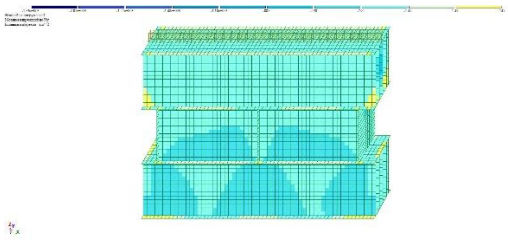
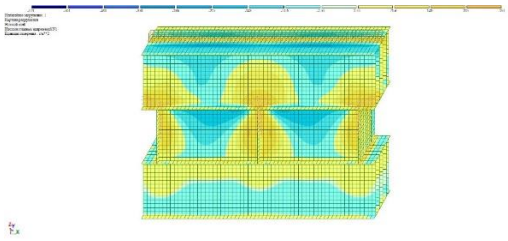
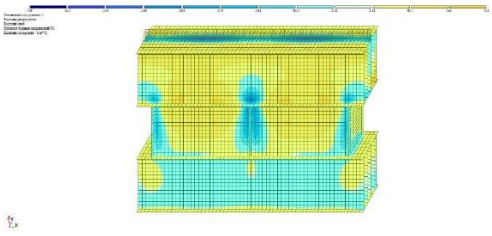


Рис. Д.14. Ізополя напружень в блоках стінки за схемою VI:

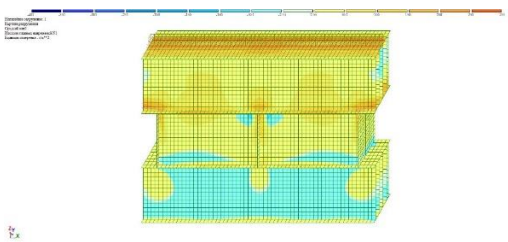
а – в напрямку X; б – в напрямку Y; в – в напрямку XY.

а) в)





б) г)



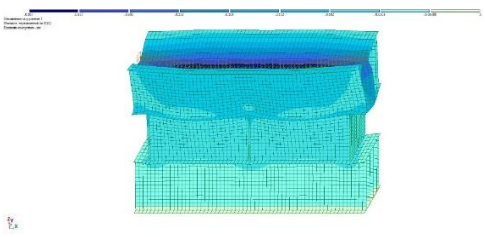
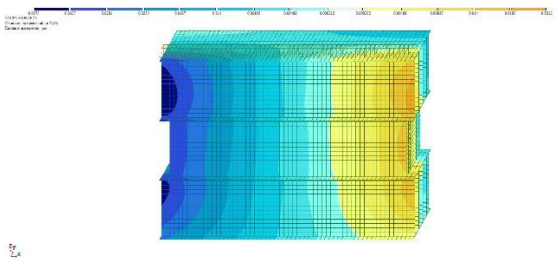
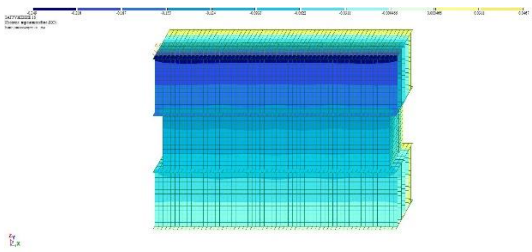


Рис. Д.15. Характер тріщиноутворення (а, б, в) і руйнування (г) блоків за схемою VI.

а) в)





б)

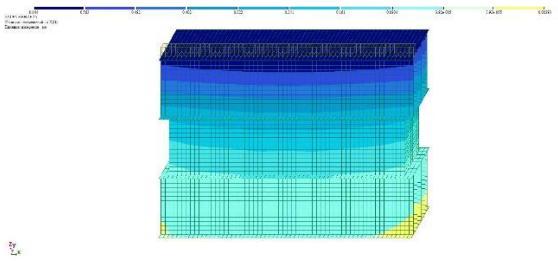
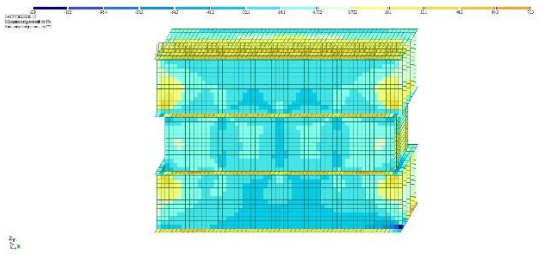
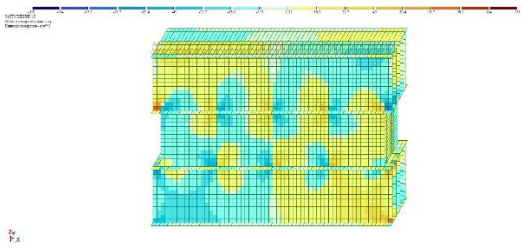


Рис. Д.16. Ізополя переміщень в блоках стінки за схемою VII:

а – в напрямку X; б – в напрямку Y; в – в напрямку Z.

а) в)





б)

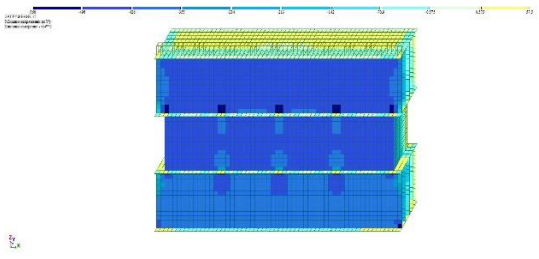
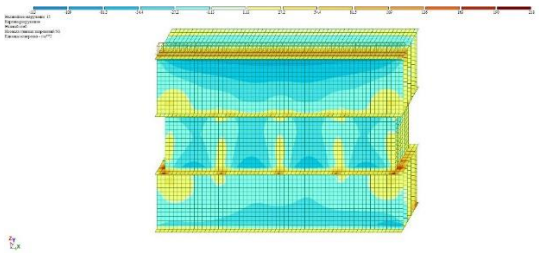
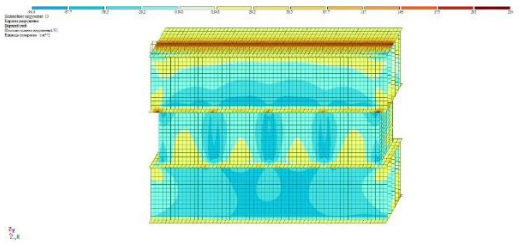


Рис. Д.17. Ізополя напружень в блоках стінки за схемою VII:

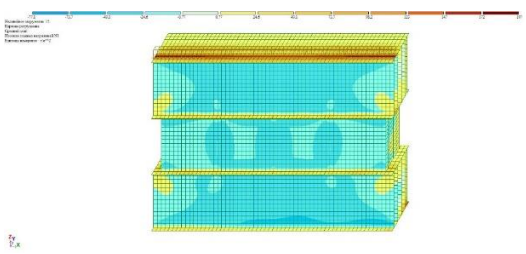
а – в напрямку X; б – в напрямку Y; в – в напрямку XY.

а) в)





б) г)



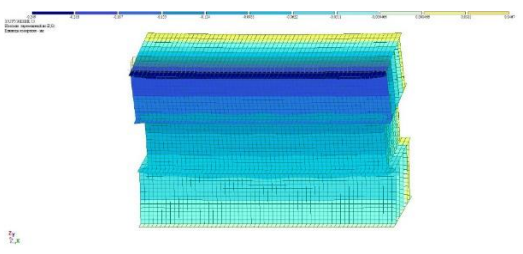
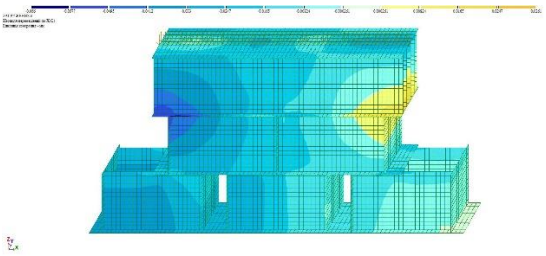
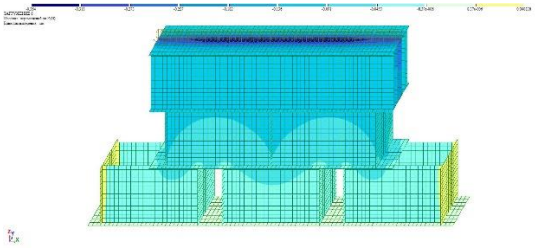


Рис. Д.18. Характер тріщиноутворення (а, б, в) і руйнування (г) блоків за схемою VII.

а) в)





б)

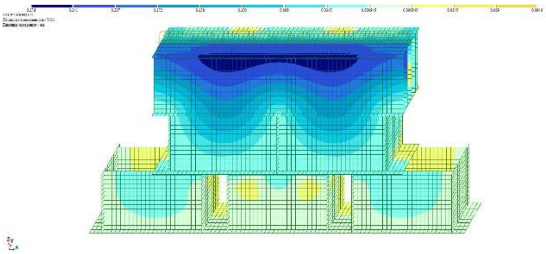
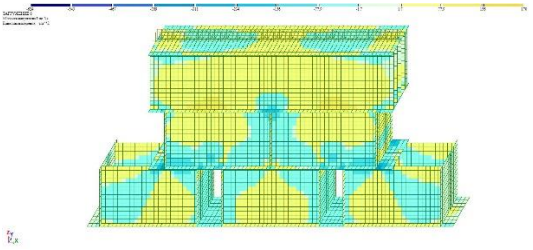
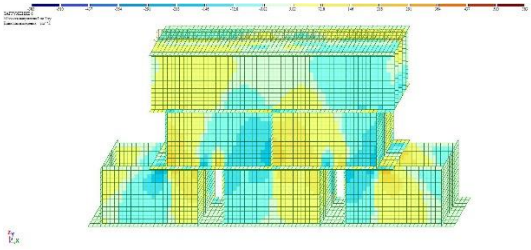


Рис. Д.19. Ізополя переміщень в блоках стінки за схемою VIII:

а – в напрямку X; б – в напрямку Y; в – в напрямку Z.

а) в)





б)

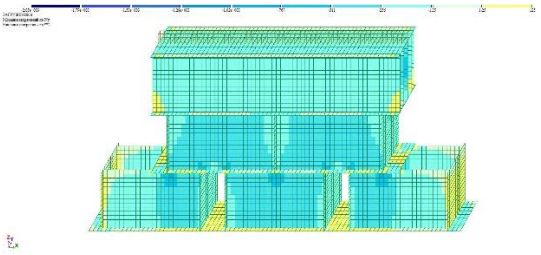


Рис. Д.20. Ізополя напружень в блоках стінки за схемою VIII:

а – в напрямку X; б – в напрямку Y; в – в напрямку XY.

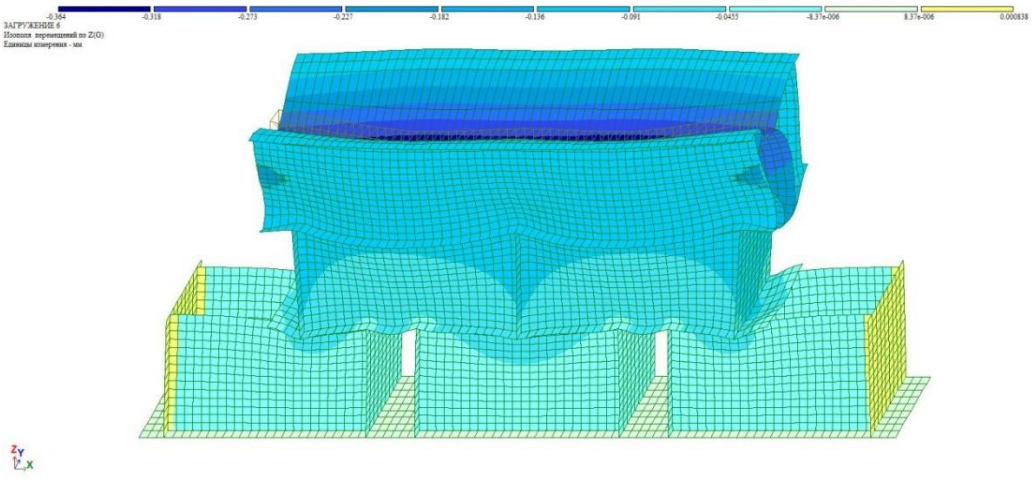
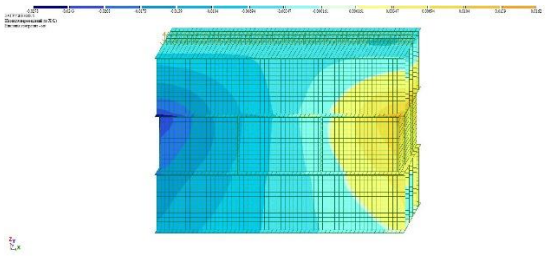
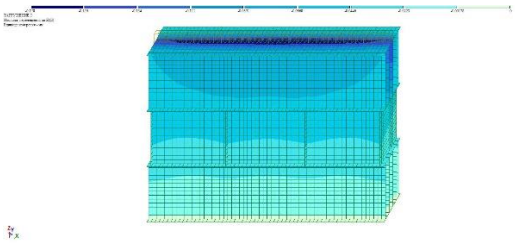


Рис. Д.21. Характер тріщиноутворення (а, б, в) і руйнування (г) блоків за схемою VIII.

а) в)





б)

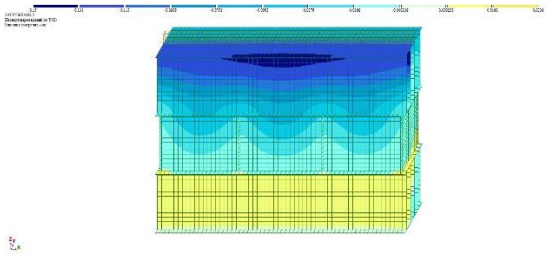
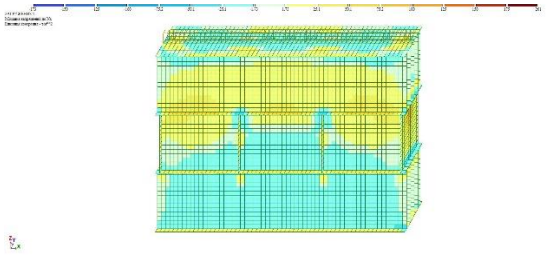
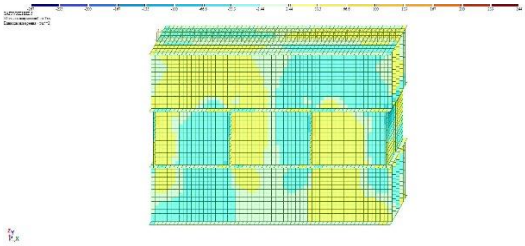


Рис. Д.22. Ізополя переміщень в блоках стінки за схемою IX:

а – в напрямку X; б – в напрямку Y; в – в напрямку Z.

а) в)





б)

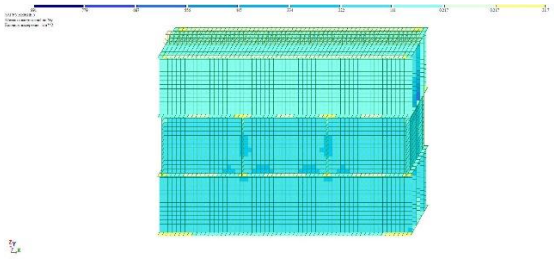


Рис. Д.23. Ізополя напружень в блоках стінки за схемою IX:

а – в напрямку X; б – в напрямку Y; в – в напрямку XY.

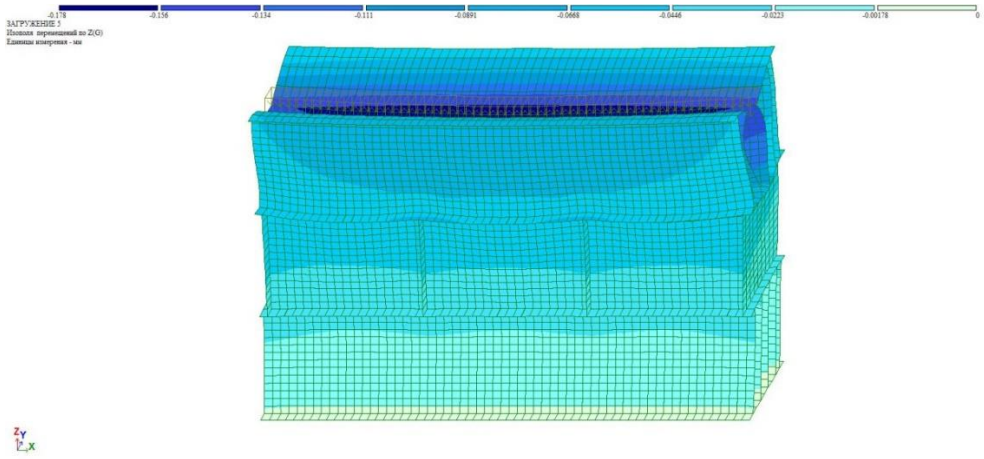


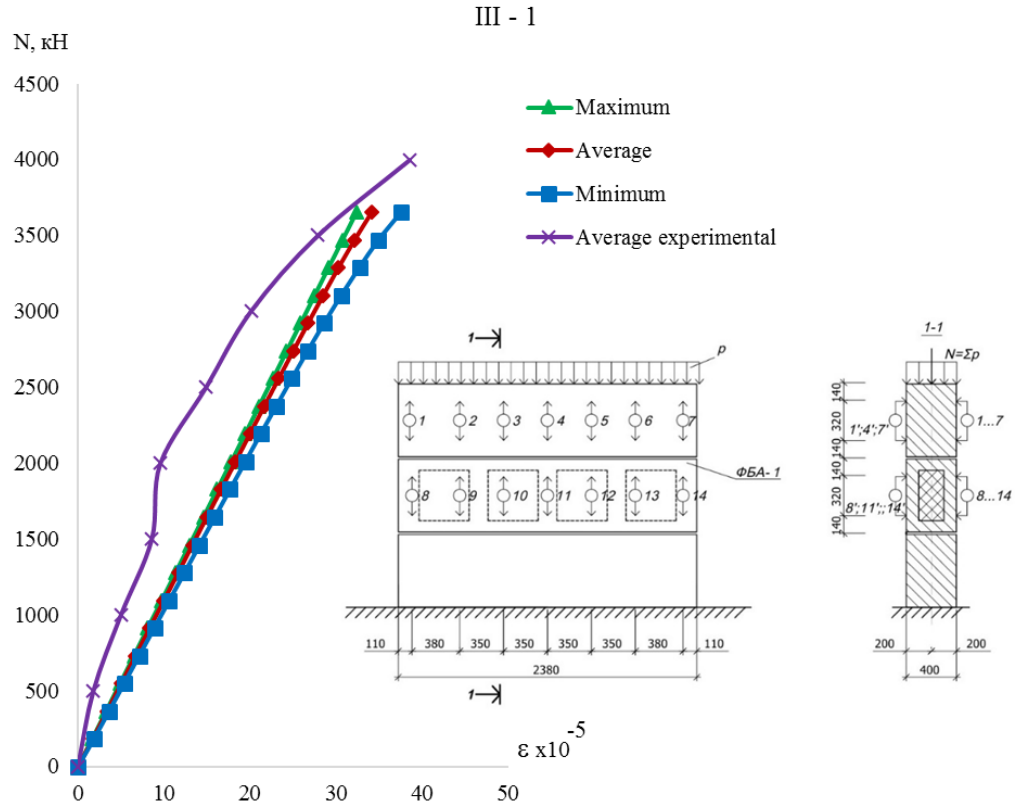
Рис. Д.24. Характер тріщиноутворення (а, б, в) і руйнування (г) блоків за схемою IX.

ДОДАТОК Е.

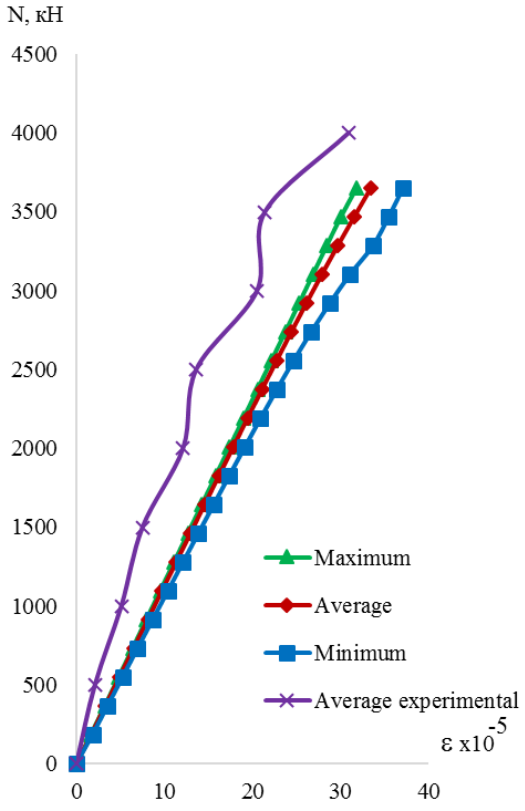
Деформативність блоків (схеми II-IX)

Схема III. При випробуванні стінки з блоків за схемою III прилади були розташовані на поздовжніх гранях цільного і у верхньому ряді порожнистого у середньому ряді блоків (рис. Е.1).

а



б



в

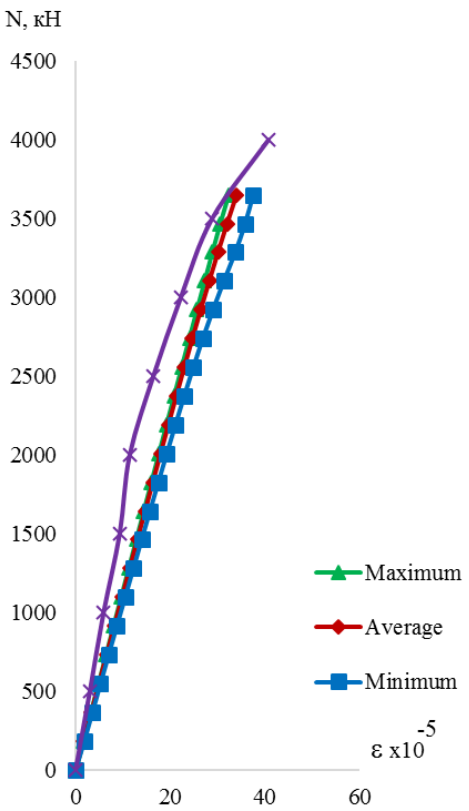


Рис. Е.1. Графіки вертикальних деформацій блоків за схемою III в місцях розташування приладів 1, 2, 3 (відповідно а, б, в)

Згідно з результатами моделювання роботи цих блоків в ПК ANSYS графіки деформацій максимальних, мінімальних і усереднених значень є є близькими між собою особливо на початкових етапах завантаження, де вони до навантаження N=1000 кН майже співпадають.

На середніх і є майже прямопропорційними етапах завантаження (за N=1250-2400 кН) і при більш високих рівнях навантаження теоретичні значення деформацій відхиляються від прямо пропорційної залежності як в бік збільшення, так і в бік зменшення.

Експериментальні значення деформацій бетону крайніх частин верхнього блока (прилади 1, 2) є в 1,3…1,7 раза меншими від теоретичних деформацій (рис. Е.1а, б). Меншу різницю (прилад 3) і навіть майже співпадання (прилад 4) з теоертичними значеннями має бетон в середній частині поздовжньої грані цього блока. При цьому прилади 1, 2, 3 при випробуваннях на передруйнівних етапах фіксували стрімке наростання деформацій.

Дещо іншим при випробуванні був характер зміни деформацій бетону порожнистого блока ФБА-1. На початкових і середніх етапах на приторцьових ділянках відбулося плавне наростання деформацій. Проте після навантаження N=2500 кН деформації майже не збільшувалися або наростали менш інтенсивно.

Графіки теоретичних деформацій ε_{max} також відображають цю особливість.

На зовнішній грані порожнини, згідно з результатами показів приладу 9, деформації збільшувалися майже прямо пропорційно до навантаження N=3500 кН, після чого зросли. Слід зауважити, що графіки теоретичних значень деформації також показали цю тенденцію.

Характер зміни експериментальних деформацій середнього ребра порожнистого блока ФБА-1 був подібним до деформування крайнього ребра. Але якщо максимальні значення деформації середнього ребра були майже пропорційними, то мінімальні і усереднені деформації після навантаження N=1570 кН зменшили іниенсивність наростання, що відповідає характеру зміни експериментальних деформацій в діапазоні навантаження N=2000…3000 кН (рис. Е.2).

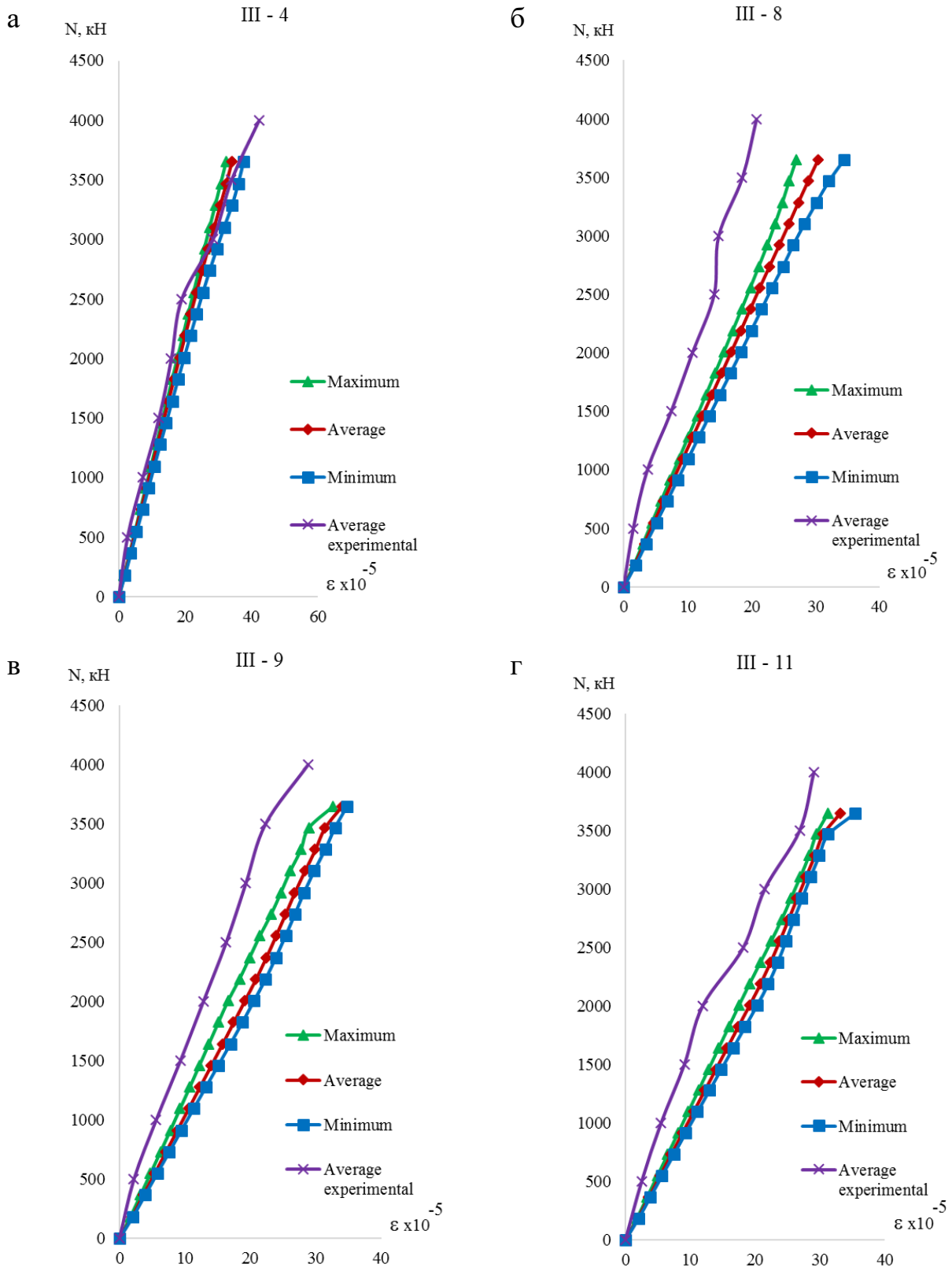


Рис. Е.2. Графіки вертикальних деформацій блоків за схемою II в місцях розташування приладів 4, 8, 9, 11 (відповідно а, б, в, г)

Незважаючи на різний характер зміни деформацій при випробуванні середнього блока, їх значення були суттєво меншими від теоретичних значень.

Схема IV. Як зазначено в експериментальній програмі досліджень, в стінці за схемою IV випробовували блоки, які мали міцність бетону в 2,5…3 рази більшу від

проектної. Мета цих випробувань – дослідити поведінку, характер деформування і руйнування блоків при високих рівнях навантаження. Проте з умов техніки безпеки цю стінку не доводили до руйнування. Комп'ютерне моделювання дозволило визначити теоретичне значення руйнування (>10000 кН), яке суттєво перевищує максимальну величину навантаження при проведенні експериментальних досліджень (N=6400 кН).

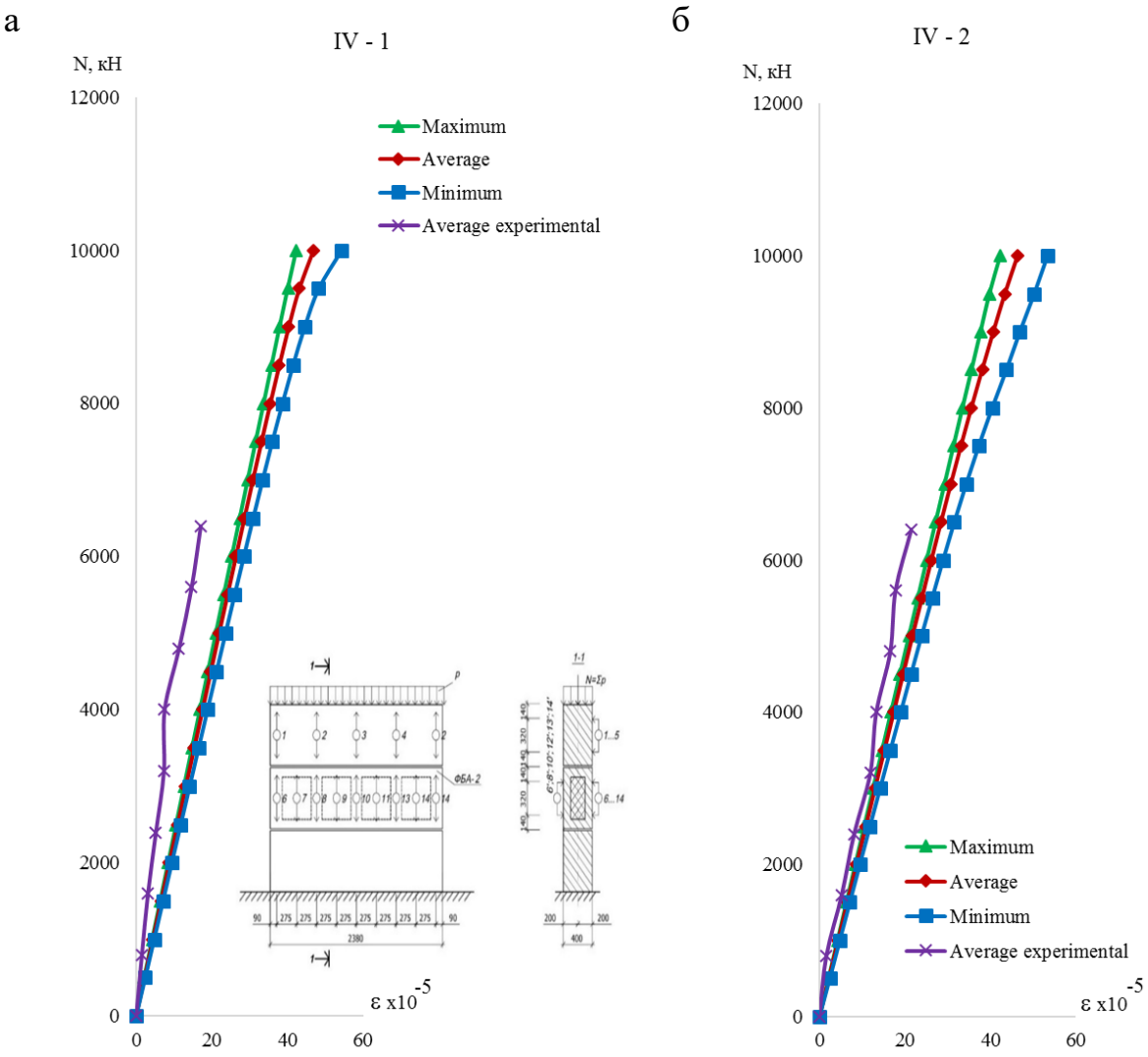


Рис. Е.3. Графіки вертикальних деформацій блоків за схемою IV в місцях розташування приладів 1, 2(відповідно а, б)

Тому на поданих графіках теоретичні значення деформацій є «вищими» (більш видовженими) від графіків експериментальних деформацій.

Загалом графіки теоретичних значень деформацій на поздовжніх гранях суцільного блока верхнього блока за максимальними показниками є прямолінійними, за мінімальними – з деяким наростанням на заключних етапах.

За усередненими показами приладів експериментальні значення деформацій верхнього блока є дещо меншими від теоретичних величин деформацій (~ на 12…37%). Винятком є деформації кутових ділянок блока, де різниця між теоретичними і експериментальними значеннями деформацій становить на окремих етапах завантаження від 27% до 132% (рис. Е.3а).

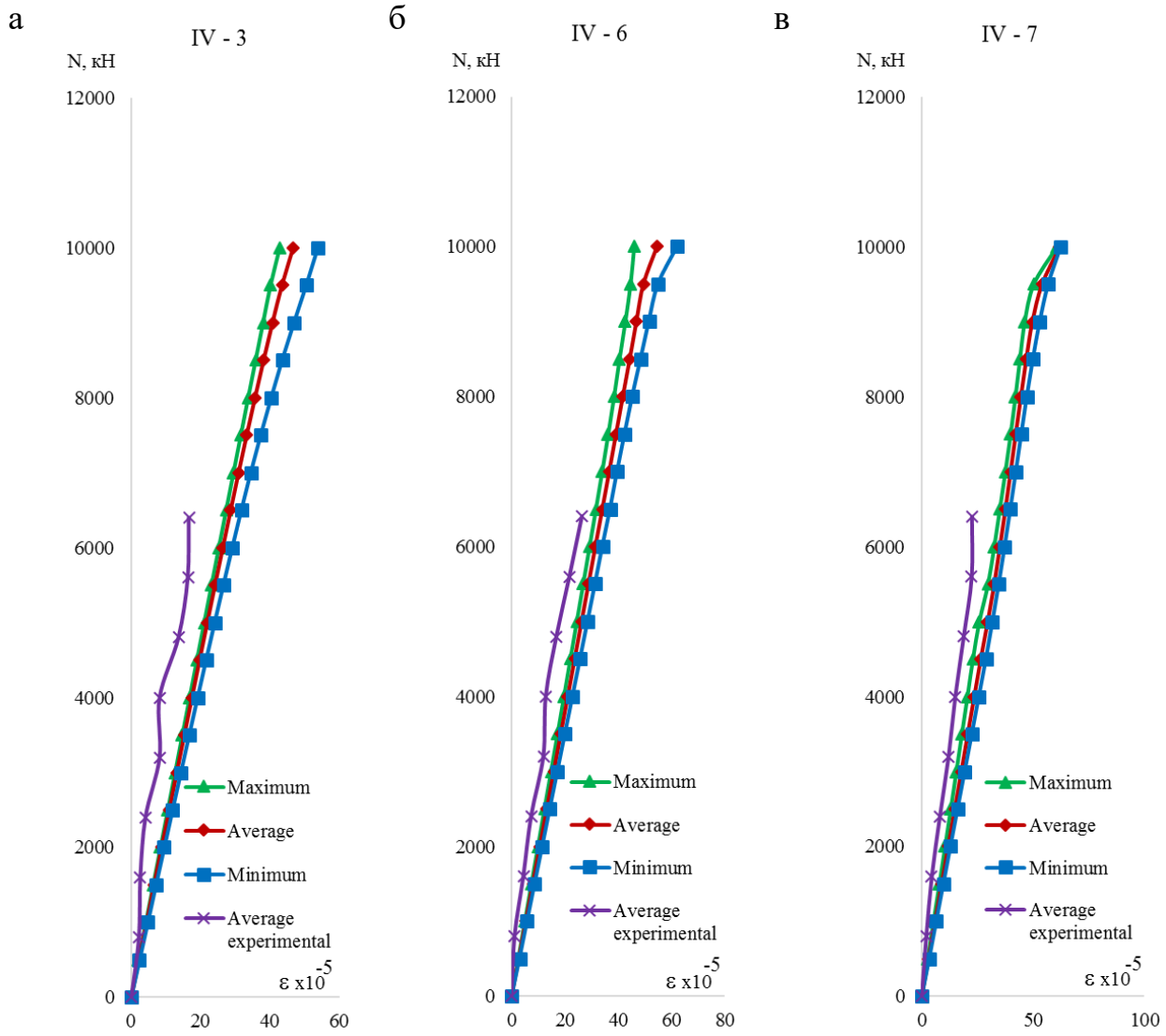


Рис. Е.4. Графіки вертикальних деформацій блоків за схемою IV в місцях розташування приладів 3, 6, 7 (відповідно а, б, в)

Загалом графіки експериментальних величин деформацій верхнього блока до навантаження N=2400-3200 кН мають майже прямолінійний характер з деякими відхиленнями від лінійної залежності в менший чи більший бік при подальшому завантаженні.

Подібним є характер зміни деформацій при випробуванні завантаженням порожнистого блока марки ФБА-2, розташованого у середньому ряді. Незалежно

від місця розташування, всі прилади (розташовані на ребрах чи на зовнішніх гранях порожнин) зафіксували деформації ε^{exp}, які на 18-73% менші від теоретичних значень деформацій ε^{th}. Після майже прямо пропорційного зростання на початкових етапах завантаження деформації ε^{th} мали незначне відхилення від такої залежності, за винятком деформацій бетону середнього ребра, де ці відхилення були дещо більшими (рис. Е.5в).

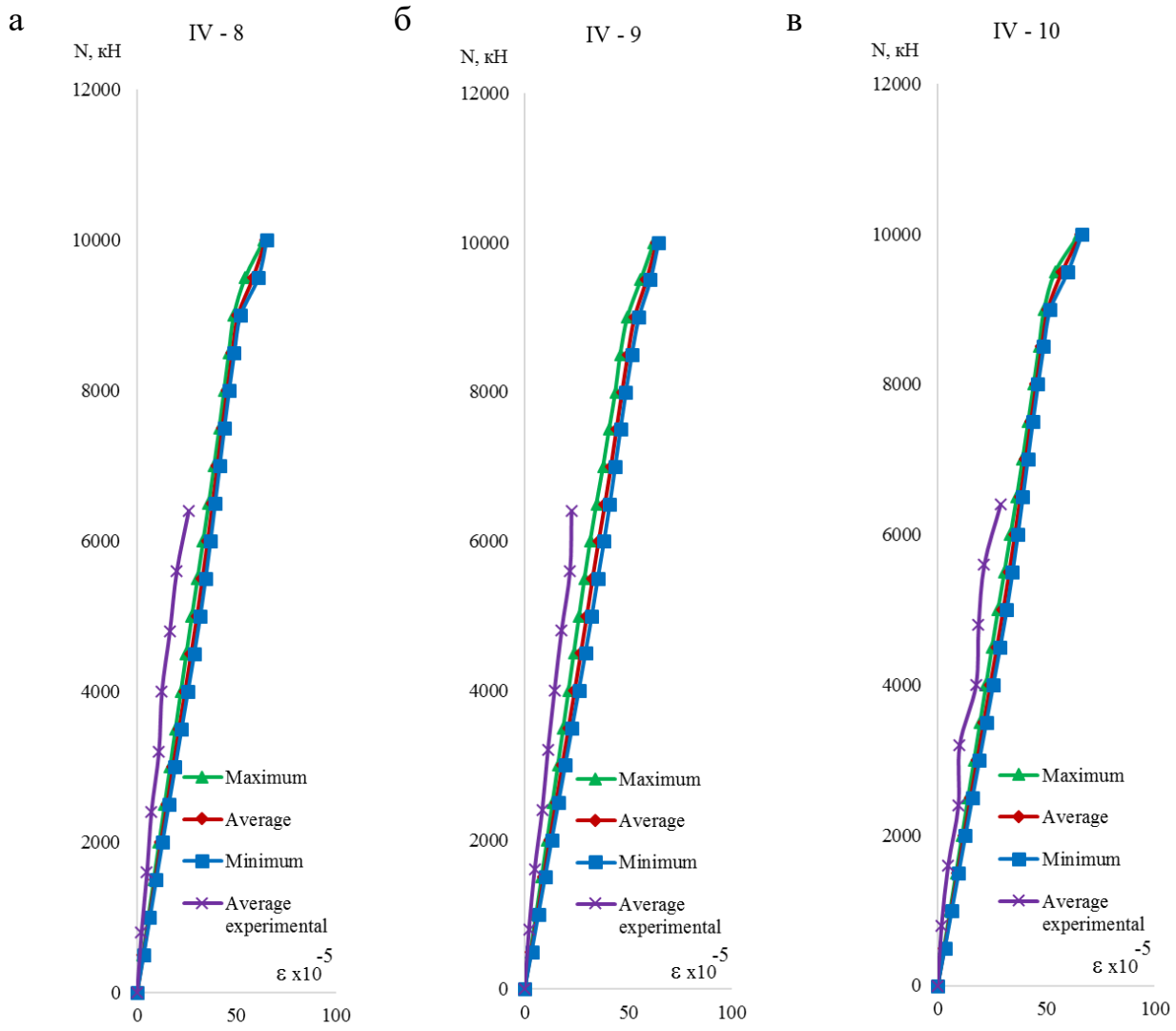


Рис. Е.5. Графіки вертикальних деформацій блоків за схемою IV в місцях розташування приладів 8, 9, 10 (відповідно а, б, в)

Теоретичні значення деформацій до 18-го етапу завантаження були, з незначним відхиленням, прямо пропорційними до навантаження. При цьому різниця між максимальними, мінімальними і усередненими з графіками деформацій є незначною – вони майже збігаються (співпадають). Винятком є деформації бетону ε^{th} в місця розташування приладу №6. Показовим є також

відносно стрімке наростання деформацій ε^{th} на двох заключних етапах завантаження в місцях розташування приладів №№ 7-9.

Схема V передбачала випробування блока марки 3ФБП з 3-ма відкритими порожнинами, який був розташований у середньому ряді між цільними блоками верхнього і нижнього ряду. Прилади при цьому були розташовані на середньому і верхньому блоках (рис. Е.6а).

Характер зміни експериментальних значень деформацій бетону по всій боковій грані верхнього блока був однаковий: плавне поступове наростання деформацій при поетапному завантаженні. На приторцьовій ділянці заміряні приладом 1 днформації перевищили деформації ε^{th} обчислені в ПК ANSYS. В місцях розташування приладів 2, 3, 4 експериментальні значення деформацій на початкових етапах були близькими до усереднених теоретичних деформацій, а після навантаження N=1500 кН почали суттєво їх перевищувати. З поданих графіків видно, що теоретичні максимальні, мінімальні і усереднені значення деформацій мають значний розкид, причому мінімальні деформації бетону на двох останніх етапах в місцях розташування приладів деформації практично не наростали.

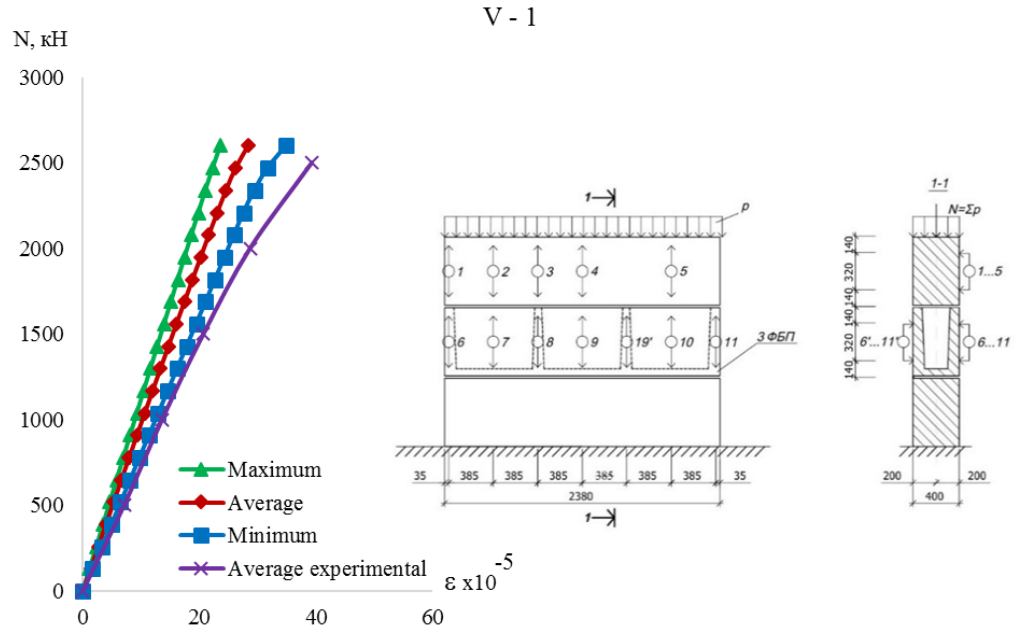
Характер зміни деформацій середнього порожнистого блока 2ФБП-2 був іншим.

Експериментальні значення деформацій бетону ε^{exp} були значно меншими від теоретичних деформацій ε^{th}. При цьому прилади 6, 8, які були розташовані відповідно на торцьових і проміжних поперечних ребрах, фіксували поступове наростання деформацій, яке з незначним відхиленням було близьким до прямо пропорційної залежності.

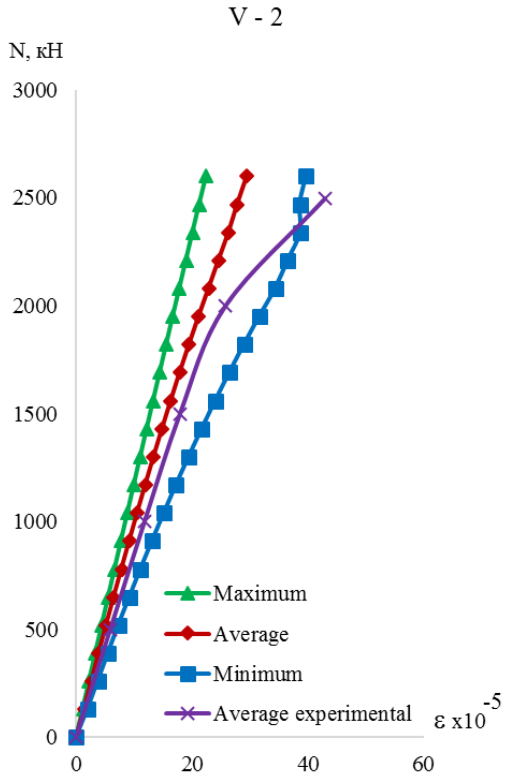
По-іншому деформувався бетон у поздовжніх стінках порожнин. Після майже прямолінійної залежності на всіх проміжних етапах завантаження, після навантаження N=2000 кН, інтенсивність наростання деформацій ε^{th} суттєво зменшилася (рис. Е.6, в, д). теоретичні графіки деформацій також відобразили цю тенденцію.

Слід також зауважити, що на відміну від верхнього блока, максимальні, мінімальні і усереднені графіки теоретичних деформацій чисельно і за характером зміни відрізняються між собою несуттєво.

а



б



в

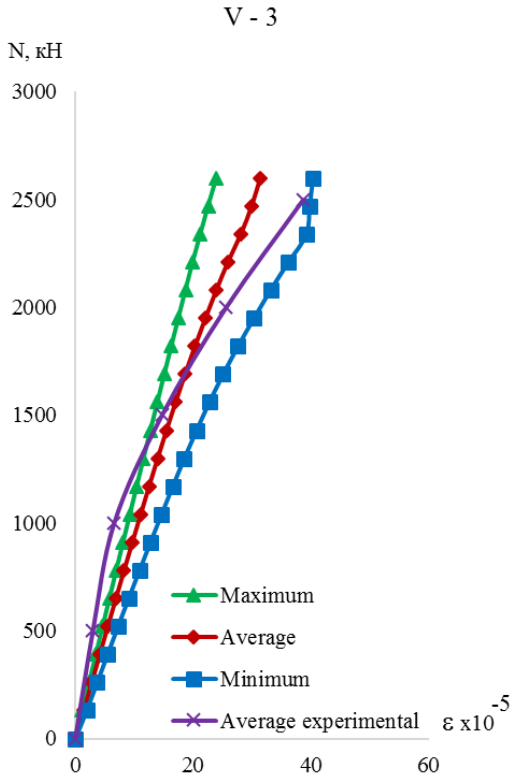


Рис. Е.6. Графіки вертикальних деформацій блоків за схемою V в місцях розташування приладів 1(6), 2(7), 3(8) (відповідно а, б, в)

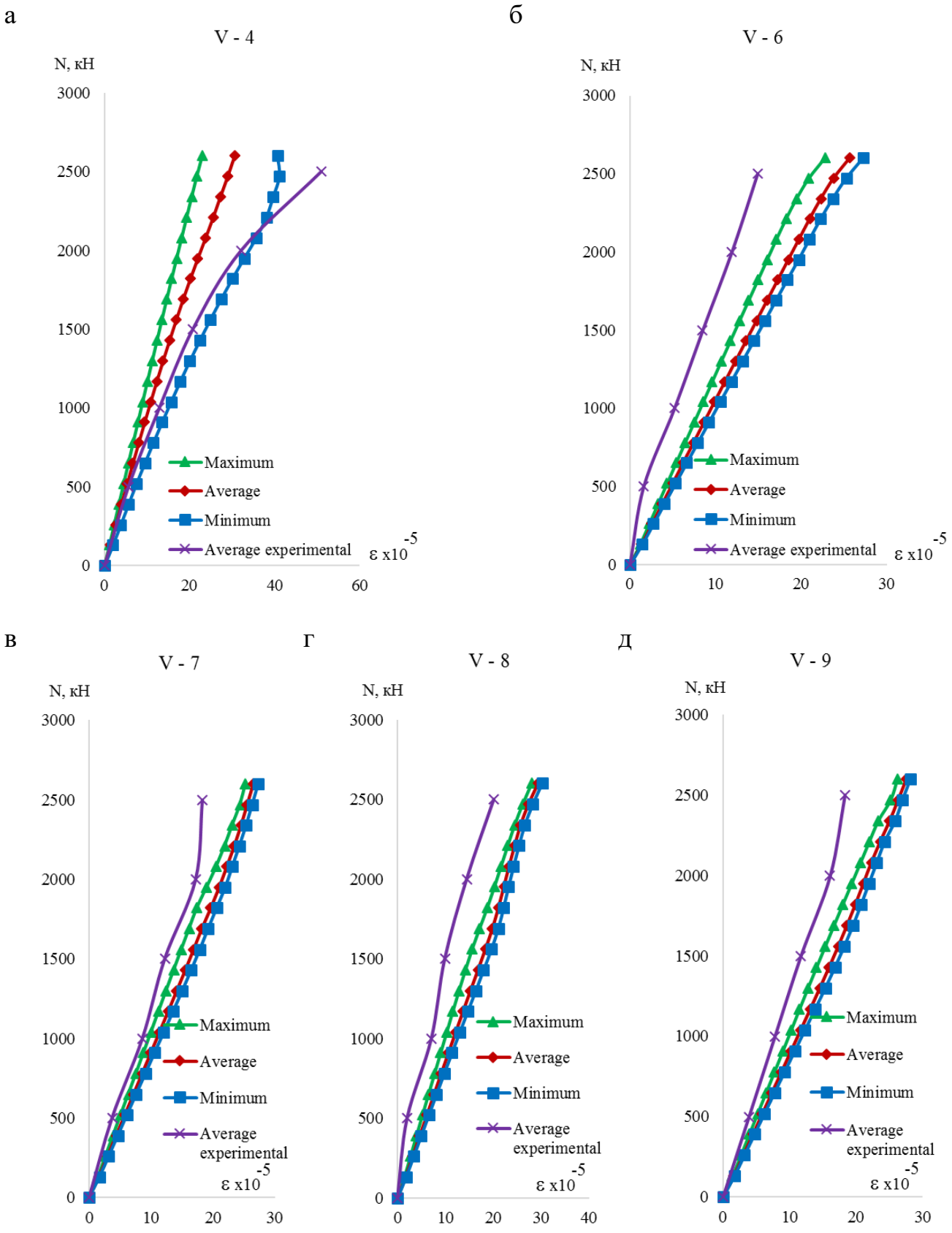
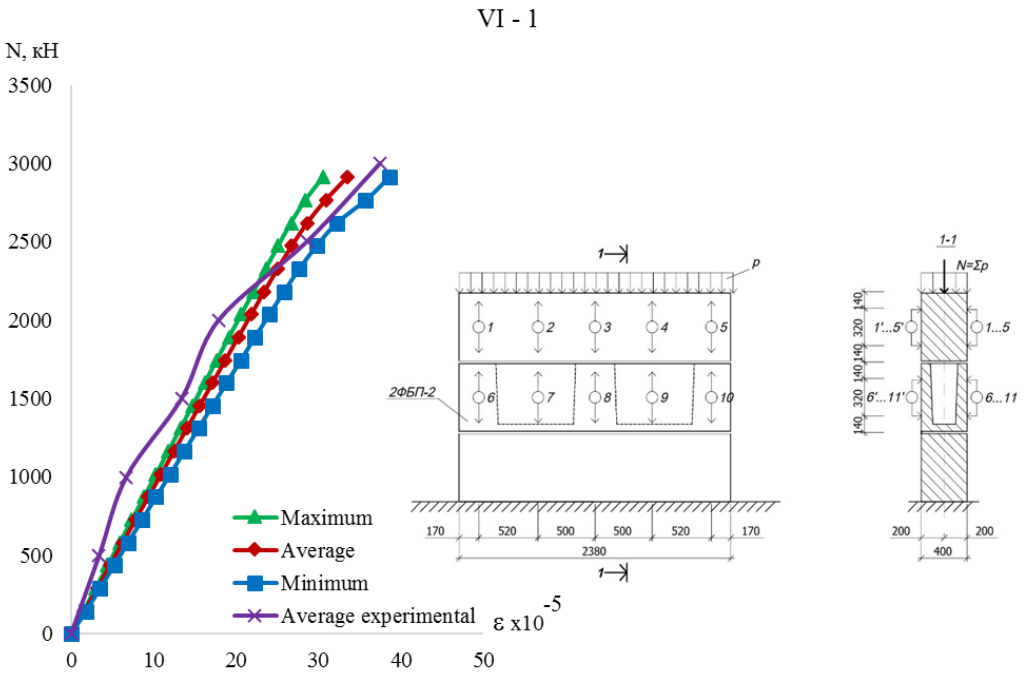


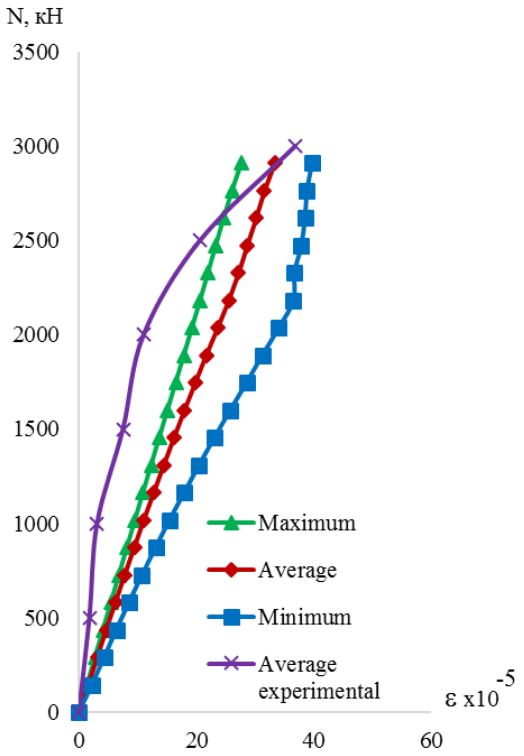
Рис. Е.7. Графіки вертикальних деформацій блоків за схемою V в місцях розташування приладів 4, 6, 7, 8, 9 (відповідно а, б, в, г, д)

Схема VI. В схемі VI блок з двома відкритими порожнинами випробовували на центрово прикладене навантаження. На відміну від схеми I цей блок, розташований у середньому ряді, обпирався на цільний нижній блок (рис. Е.8).

а



б



в

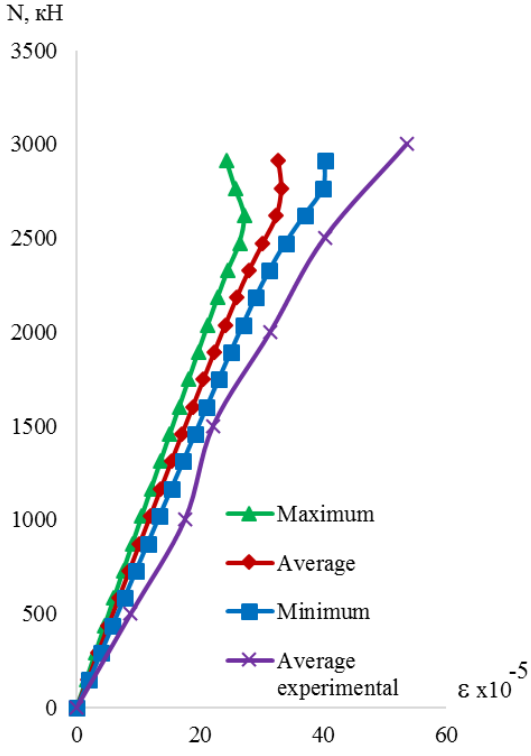


Рис. Е.8. Графіки вертикальних деформацій блоків за схемою VI в місцях розташування приладів 1, 2, 3 (відповідно а, б, в)

В місцях розташування приладів, які були змонтовані на поздовжніх гранях верхнього і середнього блоків, були отримані такі експериментальні і теоретичні значення деформацій.

Прилади, розташовані на кутових ділянках верхнього цільного блока, зафіксували плавне наростання вертикальних деформацій при поетапному збільшенні навантаження. При цьому величини деформацій були близькими до теоретичних значень деформацій, які мали незначну розбіжність між собою за мінімальними, максимальними і усередненими показниками. Значну розбіжність між експериментальними і теоретичними деформаціями бетону маємо у верхньому блоці в місцях розташування приладів на відстані 69 см від торців, тобто у вертикальних перерізах, які проходять посередині поздовжніх стінок порожнин блока марки 2ФБП-2. Причому ця розбіжність стосується не лише тенденції наростання деформацій, але і кількісних показників, за винятком передруйнівних етапів завантаження, на яких спостерігаємо задовільну збіжність експериментальних і теоретичних деформацій.

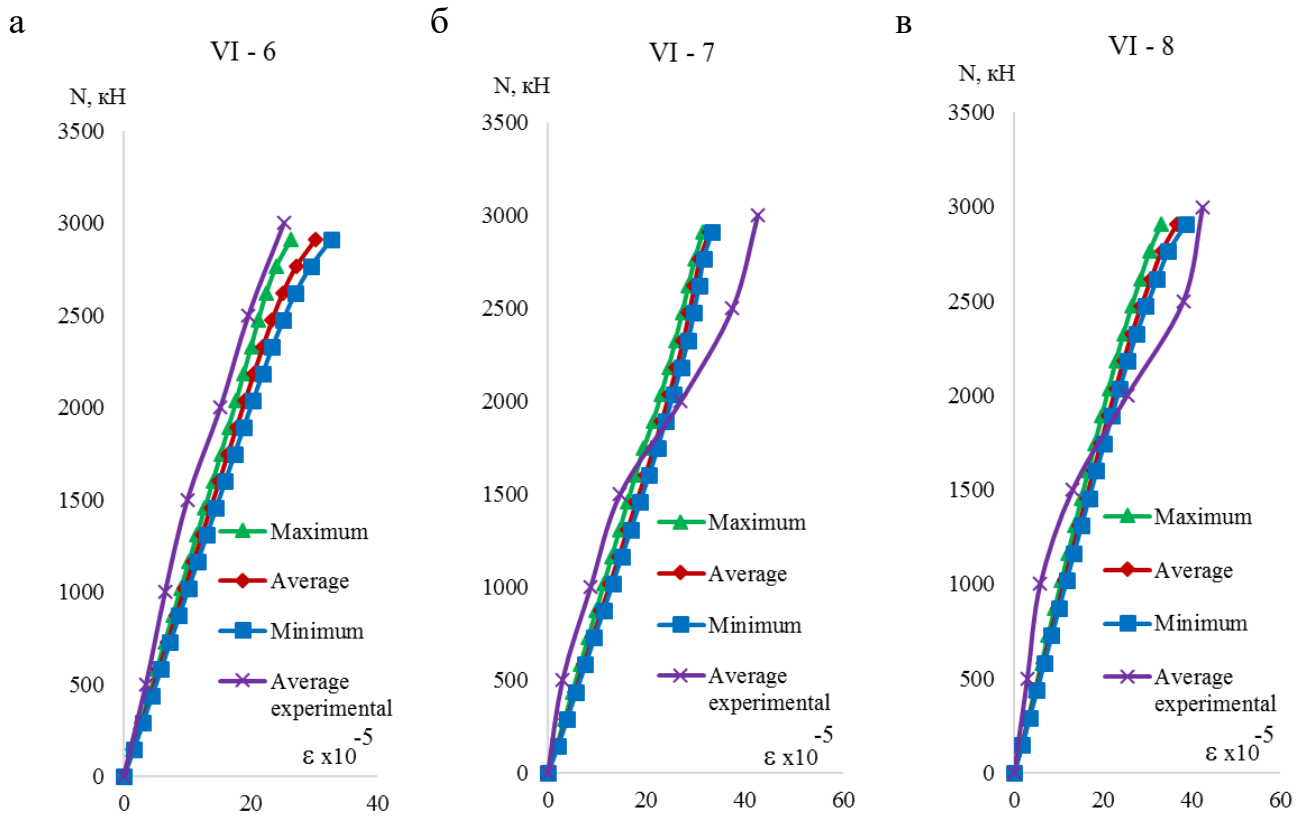


Рис. Е.9. Графіки вертикальних деформацій блоків за схемою VI в місцях розташування приладів 6, 7, 8 (відповідно а, б, в)

Добру і задовільну збіжність з теоретичними значеннями деформацій мають експериментальні деформації бетону дослідного порожнистого зразка. Прилади 6(6`) і 10(10`) розташовані на кутових ділянках блока 2ФБП-2, фіксували плавне наростання вертикальних деформацій бетону з тенденцією до збільшення. На заключних етапах завантаження були дещо меншими від теоретичних величин деформацій (рис. Е.9а).

Іншим був характер зміни деформацій посередині поздовжніх стінок порожнин (прилад 7 і 9). До навантаження N=1500 кН експериментальні деформації ε^{exp} поступово наростали, залишаючись дещо меншими від теоретичних деформацій ε^{th}. При послідуючому завантаженні деформації ε^{exp} стрімко зросли, перевищивши деформації ε^{th}. Після навантаження N=2000 кН іниенсивність наростання деформацій ε^{exp} почала зменшуватись, проте вони на 12…37% перевищували деформації ε^{th}. Останні при цьому також мали тенденцію до зменшення (рис. Е.9б).

Подібний характер зміни експериментальних деформацій бетону показали прилади 8 і 8`, розташовані посередині проміжних ребер блока 2ФБП-2. Деформації ε^{exp} поступово наростаючи на початкових етапах були меншими від теоретичних деформацій, а після навантаження N=1800 кН їх перевищили, зменшивши при цьому інтенсивність наростання. Проте, на відміну від попереднього графіка (рис. Е.9б), теоретичні деформації бетону посередині проміжних ребер мають очевидну тенденцію до збільшення інтенсивності наростання (рис. Е.9в).

Схема VII. При випробуванні блока з арболітовими вставками в складі стінки за схемою VII навантаження як і в схемі II прикладали позацентрово з ексцентраситетом 20 см (рис. Е.10а). Таке завантаження, крім очевидної зони стиску, з протилежного боку спричинило розтяг. Це зафіксували прилади, розташовані на бокових поверхнях цільного верхнього блока і порожнистого блока марки ФБА-3, розташованого у середньому ряді, і підтвердило моделювання в ПК ANSYS. Нижче подані графіки експериментальних і теоретичних значень вертикальних деформацій спочатку в стиснутих, а потім в розтягнутих зонах блоків.

Характер зміни деформацій стиску верхнього цільного блока по всій довжині бокової грані був приблизно однаковим. Деформації при випробуванні навантаженням наростали плавно з незначним відхиленням від прямопропорційної залежності на початкових і середніх етапах завантаження. На останьому етапі навантаження деформації бетону наростали більш стрімкіше (виняток – середній переріз в місці розташування приладу 5).

Згідно з результатами моделювання в ПК ANSYS, залежність вертикальних деформацій ε^{th} від навантаження є майже прямолінійною. Винятком є кутові ділянки верхнього блока (прилад 1), на яких після навантаження N=1560 кН отримали більш інтенсивне наростання ε^{th} особливо максимальних значень.

Загалом експериментальні значення деформацій були меншими від теоретичних, особливо прикутових ділянок (прилади 1, 2). У середній частині верхнього блока різниця була меншою, а в місці розташування приладу 4 графіки деформацій ε^{exp} і ε^{th} майже співпадають (рис. Е.10а).

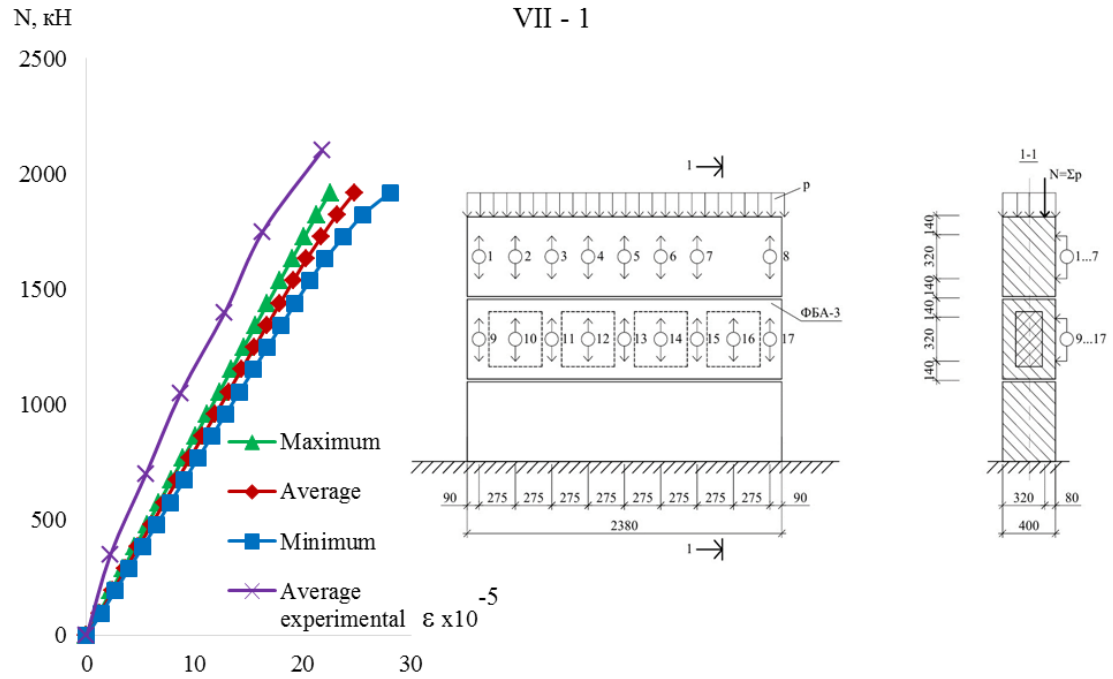
По-іншому деформувалася стиснута бокова грань середнього порожнистого блока. Якщо і експериментальні, і теоретичні деформації верхнього блока мали тенденцію до деякого збільшення інтенсивності наростання, то середнього блока – навпаки. Особливо це стосується поверхонь, розташованих посередині поздовжніх стінок з порожнинами (прилади 10 і 12). Після навантаження N=1050-1400 кН ці прилади зафіксували не збільшення, а зменшення деформацій. З отриманих графіків видно, що теоретичні графіки деформацій також відображають цю тенденцію.

Експериментальні значення деформацій зовнішніх граней бетону навпроти поперечних ребер (прилади 9, 11, 13), хоча і в меншій мірі, також відображали цю тенденцію.

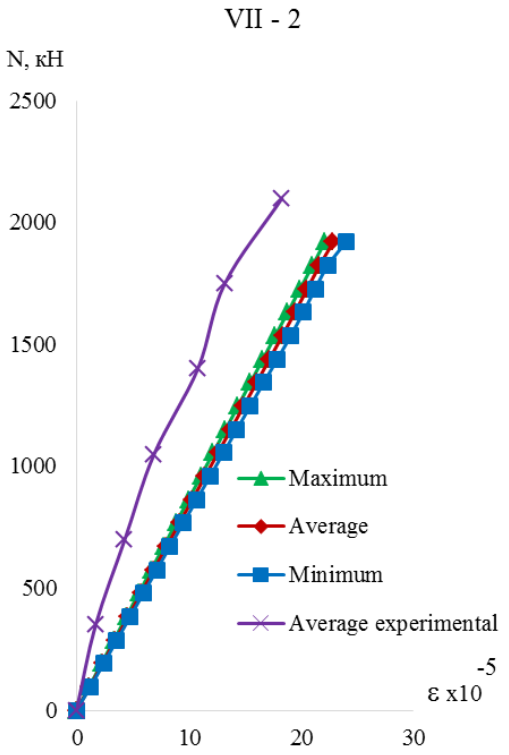
В загальному бачимо задовільну збіжність експериментальних ε^{exp} і теоретичних ε^{th} деформацій блока ФБА-3 з деяким перевищенням ε^{th} над ε^{exp} (виняток – деформації в місці розташування приладу 12, де до навантаження N=1050 кН експериментальні деформації були більшими).

Також бачимо, що максимальні, мінімальні та усереднені графіки деформацій ε^{th} на початкових і заключних етапах завантаження є майже однаковими.

а



б



в

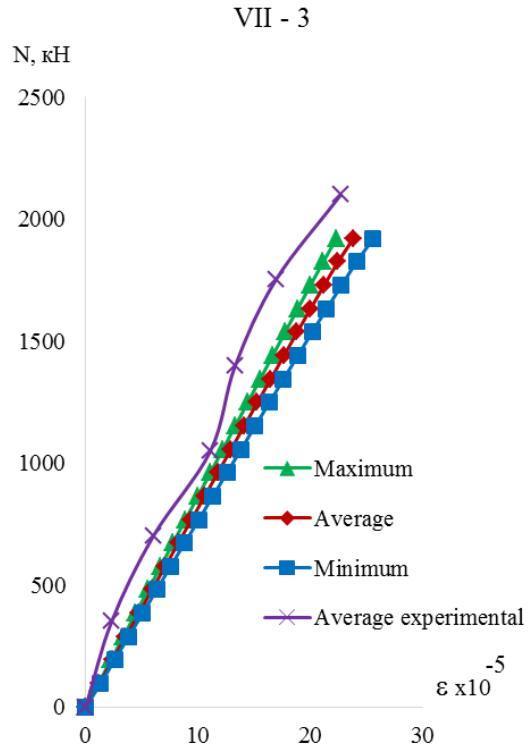
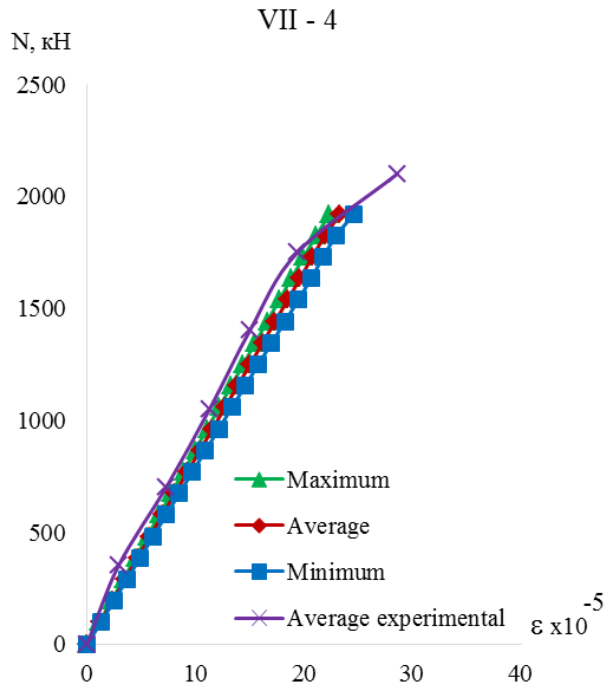
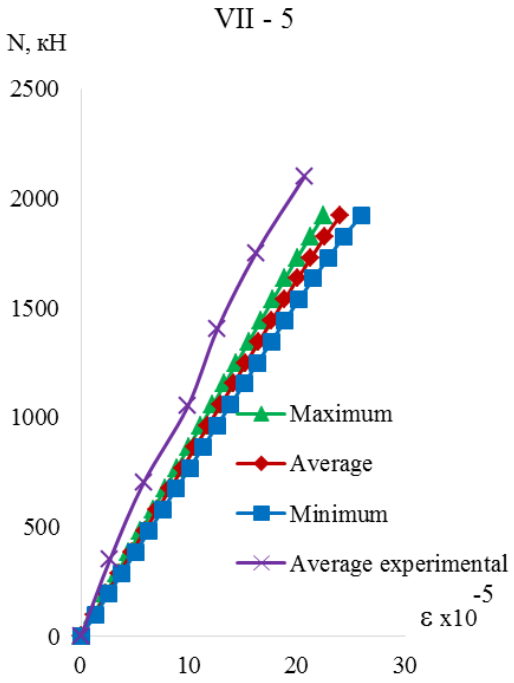


Рис. Е.10. Графіки вертикальних деформацій блоків за схемою VII в місцях розташування приладів 1, 2, 3 (відповідно а, б, в)

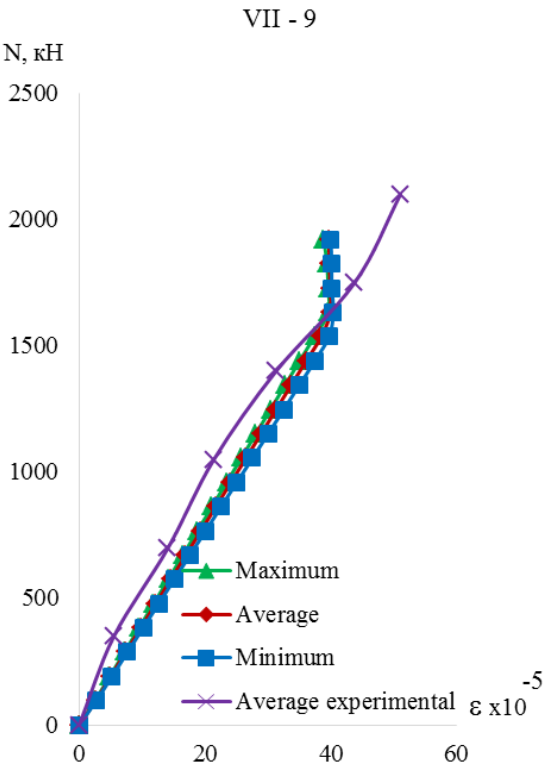
а



б



в



г

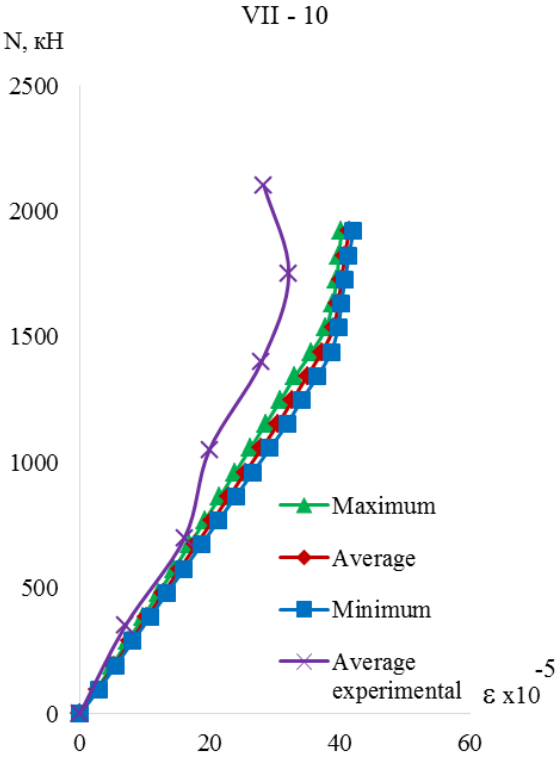
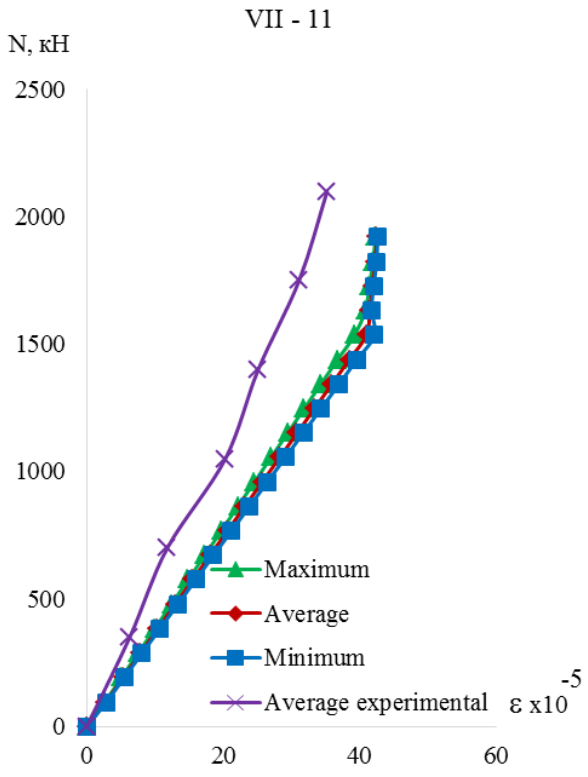
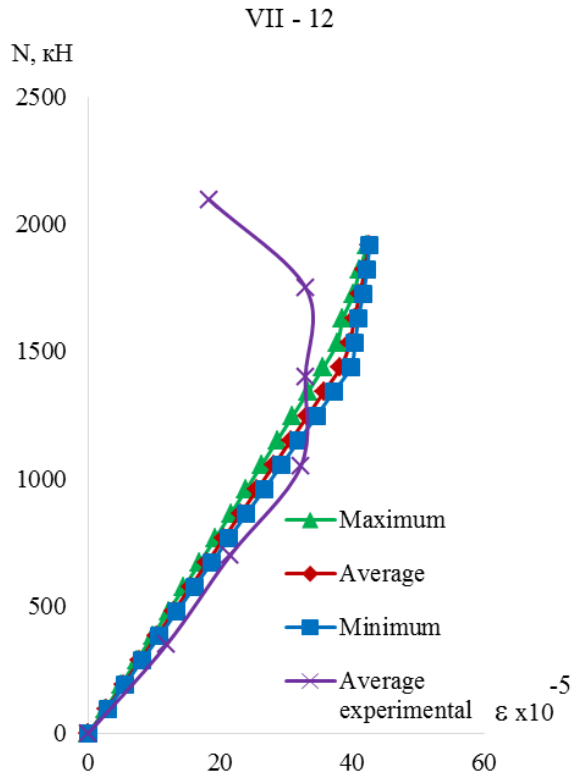


Рис. Е.11. Графіки вертикальних деформацій блоків за схемою VII в місцях розташування приладів 4, 5, 9, 10 (відповідно а, б, в, г)

а



б



в

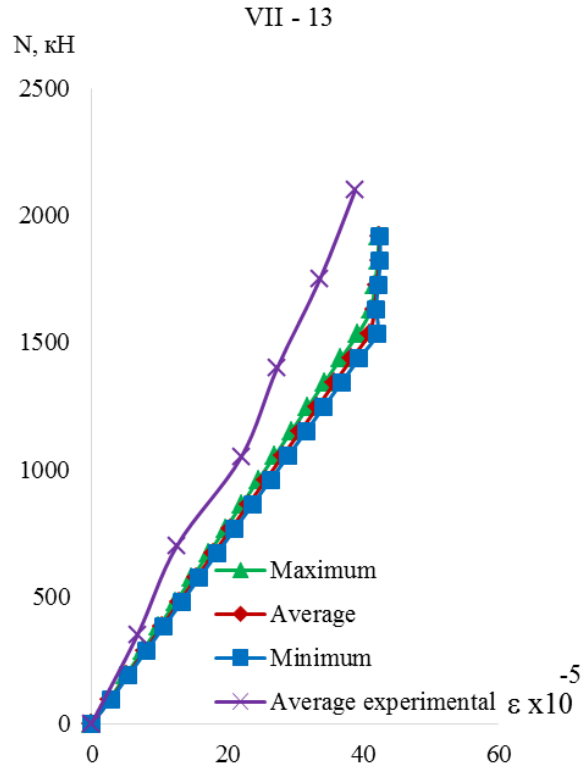


Рис. Е.12. Графіки вертикальних деформацій блоків за схемою VII в місцях розташування приладів 11, 12, 13 (відповідно а, б, в)

На рисунках Е.13 і Е.14 подані графіки вертикальних деформацій з боку розтягнутої зони блоків.

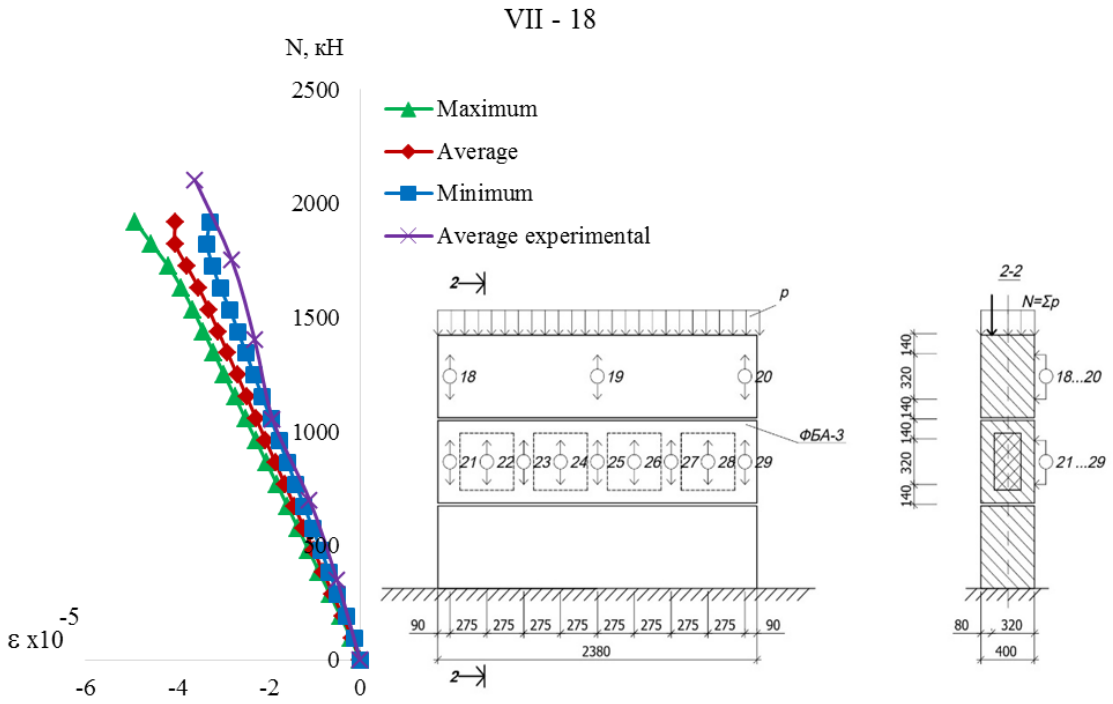
На кутовій ділянці теоретичні ε^{th} і експериментальні ε^{exp} деформації мали добру збіжність (рис. Е.13а). На початкових етапах завантаження (~50%) деформацій ε^{exp} майже співпадають з ε^{th}, особливо з мінімальними теоретичними значеннями. На другій половині завантаження характер зміни деформацій змінився. Деформації ε^{exp} в бвльшій мірі відповідали характеру зміни максимальних теоретичних значень деформацій, але за величиною були меншими. Проте посередині поздовжної грані блока експериментальні деформації були дещо більшими від теоретичних, загалом добре збігаючись по характеру зміни з максимальними і усередненими деформаціями ε^{exp}. Порівняно з мінімальними значеннями деформаціями ε^{exp} розбіжність була більшою: в 2…3 рази на початкових етапах завантаження. А на заключних ці деформації чисельно і по характеру зміни відрізнялися суттєво (рис. Е.13б).

Подібним був характер зміни деформацій у розтягнутій зоні середнього блока, проте мав свою специфіку.

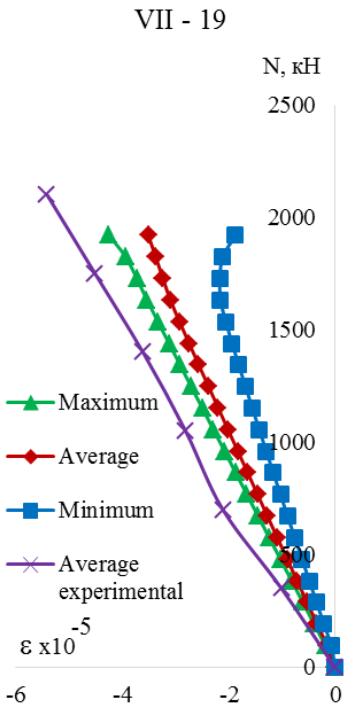
Всі прилади, розташовані в розтягнутій зоні фіксували плавне наростання деформацій розтягу. На п’ятому етапі завантаження після навантаження N>1400 кН деформації почали наростати більш інтенсивно (рис. Е.13в, г і Е.14). Максимальні теоретичні деформації розтягу були дещо меншими від заміряних при випробуванні деформацій ε^{exp}. В більш значній мірі (у 2,2…3,5 рази) відрізнялися від ε^{exp} усереднені теоретичні деформації.

Для верхнього блока, теоретичні максимальні, мінімальні і усереднені деформації розтягу по мірі збільшення навантаженняя «розбігалися» (відрізнялися) все більше. Для блока ФБА-3 така тенденція зберігається до навантаження N=1500…1700 кН. При подальшому збільшенні навантаження на 4-х передостанніх етапах максимальні, мінімальні і усереднені деформації мають стрибкоподібний характер зміни, як в бік збільшення, так і в бік зменшення. Проте на відміну від верхнього блока, на останньому етапі завантаження ці деформації не розбігаються, а повністю збігаються (рис. Е.13 в, г і Е.14).

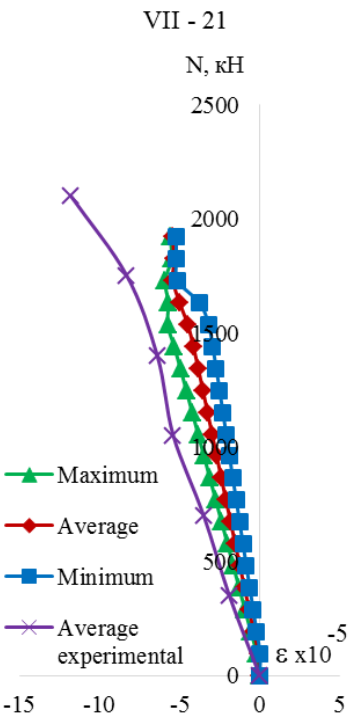
а



б



в



г

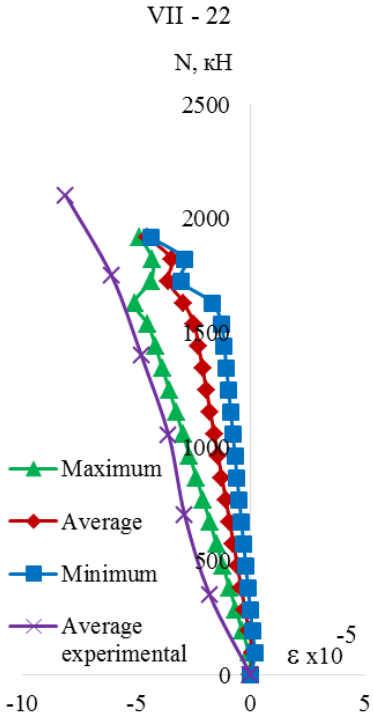


Рис. Е.13. Графіки вертикальних деформацій блоків за схемою VII в місцях розташування приладів 18, 19, 21, 22 (відповідно а, б, в, г)

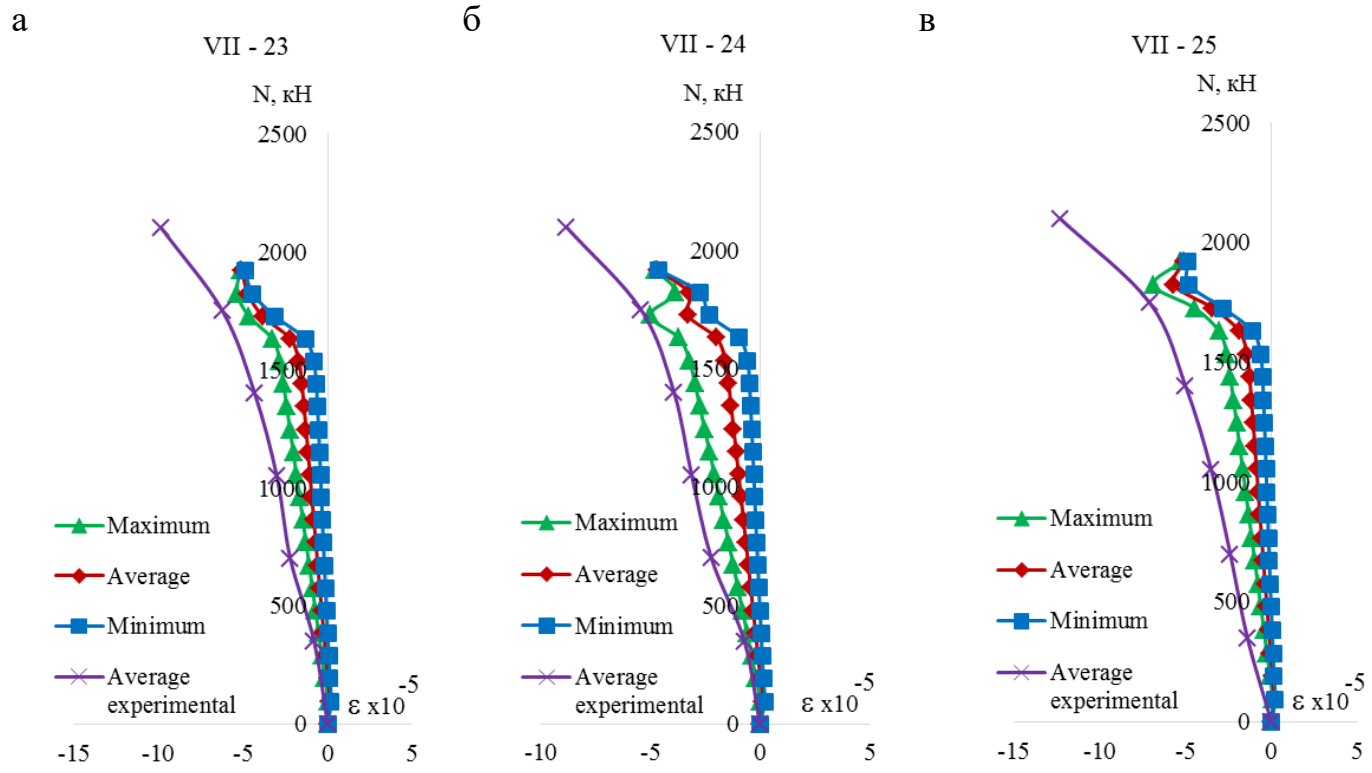


Рис. Е.14. Графіки вертикальних деформацій блоків за схемою VII в місцях розташування приладів 23, 24, 25 (відповідно а, б, в)

Схема VIII є однією з 3-х схем, у яких крім основного дослідного порожнистого блока у середньому ряді, порожнисті половинчасті блоки були розташовані у нижньому ряді (рис. Е.15).

На приторцьових ділянках і посередині поздовжньої грані верхнього цільного блока експериментальні деформації несуттєво перевищували отримані в ПК ANSYS. Теоретичні значення деформацій (максимальні, мінімальні та усереднені) при цьому мало відрізнялися між собою.

В місці розташування прилада №2, який знаходиться в перерізі, що проходить через середину поздовжньої стінки блока 2ФБП-3, експериментальні деформації перевищують усереднені теоретичні, знаходячись між максимальними і мінімальними їх значеннями. На відміну від попередніх графіків, різниця між теоретичними максимальними, мінімальними і усередненими є незначною. Загалом як усереднені теоретичні так і

експериментальні деформації блоків в місцях розташування приладів №1(1′) і 3(3′) є більшими, ніж в місцях розташування приладів №2(2′).

Подібним був характер зміни деформацій середнього порожнистого блока. Експериментальні значення деформацій ε^{exp} посередині торцьових ребер в місцях розташування приладів №7(7′) на початкових етапах завантаження зростали прямопропорційно і до навантаження N=1070 кН майже співпадали з усередненими теоретичними деформаціями. Після навантаження N=1800 кН деформації ε^{exp} почали наростати більш інтенсивно і перевищували деформації ε^{th}, які мали незначну тенденцію до зменшення інтенсивності (рис. Е.16а).

Аналогічним був характер деформацій бетону посередині порожнистого поперечного ребра блока 2ФБП-3. Згідно з показами №9(9′) експериментальні деформації і на початкових і на послідуючих етапах перевищували теоретичні деформації (рис. Е.16б). Найбільшу збіжність експериментальних і теоретичних деформацій бетону блока 2ФБП-3 отримали в місці розташування приладів №8(8′), які знаходилися посередині поздовжньої стінки (рис. Е.16б).

Порівняно з порожнистими блоками середнього ряду, в половинчастих порожнистих блоках нижнього ряду експериментальні величини деформацій ε^{exp} перевищували теоретичні деформації ε^{th}. Причому на гранях торцьових ребер (прилади №№12, 14) це перевищення було суттєвим на всіх етапах завантаження. В місцях розташування приладів на поздовжніх стінках порожнини (прилади №№12, 15) різниця між деформаціями ε^{exp} і ε^{th} була незначною (рис. Е.16г і Е.17в).

Загалом згідно з отриманими графіками, має в основному задовільну збіжність між експериментальними і теоретичними деформаціями і між характером їх зміни.

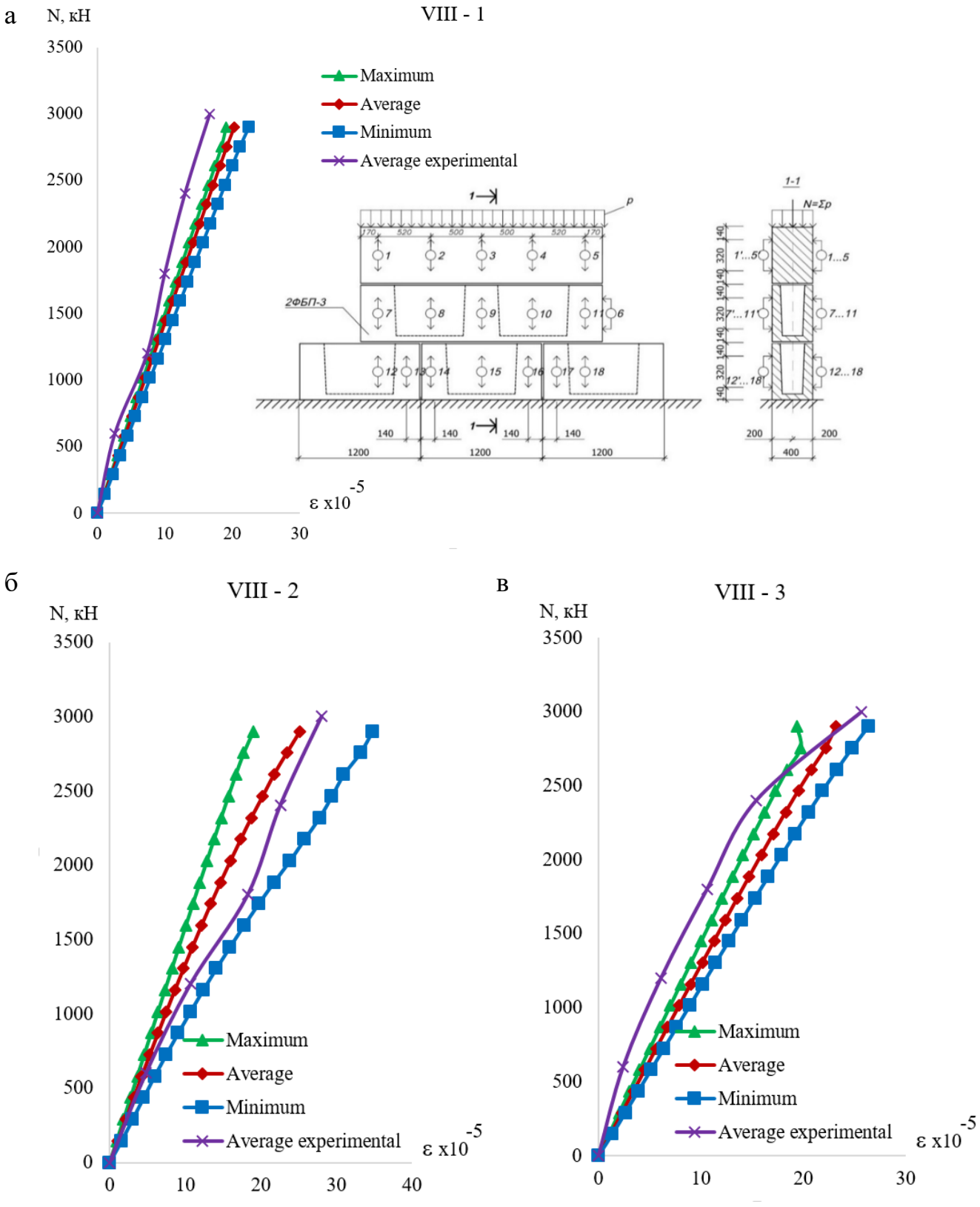


Рис. Е.15. Графіки вертикальних деформацій блоків за схемою VIII в місцях розташування приладів 1, 2, 3 (відповідно а, б, в)

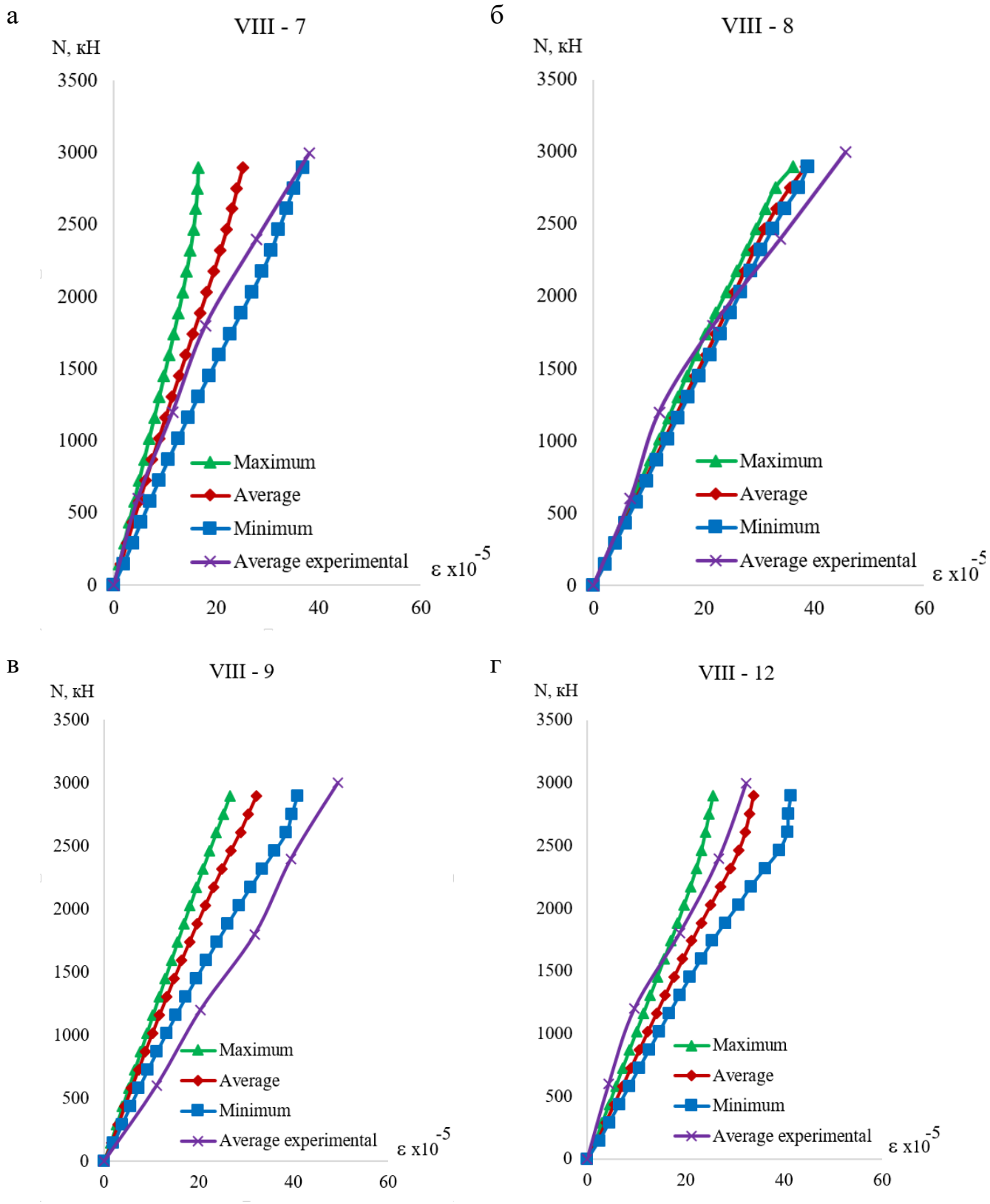


Рис. Е.16. Графіки вертикальних деформацій блоків за схемою VIII в місцях розташування приладів 7, 8, 9, 12 (відповідно а, б, в, г)

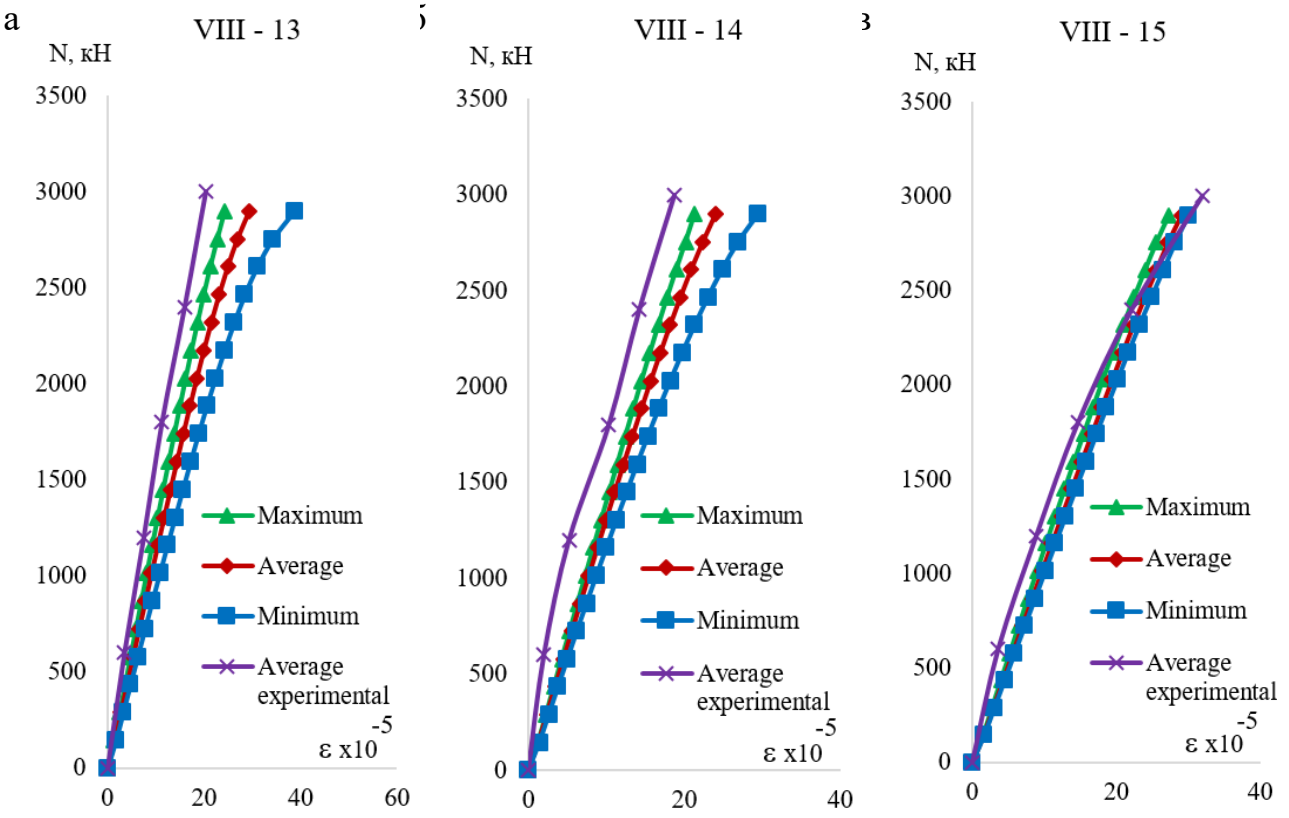


Рис. Е.17. Графіки вертикальних деформацій блоків за схемою VII в місцях розташування приладів 13, 14, 15 (відповідно а, б, в)

Схема IX. На кутових ділянках верхнього блока експериментальні деформації ε^{exp} на початкових етапах (до навантаження N=1230 кН), наростаючи прямолінійно, майже співпадають з максимальними значеннями теоретичних деформацій. Після навантаження N=1340 кН деформації ε^{exp} збільшувалися більш інтенсивно, наближаючись до мінімальних значень теоретичних деформацій (рис. Е.18а).

Плавне із збільшенням інтенсивності наростання деформацій у верхньому блоці при випробуванні зафіксували також прилади, розташовані у вертикальній площині, яка проходить через серединний переріз порожнин блока ФБТ. Ці деформації на 17…26% перевищували усереднені значення теоретичних деформацій (рис. Е.18б).

Прилади №3(3′), розташовані над проміжним ребром блока ФБТ, показали поступове плавне з деяким відхиленням, наростання деформацій, які були близькими до мінімальних теоретичних деформацій ε^{th}, перевищуючи при цьому на 17…49% усереднені значення ε^{th} (рис. Е.18в).

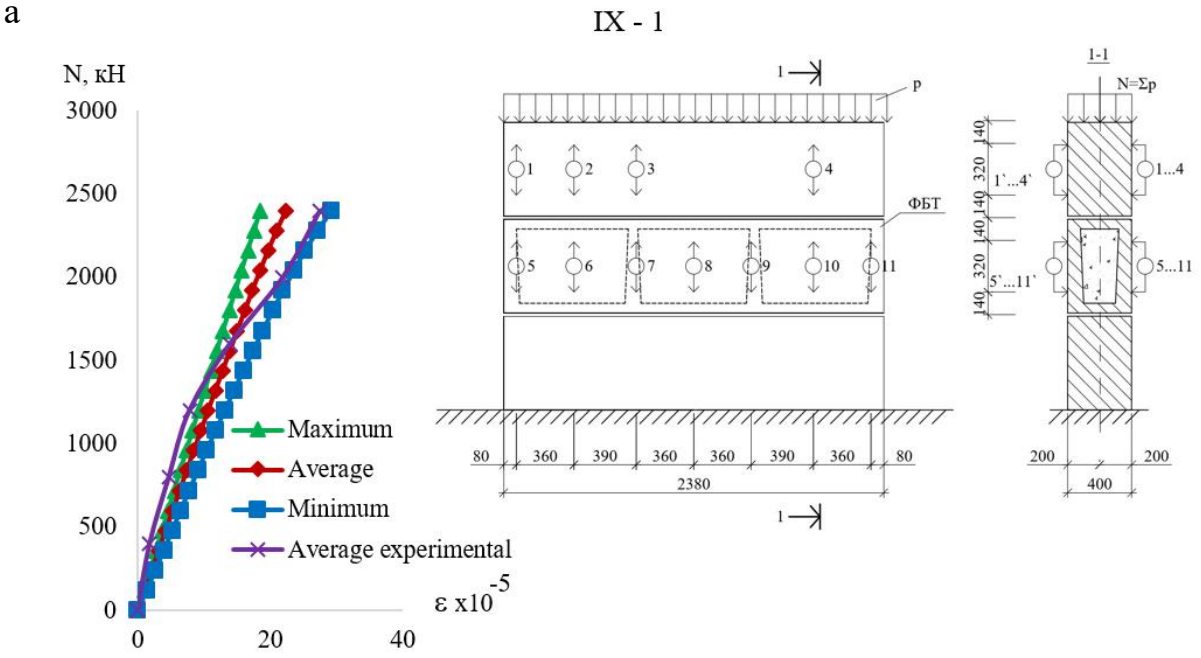
На відміну від верхнього блока, експериментальні значення деформацій блока ФБТ були суттєво меншими від теоретичних деформацій, отриманих при розрахунку в ПК ANSYS. Характер зміни деформацій у різних місцях порожнистого блока був дещо різним. На кутових ділянках деформацій при випробуванні наростали на перших двох етапах прямолінійно. Після навантаження N=800 кН інтенсивність наростання ε^{exp} зменшилася, потім (N≥1200 кН) знову збільшилася. При випробуванні N≥1600 кН приріст деформацій ε^{exp} був майже прямопропорційним (рис. Е.19а). Графіки, побудовані за теоретичними значеннями деформацій, показують прямопропорційну їх залежність від навантаження N.

Майже прямолінійну залежність між деформаціями і навантаженням отримали посередині крайньої поздовжньої стінки порожнин блока ФБТ в місці розташування приладів №6(6′). Причому це стосується як теоретичних, так і експериментальних графіків деформацій (рис. Е.19б). Слід зауважити, що на останньому етапі навантаження експериментальні деформації практично не збільшувалися.

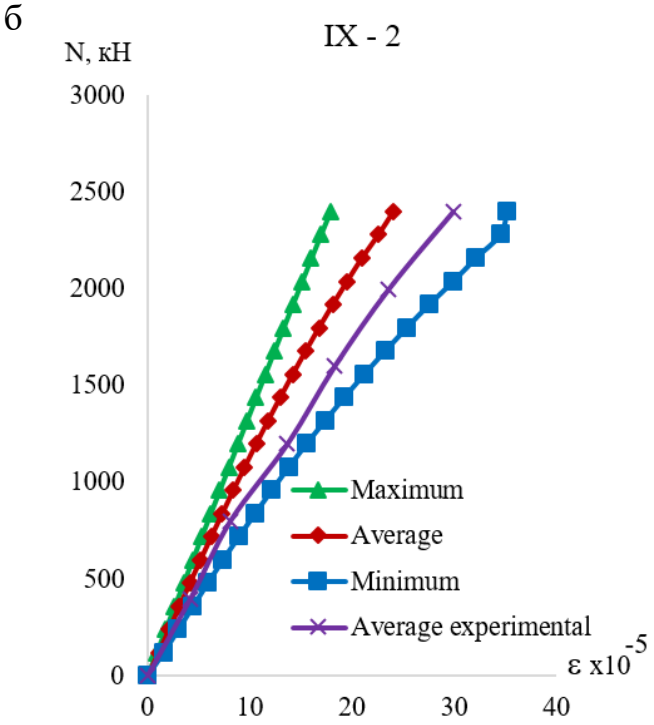
Також близьким до прямопропорційного було збільшення деформацій ε^{exp} в проміжних ребрах блока ФБТ (прилади №7(7′)) на всіх етапах завантаження. Теоретичні максимальні деформації в цьому місці були також майже прямолінійними, а мінімальні і усереднені їх значення на середніх етапах завантаження зменшили інтенсивність наростання; після навантаження N=2100 кН деформації ε^{th} почали наростати більш інтенсивно. Подібний характер зміни теоретичних деформацій отримали на зовнішній грані поздовжньої стінки середньої порожнини блока ФБТ. Експериментальні деформації на кожному етапі завантаження то зменшували, то збільшували інтенсивність наростання, залишаючись при цьому більшими за теоретичні деформації (рис. Е.19г).

Згідно з результатами моделювання в ПК ANSYS для порожнистого блока максимальні, мінімальні і усереднені вертикальні деформації в досліджуваних перерізах кількісно і по характеру зміни мало відрізняються між собою.

а



б



в

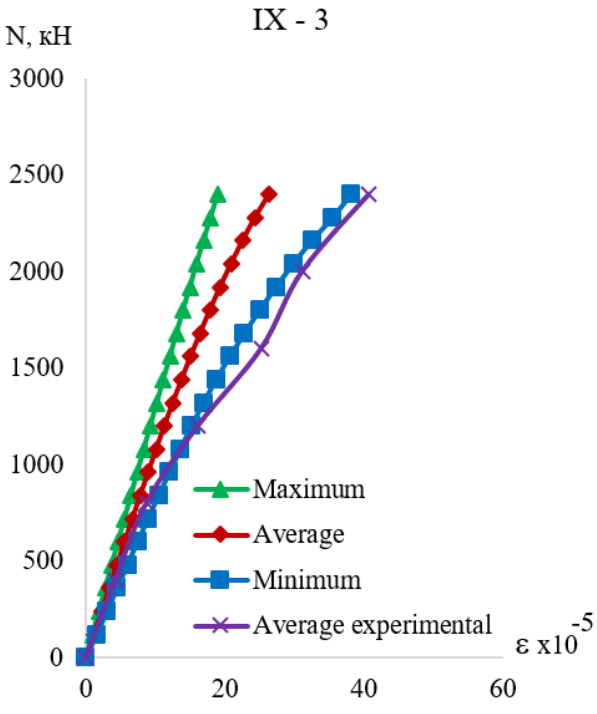


Рис. Е.18. Графіки вертикальних деформацій блоків за схемою IX в місцях розташування приладів 1, 2, 3 (відповідно а, б, в)

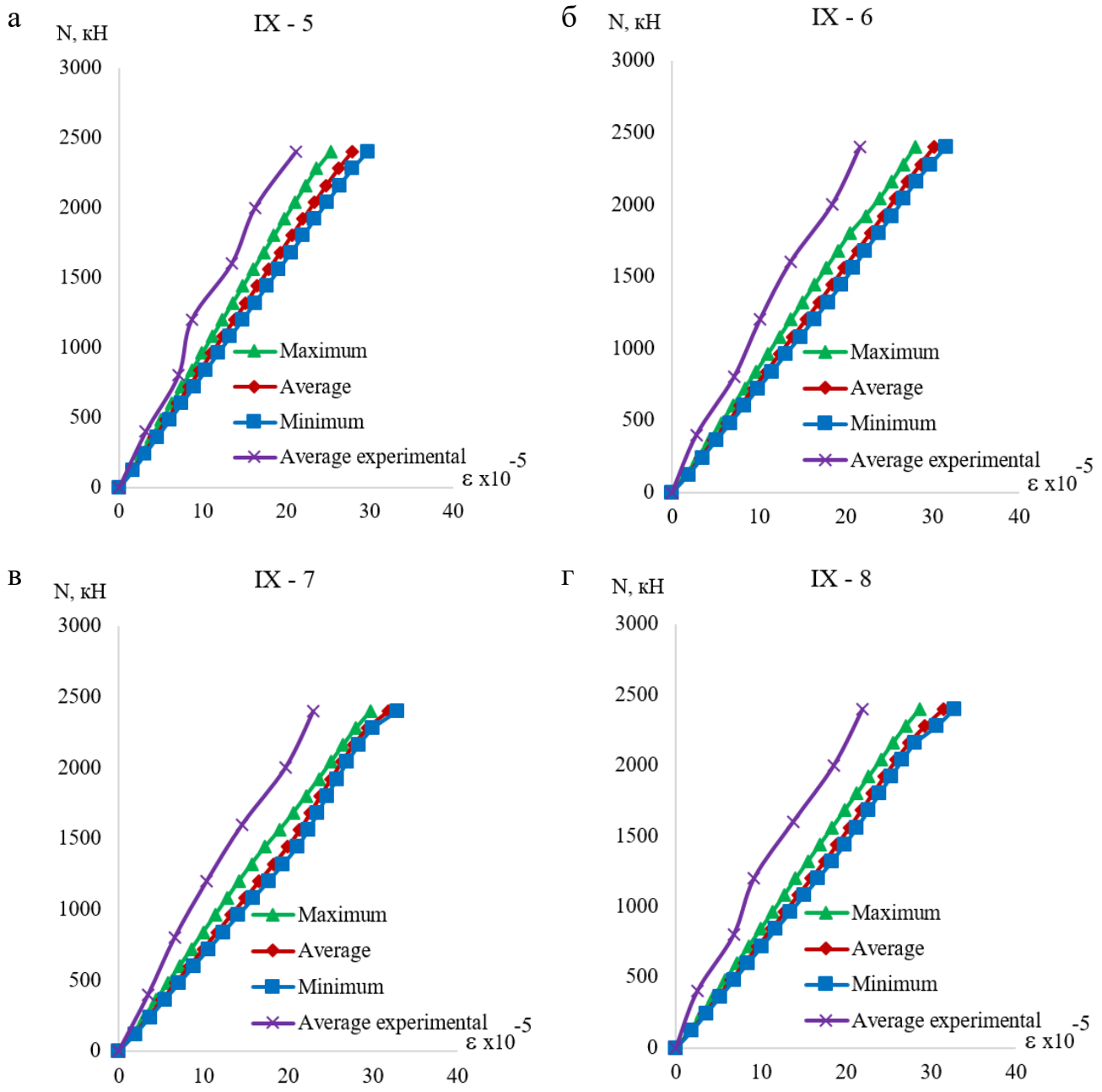


Рис. Е.19. Графіки вертикальних деформацій блоків за схемою IX в місцях розташування приладів 5, 6, 7, 8 (відповідно а, б, в, г)

Схема II. Як зазначено вище, при випробуванні блоків у складі стінки за схемою II навантаження прикладали позацентрово з ексцентриситетом e=100 мм при загальній ширині стінки b=400 м. Прилади за таких умов фіксували деформації з боку стиску у всіх 3-х рядах блоків, деформації розтягу – на середньому порожнистому блокові.

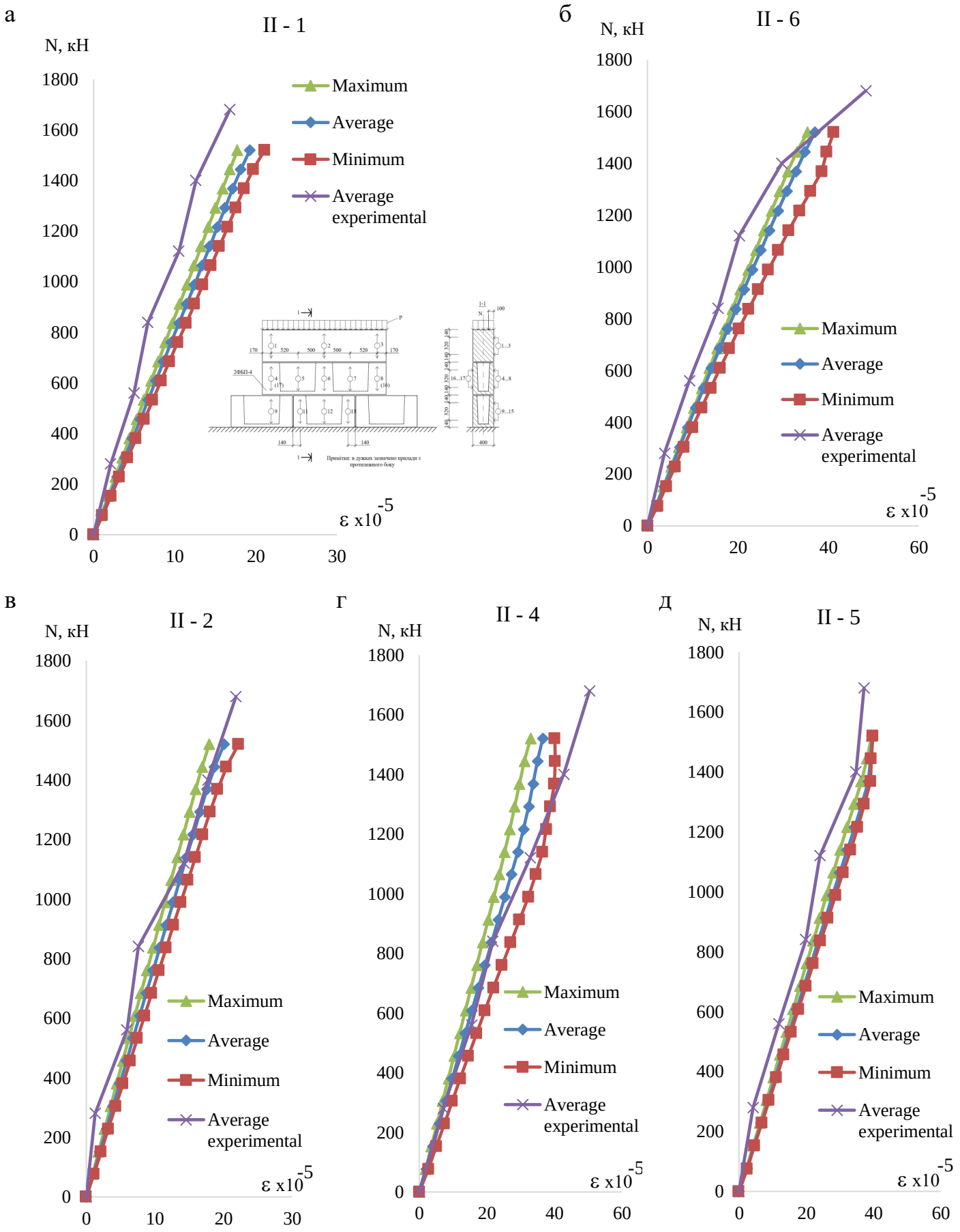


Рис. Е.20. Графіки вертикальних деформацій блоків за схемою II в місцях розташування приладів 1, 6, 2, 4, 5 (відповідно а, б, в, г, д)

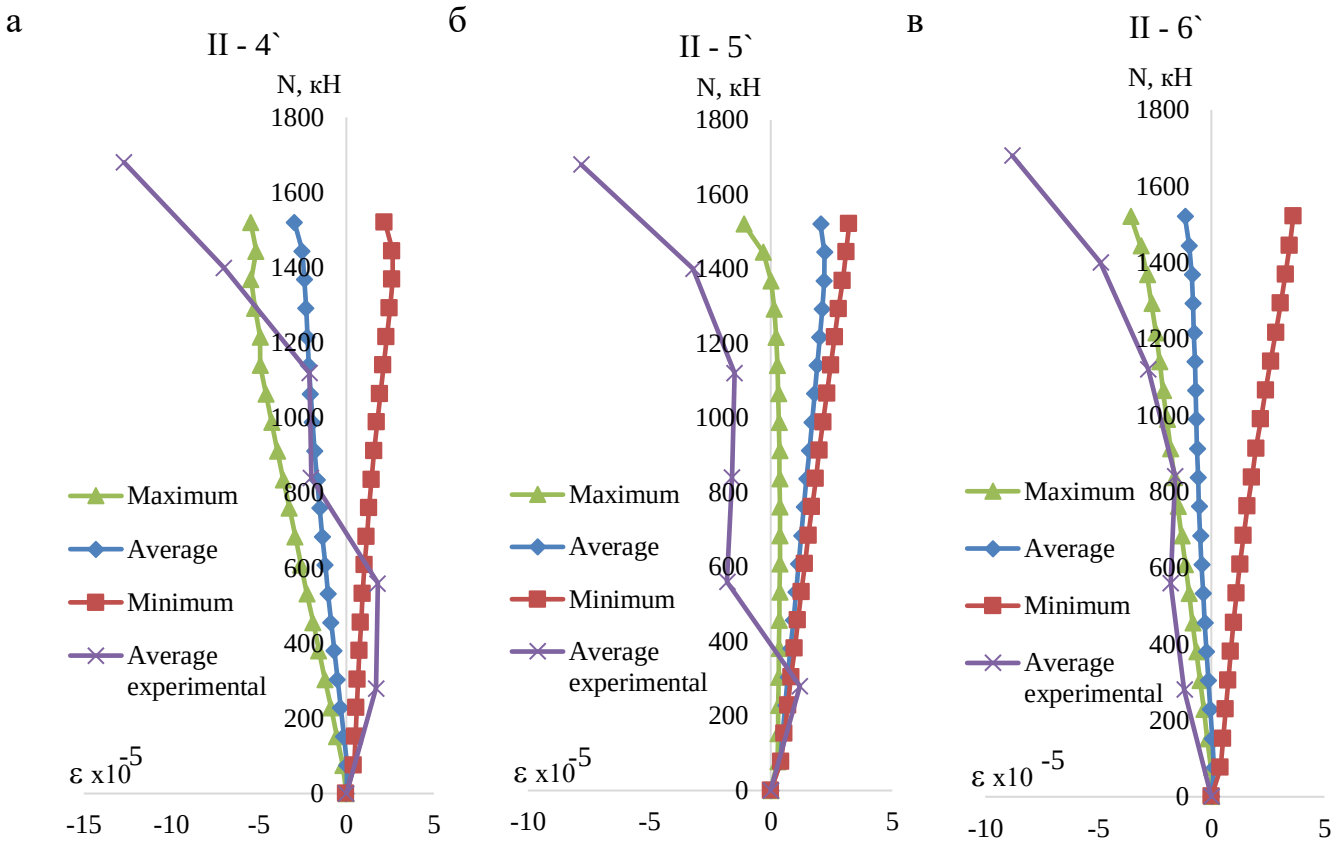


Рис. Е.21. Графіки вертикальних деформацій блоків за схемою II в місцях розташування приладів 4’, 5’, 6’ (відповідно а, б, в)

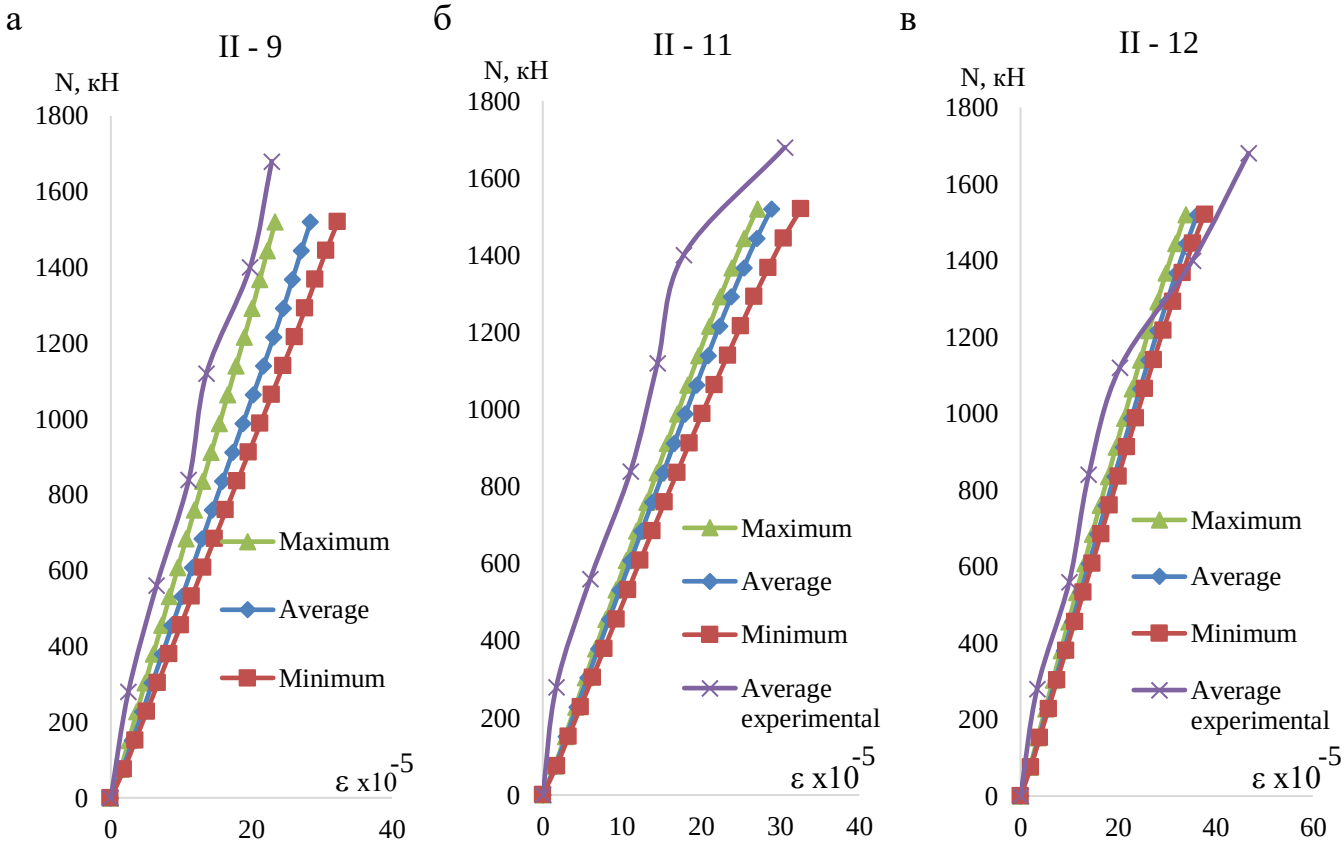


Рис. Е.22. Графіки вертикальних деформацій блоків за схемою II в місцях розташування приладів 9, 11, 12 (відповідно а, б, в)

Експериментальні значення деформацій верхнього суцільного блока на торцьових його частинах задовільно (прилад 1) і добре (прилад 2) збігається з теоретичними значеннями деформацій (рис. Е.20 а, б). При цьому спостерігаємо практично прямо пропорційну залежність теоретичних деформацій від навантаження N з незначним зростанням їх інтенсивності на заключних етапах. Експериментальні величини деформацій загалом, з деякими відхиленнями, при поетапному завантаженні зберігали цю тенденцію. Добру і задовільну збіжність експериментальних і теоретичних графіків деформацій з боку стиснутого бетону дослідного порожнистого блоку 2ФБП-4 середнього ряду спостерігаємо як на його гранях з суцільним бетоном (прилади 4, 6), так і на поздовжніх гранях з порожнинами (прилад 5, 7). При цьому є очевидною тенденція до наростання деформацій за результатами експериментальних випробувань порівняно з деформаціями отриманими в ПК ANSYS, зокрема з максимальними теоретичними деформаціями (рис. Е.20, Е.21).

Експериментальні значення деформацій половинчастих порожнистих блоків нижнього ряду (прилади 9, 11, 12) також задовільно збігаються з теоретичними значеннями деформацій, хоча в основному є дещо меншими. Винятком є деформації бетону зовнішньої грані поздовжньої стіни середнього половинчастого блока (прилад 12), які на 2-х передостанніх етапах завантаження перевищили теоретичні значення деформації.

Слід загалом відзначити значну збіжність максимальних, мінімальних і усереднених деформацій за ПК ANSYS для стиснутої зони майже всіх блоків, завантажених у складі стінки за схемою II.

З боку розтягнутої сторони ця розбіжність є значно більшою (рис. Е.21, Е.22), зберігаючи загалом тенденцію, характерну для зміни деформацій розтягнутих зон позацентрово стиснутих елементів. Особливо цю тенденцію відображають графіки максимальних значень теоретичних деформацій і в дещо меншій мірі усереднені величини деформацій.

Більш нерівномірними при цьому є графіки деформацій за результатами їх заміру при випробуванні навантаженням. Так, прилади 4` і 8` розташовані на зовнішній грані торцьового ребра, фіксували на двох перших етапах завантаження стиск, а в подальшому – закономірний розтяг.

Аналогічний характер зміни деформацій зафіксував прилад 5`, розташований посередині поздовжньої стінки блока 2ФБП-4, причому зміна знаку деформування відбулася після першого етапу завантаження.

У середньому ребрі блока 2ФБП-4 при випробуванні навантаженням відразу ж прилад 6` фіксував деформації розтягу, які інтенсивно наростали перед руйнуванням.

ДОДАТОК Ж.

Акти і довідки про впровадження

Додаток Ж.1.

Товариство з обмеженою відповідальністю

33000657

Свалява - Міськбуд

Україна 89300
Закарпатська обл.
м.Свалява, вул. Тацея,98
тел. +--38(03133)-7-32-54
e-mail: Miskbud@ukr.net

89300 Taceya street,98
Svaljava city, Ukraine
Tel +38(03133)7-32-54

№___ від «__» _____ 20__р.

АКТ

впровадження результатів науково-дослідної роботи

Результати дисертаційної роботи доцента Національного університету «Львівська політехніка» Мельника І.В. на тему «Напружено-деформований стан та експериментальне впровадження порожнистих бетонних і залізобетонних конструкцій» спрямовані на оптимізацію залізобетонних конструкцій, були використані при комплексній реконструкції оздоровчого відділення санаторію «Кришталеве джерело»в с. Солочин Свалявського району Закарпатської області.

При улаштуванні монолітного перекриття на відмітці +6,75 м застосували призматичні пінополістирольні вставки, які зменшили витрату бетону і власну вагу перекриття на 39,2%.

Використання вставок в збірно-монолітному перекритті на відм. +9,8 м дозволило зменшити трудомісткість, загальну масу перекриття і вартість робіт.

За рахунок вставок в перекриттях суттєво зменшився тиск на існуючі фундаменти будівлі при добудові ще двох поверхів, що важливо за проектування на сейсмічні впливи.

Застосування значних розмірів в плані пінополістирольних вставок в монолітній чаші басейну було доцільним насамперед з міркувань збільшення топлового опору днища і стін басейну, розташованому в підвальному неопалюваному поверсі будівлі.

Реалізація зазначених вище науково-дослідних робіт, що виконувалися згідно з господарським договором №0153 від 03.04.2007 р. між НУ «Львівська політехніка» і ТзОВ «Свалява-міськбуд», підтвердила їх ефективність.

Директор ТзОВ «Свалява-міськбуд» Лев'ян В.О.

Додаток Ж.2.

Товариство з обмеженою відповідальністю

ДОБРОБУД

46027 Україна, м.Тернопіль. вул. Тролейбусна, 11Д. Тел./факс. (0352) 433869
E-mail : dobrobud@utel.net.ua, www.dobrobudltd.com.ua

«ЗАТВЕРДЖУЮ»
Директор ТзОВ «Добробуд»
Кікінежді В.О.

ДОВІДКА
про впровадження результатів науково-дослідної роботи

Науково-дослідна робота «Розробка конструктивних рішень 2-під'їздного житлового будинку по вул. Білогірській у м. Тернополі» виконувалася згідно з договором №0463 від 01.11.2013 р. з Національним університетом «Львівська політехніка».

Результатом виконаної роботи є робочі креслення монолітного залізобетонного каркасу, які використані у загальній проектній документації на зведення будинку.

При виконанні роботи використані результати дисертаційної роботи наукового керівника галузевої науково-дослідної лабораторії №112 НУ «Львівська політехніка» доцента, к.т.н. Мельника І.В. на тему «Напружено-деформований стан та експериментальне впровадження порожнистих бетонних і залізобетонних конструкцій», 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 м^2.

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.

Аналогічні показники отримані при зведенні сусіднього 120-квартирного будинку загальною площею перекриттів 12055 м^2.

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.

Додаток Ж.3.

Товариство з обмеженою відповідальністю

33000657

Свалява - Міськбуд

Україна 89300
Закарпатська обл.
м.Свалява, вул. Тацея,98
тел. +--38(03133)-7-32-54
e-mail: Miskbud@ukr.net

89300 Taceya street,98
Svaljava city, Ukraine
Tel +38(03133)7-32-54

№___ від «__» _____ 20__р.

АКТ

впровадження результатів науково-дослідної роботи

Результати дисертаційної роботи доцента Національного університету «Львівська політехніка» Мельника І.В. на тему «Напружено-деформований стан та експериментальне впровадження порожнистих бетонних і залізобетонних конструкцій» були використані в робочому проекті «Реконструкція садового будинку під готельно-ресторанний комплекс за адресою с. Неліпино ур. 6-км» (головний інженер проекту Мельник І.В.).

Використання розробок Мельника І.В. дозволило суттєво зменшити власну вагу залізобетонних перекриттіві значнихрозмірів балконів за рахунок пінополістирольних вставок. Це суттєво зменшило тиск на ґрунт і потенційні сейсмічні впливи на будівлю, що зведена неподалік схилу ріки.

Науково-дослідну роботу виконували згідно з господарським договором №0435 від 15.01.2013 р. з Національним університетом «Львівська політехніка»

Директор ТзОВ «Свалява-міськбуд» Дев'ян В.О.

Додаток Ж.4.

ОБСЛУГОВУЮЧИЙ КООПЕРАТИВ

«ДОБРОБУД-ОБОЛОНЬ»

46027 Україна, м.Тернопіль. вул. Тролейбусна,11Д Тел /факс. (0352) 433869

АКТ

впровадження результатів науково-дослідної роботи

Обслуговуючий кооператив «Добробуд-Оболонь» підтверджує, що при зведенні багатоквартирного житлового будинку №4 по вул. Білогірській у м. Тернополі використанні результати дисертаційної роботи к.т.н., доцента Національного університету «Львівська політехніка» Мельника І.В. на тему «Напружено-деформований стан та експериментальне впровадження порожнистих бетонних і залізобетонних конструкцій».

Використання цих досліджень дозволило запроектувати полегшені перекриття, що на 31,9% зменшило їх власну вагу і витрати бетону.

Зменшення власної ваги перекриттів загальною площею 6993 м^2 суттєво зменшило навантаження, у т.ч. сейсмічні, на 10-поверховий каркас будівлі і на пальові фундаменти.

Роботи виконувалися згідно з договором №0503 між Національним університетом «Львівська політехніка» та ОК «Добробуд-Оболонь».

Директор ОК «Добробуд-Оболонь» Пальнюк В.М.

ОБСЛУГОВУЮЧИЙ КООПЕРАТИВ "ДОБРОБУД-ОБОЛОНЬ" 38201376 УКРАЇНА ТЕРНОПІЛЬ

Додаток Ж.5.

ОБСЛУГОВУЮЧИЙ КООПЕРАТИВ

«БІЛОГІР'Я»

46027 Україна, м.Тернопіль, вул. Тролейбусна,11Д Тел./факс. (0352) 433869

АКТ

впровадження результатів дисертаційної роботи «Напружено-деформований стан та експериментальне впровадження порожнистих бетонних і залізобетонних конструкцій» доцента Національного університету «Львівська політехніка» Мельника Ігоря Володимировича

Згідно з договорами №№0522, 0523, 540, 541 з Національним університетом «Львівська політехніка» під керівництвом Мельника І.В. були виконані роботи з розробки конструктивних рішень залізобетонних каркасів чотирьох багатоповерхових житлових будинків №№5, 6, 7, 8 по вул. Білогірській у м. Тернополі.

При розробці проектної документації були використані і реалізовані на практиці пропозиції Мельника І.В. з оптимізації залізобетонних перекриттів. Використовуючи пінополістирольні вставки, на 31,9% зменшили витрату бетону і відповідно власну вагу перекриттів загальною площею всіх будинків 26429 м^2.

Вагоме зменшення власної ваги суттєво зменшило навантаження на каркаси будівель і на їх пальові фундаменти. В результаті це відчутно покращило загальні техніко-економічні показники споруд.

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.

Додаток Ж.6.

Товариство з обмеженою відповідальністю

33000657

Свалява - Міськбуд

Україна 89300
Закарпатська обл.
м.Свалява, вул. Тацея,98
тел. +--38(03133)-7-32-54
e-mail: Miskbud@ukr.net

89300 Taceya street,98
Svaljava city, Ukraine
Tel +38(03133)7-32-54

№___ від «__» _____ 20__р.

АКТ

впровадження результатів науково-дослідної роботи

Згідно з договором №0600 від 19.11.2018 р. з Національним університетом «Львівська політехніка» був виконаний робочий проект «Будівництво 12-квартирного житлового будинку в місті Свалява на вулиці Тацея 8/1».

При цьому були використані розробки і результати дисертаційної роботи доцента кафедри автомобільних доріг і мостів Національного університету «Львівська політехніка» Мельника Ігоря Володимировича на тему «Напружено-деформований стан та експериментальне впровадження порожнистих бетонних і залізобетонних конструкцій» щодо оптимізації запроектованих залізобетонних конструкцій, а саме:

- колон;
- перемичок;
- ригелів;
- перекриттів;
- лоджій і балконів.

Оптимізація цих конструкцій досягається використанням вставок, які дозволяють зменшити власну вагу, що важливо, зокрема, для зменшення сейсмічних впливів, і покращення експлуатаційних характеристик споруди.

Так, використання пінополістирольних вставок в перемичках, ригелях зовнішніх стін, а також в балконах і лоджіях збільшує їх тепловий опір, покращуюи загальні теплотехнічні характеристики будинку.

Директор ТзОВ «Свалява-міськбуд» Дев'ян В.О.

Додаток Ж.7.

ОБСЛУГОВУЮЧИЙ КООПЕРАТИВ

«МБС-ЖИТЛО»

46027 Україна, м.Тернопіль. вул. Тролейбусна,11Д Тел./факс. (0352) 433869

АКТ

впровадження результатів науково-дослідної 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 Мельника Ігоря Володимировича, доцента Національного університету «Львівська політехніка» на тему «Напружено-деформований стан та експериментальне впровадження порожнистих бетонних і залізобетонних конструкцій».

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 м^2 заодно покращило теплотехнічні показники підвального поверху.

Роботи з проектування будівельних конструкцій виконувалися згідно з договором №0606 від 01.02.2019 р. з Національним університетом «Львівська політехніка». Керівник робіт – Мельник І.В.

Голова Обслуговуючого кооперативу «МБС-ЖИТЛО» Реус Я.В.

ОБСЛУГОВУЮЧИЙ КООПЕРАТИВ "МБС-ЖИТЛО" 39548709 УКРАЇНА м.ТЕРНОПІЛЬ

Додаток Ж.8.

СОНЯЧНИЙ КВАРТАЛ

Обслуговуючий кооператив «ЖИТЛОВИЙ КОМПЛЕКС СОНЯЧНИЙ КВАРТАЛ»
89600, Закарпатська область, м. Мукачево, вул. Валенберга, буд. 36
код ЄДРПОУ 41370415, р/р 26006052303985 в ПАТ КБ «ПРИВАТБАНК»
тел. (067)380 00 08

АКТ

впровадження результатів дисертаційної роботи

В рамках виконання науково-дослідної роботи з Національним університетом «Львівська політехніка» за №0574 від 01.10.2017 р. була запроектована прогонова будова моста через р. Пиня в с. Голубине Свалявського району Закарпатської області з використанням наявних двох берегових і двох проміжних опор.

Під час попереднього обстеження опор було виявлено значний крен однієї з проміжних опор у бік по течії ріки. Тому за остаточного розгляду варіантів перевагу було віддано монолітному варіанту прогонової будови, що створює суцільний горизонтальний диск. За такого конструктивного вирішення отримали підтримувальний ефект для проміжних опор.

При улаштуванні прогонової будови моста були використані результати дисертаційної роботи доцента кафедри автомобільних доріг та мостів Національного університету «Львівська політехніка» Мельника Ігоря Володимировича на тему «Напружено-деформований стан та експериментальне впровадження порожнистих бетонних і залізобетонних конструкцій».

Для зменшення власної ваги прогонової будови, що важливо у т.ч. для суттєвого зменшення впливу сейсмічних навантажень, були запропоновані трубчасті пластмасові вставки діаметром 250 мм. В результаті, за рахунок вставок власна вага прогонової будови мостазменшилася на 31,2%.

Голова правління Облуговуючого кооперативу «Сонячний квартал» Пацкань І.І.

ЗАКАРПАТСЬКА ОБЛАСТЬ. М.МУКАЧЕВО. ОБСЛУГОВУЮЧИЙ КООПЕРАТИВ "ЖИТЛОВИЙ КОМПЛЕКС СОНЯЧНИЙ КВАРТАЛ" 41370415 УКРАЇНА

Додаток Ж.9.

ОБСЛУГОВУЮЧИЙ КООПЕРАТИВ

«ДОБРОБУД ІНВЕСТ В»

46027 Україна, м.Тернопіль, вул. Тролейбусна,11Д Тел./факс. (0352) 433869

Вих. №_____
«_____»_____2020р.

АКТ

впровадження результатів науково-дослідної роботи

При розробці проектної документації на будівництво багатоквартирного житлового будинку за адресою вул. Заміська, 16 у м. Тернопіль в розділі будівельних конструкцій були використанні результати дисертаційної роботи к.т.н., доцента Національного університету «Львівська політехніка» Мельника Ігоря Володимировича на тему «Напружено-деформований стан та експериментальне впровадження порожнистих бетонних і залізобетонних конструкцій».

Використання наукових досліджень дозволило оптимізувати конструкцію перекриттів і фундаментів, та покращити їх техніко-економічні показники. Зокрема, витрата бетону в перекриттях загальною площею 7332 м^2 зменшилася на 29,1%, у фундаментній плиті товщиною 70 см – на 21,2%, що важливо при виконанні робіт в умовах щільної міської забудови.

Роботи з розробки конструктивних вирішень будинку виконувалися під керівництвом наукового керівника ГНДЛ-112 Національного університету «Львівська політехніка» Мельника І.В. згідно з договором №0601 від 19.11.2018р.

Голова Обслуговуючого кооперативу «Добробуд Інвест В» Русин В.П.

Додаток Ж.10.

Товариство з додатковою відповідальністю
"ЛЬВІВСЬКИЙ ЗАВОД БУДІВЕЛЬНИХ ВИРОБІВ"
ЗБВ
79026, м.Львів, вул.Персенківка, 2. Тел./факс (032) 295-50-98
e-mail: buhlzbv@gmail.com

АКТ

впровадження науково-дослідної роботи

ТзДВ «Львівський завод будівельних виробів» згідно з договором №6588 з Національним університетом «Львівська політехніка» (керівник договору – доцент, к.т.н. Мельник І.В.) виготовив експериментальні порожнисті бетонні блоки стін підвалів 4-х типів з двома і трьома відкритими зверху порожнинами (марки 3ФБП і 2ФБП) та із замкнутими порожнинами (марки ФБА і ФБТ) номінальною шириною 40 см.

Виготовлення порожнистих блоків у виробничих умовах ТзДВ «Львівський завод будівельних виробів» з використанням наявних металоформ і деяким дооснащенням показало технологічність і нескладність їх виготовлення.

Контрольними випробуваннями навантаженням порожнистих блоків в складі фрагментів підвальної стіни встановлена їх фактична несуча здатність і обгрунтована можливість використання для будівель висотою від 5-и до 10-ти поверхів в залежності від типу блока.

Це було підставою для серійного випуску порожнистих блоків і їх використання як несучих фундаментних елементів та блоків стін підвалів.

З початку освоєння серійного випуску порожнистих блоків ТзДВ «Львівський завод будівельних виробів» реалізував: блоки марки 2ФБП – 2547 шт; блоки марки 3ФБП – 1836 шт; блоки марки ФБА – 1572 шт; блоки марки ФБТ – 314 шт.

Застосування порожнистих блоків замість суцільних типових блоків дає суттєву економію бетону – від 23,6% до 43,0% в залежності від типу блоків.

При розробці конструкції і дослідженні порожнистих бетонних блоків були використані результати дисертаційної роботи Мельника І.В. на тему «Напружено-деформований стан та експериментальне впровадження порожнистих бетонних і залізобетонних конструкцій».

Директор ТзДВ «Львівський завод будівельних виробів» Паньків М.І.

Додаток Ж.11.

ТОВАРИСТВО З ОБМЕЖЕНОЮ ВІДПОВІДАЛЬНІСТЮ

«СУПУТНИК»

Україна, м.Львів, вул. Самчука,8 тел. 0679420636

АКТ

впровадження результатів дисертаційної роботи

Цим актом підтверджую, що результати дисертаційної роботи Мельника І.В. «Напружено-деформований стан та експериментальне впровадження порожнистих бетонних і залізобетонних конструкцій» використані при розробці проектної документації на реконструкцію будівлі ресторану «Супутник» по вул. Самчука у м. Львові.

Поверх круглого в плані конусноподібного перекриття було улаштоване плоске монолітне залізобетонне перекриття з використанням наявних пінополістирольних плит, які застосовували для утеплення покрівлі.

Використання пінополістирольних плит значних розмірів в плані (50х100 см) загальною товщиною 115 мм дало порожнистість залізобетонного перекриття 47,3%.

Нове полегшене перекриття з вставками суттєво покращило експлуатаційні та теплотехнічні характеристики будівлі ресторану. Крім цього, плоска конструкція покриття дозволяє улаштовувати на ньому літні майданчики терасного типу.

Директор ТзОВ «Супутник» Панків М.І.

Додаток Ж.12.

УКРАЇНА

ТОВАРИСТВО З ОБМЕЖЕНОЮ ВІДПОВІДАЛЬНІСТЮ

ІНВЕСТИЦІЙНО – БУДІВЕЛЬНА КОМПАНІЯ

"ЖИТЛО УКРАЇНИ"

79008 м. Львів, вул. Чайковського, 8 тел./факс +38 032 2676905 , email: zhytloukr@ukr.net

Вих. № __ від ___.___.2020 р.
На № _ від _____

АКТ
про впровадження результатів науково-дослідної роботи

Цим актом ТОВ «Інвестиційно-будівельна компанія «Житло України» підтверджує результати дисертаційної роботи доценти НУ «Львівська політехніка» Мельника І.В. «Напружено-деформований стан та експериментальне впровадження порожнистих бетонних і залізобетонних конструкцій» використані при розробці конструктивних рішень монолітних залізобетонних перекриттів з пелегшуючими вставками будинку №1 (3-тя черга) молодіжного житлового комплексу по вул. Роксоляни у м. Львові і виконувалася згідно з договором № 0466 від 02.12.2013 р. з Національним університетом «Львівська політехніка» під керівництвом наукового керівника галузевої науково-дослідної лабораторії №112 НУ «Львівська політехніка» доцента, к.т.н. Мельника І.В.

У результаті виконання роботи розроблені робочі креслення 5-х залізобетонних перекриттів на зазначеному об'єкті, які використані у загальній проектній документації на спорудження комплексу.

Використання пінополістирольних вставок дозволило зменшити витрати бетону на 36,5% при улаштуванні кожного з перекриттів.

За рахунок суттєвого зменшення власної ваги перекриттів (в прольотній частині до 42%) на 11,7% зменшено витрату робочої арматури в залізобетонних конструкціях перекриттів.

Генеральний директор Богуславський Р.М.

Додаток Ж.13.

УКРАЇНА

ТОВАРИСТВО З ОБМЕЖЕНОЮ ВІДПОВІДАЛЬНІСТЮ

ІНВЕСТИЦІЙНО – БУДІВЕЛЬНА КОМПАНІЯ

"ЖИТЛО УКРАЇНИ"

79008 м. Львів, вул. Чайковського, 8 тел./факс +38 032 2676905 , email: zhytloukr@ukr.net

Вих. № __ від ___.___.2020 р.
На № _ від _____

АКТ
про впровадження результатів науково-дослідної роботи

Цим актом ТОВ «Інвестиційно-будівельна компанія «Житло України» підтверджує результати дисертаційної роботи доценти НУ «Львівська політехніка» Мельника І.В. «Напружено-деформований стан та експериментальне впровадження порожнистих бетонних і залізобетонних конструкцій» використані при розробці конструктивних рішень монолітного залізобетонного перекриття підземної автостоянки молодіжного житлового комплексу по вул. Роксоляни у м. Львові і виконувалася згідно з договором № 0487 від 01.09.2014 р. з Національним університетом «Львівська політехніка».

У результаті виконання роботи розроблені робочі креслення перекриття з однонаправленим розташуванням вставок загальною площею 725 м^2.

Застосування пінополістирольних вставок дозволило зменшити витрати бетону на 36,5% при улаштуванні кожного з перекриттів.

За рахунок суттєвого зменшення власної ваги перекриттів (в прольотній частині до 42%) на 11,7% зменшено витрату робочої арматури в залізобетонних конструкціях перекриттів.

Використання значних розмірів в плані пінополістирольних вставок було доцільним також для збільшення теплового опору перекриття – неопалюваного приміщення паркінгу.

Генеральний директор Богуславський Р.М.

Додаток Ж.14.

0798

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
Національний університет «Львівська політехніка»
ПРОЕКТНО-КОНСТРУКТОРСЬКЕ ОБ'ЄДНАННЯ
«ПОЛІТЕХНІКА»
вул. Шухевича, 4, м. Львів, 79005, Україна, тел. (380-32) 258-30-54, факс (380-32) 258-30-50
Одержувач: Національний університет «Львівська політехніка»
р/р 31254250101057 ДКС України, МФО 825014, ЄДРПОУ 02071010
E-mail: PKO@teriya.com.ua

_____ № _____

на № _____

АКТ

впровадження результатів

науково-дослідної роботи

При розробці проектної документації на реконструкцію будівлі навчального корпусу №33 по вул. Театральній у м. Львові була використана конструкція монолітних залізобетонних перекриттів з ефективними пінополістирольними вставками, принципові конструктивні вирішення яких і дослідження подані в дисертаційній роботі доц. Мельника І.В. «Напружено-деформований стан та експериментальне впровадження порожнистих бетонних і залізобетонних конструкцій».

Суттєве зменшення витрати бетону (на 26,1...34,4 %) були важливими чинниками зменшення тиску на «слабкі» ґрунти під фундаментами будівлі та подачі бетону на об'єкт в умовах ущільненої забудови в центрі м. Львова.

Аналогічні конструктивно-технологічні вирішення були використані розробці проектної документації на реконструкцію перекриттів верхніх поверхів будівель навчальних корпусів №6 і №6а НУ «Львівська політехніка» по вул. С. Бандери у м. Львові. Застосування в них пінополістирольних вставок, крім зменшення власної ваги, є доцільним при вирішенні актуальних і важливих питань термореновації будівель.

Директор ПКО «Політехніка» Тиханський Я.С.

Видавництво Львівської політехніки. Наклад 100. Зам. 190284. 2019.

Додаток Ж.15.

ТзОВ «СПЕЦБУДСЕРВІС»

79057, м. Львів, вул. Генерала Чупринки 58а
ЗКПО 25546970, UA303003460000026004022216801 в АТ «АЛЬФА-БАНК»
у м. Львові ; МФО 300346

АКТ

впровадження результатів дисертаційної роботи

При будівництві 7-ми котеджів в смт. Брюховичі Львівської обл.. були використані ефективні бетонні фундаментні блоки, виробництво яких освоїв Львівський завод будівельних виробів.

Конструкцію блоків запропонував та провів їх дослідження доцент Національного університету «Львівська політехніка» Мельник Ігор Володимирович в рамках виконання дисертаційної роботи «Напружено-деформований стан та експериментальне впровадження порожнистих бетонних і залізобетонних конструкцій».

У зовнішніх стінах підвалів котеджів змонтували 75 блоків з арболітовими вставками, у внутрішніх стінах підвалів-64 блоки з двома відкритими зверху порожнинами.

Використання цих облегшених блоків дозволило, зокрема, зменшити транспортні затрати.

Директор ТзОВ «Спецбудсервіс» _____ Запоточний І.В.