

Національний авіаційний університет  
Міністерство освіти і науки України

Національний авіаційний університет  
Міністерство освіти і науки України

Кваліфікаційна наукова  
праця на правах рукопису

**БАРАНЕЦЬКА ДАРІЯ СЕРГІЇВНА**

УДК 624 (043.5)

**ДИСЕРТАЦІЯ**

**НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ  
ПЕРЕКРИТТІВ ІЗ ЗАСТОСУВАННЯМ ЗОВНІШНЬОГО АРМУВАННЯ  
РІЗНИМИ ВИДАМИ ПРОФІЛЬОВАНОГО НАСТИЛУ**

05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди

Технічні науки

Подається на здобуття наукового ступеня кандидат технічних наук

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

\_\_\_\_\_ Баранецька Д.С.

Науковий керівник (консультант) Лапенко Олександр Іванович, д.т.н., професор

Київ – 2019

Ідентичний за змістом з іншими примірниками дисертації.

Вчений секретар спеціалізованої вченої ради Степанчук О.В.

## АНОТАЦІЯ

*Баранецька Д.С.* Напружено-деформований стан сталезалізобетонних перекриттів із застосуванням зовнішнього армування різними видами профільованого настилу. Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук за спеціальністю 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» (Технічні науки). – Національний авіаційний університет, Національний авіаційний університет, Київ, 2019.

Дисертація присвячена порівняльному аналізу роботи та напружено-деформованого стану (НДС) сталезалізобетонних плит перекриття з різними видами профільованого настилу.

У **вступі** обґрунтовано актуальність теми, сформульовані мета та задачі досліджень, наукова новизна та практичне значення роботи, представлена її загальна характеристика та зв'язок з науковими програмами.

У **першому розділі** розглянуто і вивчено сучасний стан досліджень НДС сталезалізобетонних плит перекриття із різними видами профільованого настилу. Наведено загальні відомості про розповсюджені в практиці будівництва типи сталезалізобетонних конструкцій, їх переваги та недоліки, відомі методи їх розрахунку та особливості роботи під навантаженням.

На основі проведеного аналізу відомих аналітичних методів опису НДС сталезалізобетонних плит перекриття з профільованим настилом, серед яких сучасні інженерні методи, що базуються на гіпотезі плоских перерізів та некласичні аналітичні моделі НДС, що враховують деформації зсуву, продемонстровано їх можливості і обмеження при використанні для дослідження НДС сталезалізобетонних плит перекриття з профільованим настилом.

Досліджено можливість використання сучасних чисельних методів та програмних комплексів для розрахунку сталезалізобетонних плит перекриття з профільованим настилом, зокрема методу скінчених елементів (МСЕ). Виконано порівняльний аналіз сучасних програмних комплексів, що реалізують МСЕ.

На основі виконаного порівняльного аналізу особливостей застосування різних моделей для розрахунку сталезалізобетонних плит з профільованим настилом сформульовано задачі та розроблено структурно-логічну схему досліджень, що включає послідовні взаємопов'язані етапи й процедури: галузь застосування конструкцій, теоретичні дослідження, експериментальні дослідження та практичні рекомендації.

**У другому розділі** проведено дослідження НДС сталезалізобетонних плит перекриття з профільованим настилом аналітичними методами за математичною зсувною моделлю, що враховує депланацію поперечних перерізів.

Зважаючи на особливості досліджуваного типу конструктивних елементів: складна форма поперечного перерізу, поєднання різних конструктивних матеріалів, фізико-механічні характеристики яких, відрізняються на декілька порядків, було удосконалено математичну зсувну модель композитних брусів з метою її адаптації для розрахунку НДС сталезалізобетонних плит перекриття з профільованим настилом. Зокрема, були отримані залежності, що описують розподіл нормальних і дотичних напружень за висотою перерізу, що дало змогу коректно визначати ширину поперечного перерізу при наявності порожнин.

Удосконалення відомих аналітичних моделей НДС (математичної зсувної моделі) в рамках даних досліджень проводилося у два етапи: спочатку було адаптовано до опису НДС сталезалізобетонних плит перекриття класичну модель, що базується на гіпотезі плоских перерізів і враховує неоднорідність поперечного перерізу; на другому етапі досліджень було отримано функції розподілу напружень за висотою перерізу, а також співвідношення для визначення напружень і коефіцієнтів жорсткості із урахуванням деформацій зсуву, що мають місце.

На основі удосконаленої зсувної моделі було виконано розрахунок сталезалізобетонної плити по профільованому настилу, аналіз результатів якого, дав змогу з'ясувати межі застосування вищерозглянутих аналітичних методів визначення параметрів НДС такого типу конструктивних елементів. Зокрема, доведено, що зміна характеру розподілу нормальних і дотичних напружень з

урахуванням зсуву не приводить до суттєвого збільшення їх максимальних значень, тому для практичних розрахунків за граничним станом першої групи достатньо визначати напруження за класичною моделлю (при похибці в межах допустимої для інженерних розрахунків). У цей же час, прогини, обчислені за зсувною моделлю, на 13% більші за класичні, що є суттєвим. Відповідно, при розрахунку сталезалізобетонних плит перекриття із профільованими настилами за граничними станами другої групи (зокрема, деформативності) доцільно використовувати удосконалену в роботі математичну зсувну модель.

**У третьому розділі** проведено експериментальне дослідження сталезалізобетонних плит перекриття з профільованим настилом та їх компонентів, метою яких було отримання даних щодо особливостей роботи під короткочасним навантаженням, характеру НДС, міцності та деформативності такого типу конструктивних елементів, а також верифікації аналітичних та чисельних моделей їх розрахунку. В розділі наведено дані щодо прийнятої методики, задач та програми експериментальних досліджень, а також аналіз отриманих результатів.

Для виготовлення дослідних зразків використовували профільований лист, гнучку арматуру, болтові анкери з різьбовою нарізкою та бетон. Окрім того, було випробувано зразки профільованого настилу без бетону (Н – 85, Н – 114 – 600).

Під час проведення експерименту особливу увагу було приділено визначенню фізико-механічних властивостей матеріалів дослідних зразків – профільованого настилу та гнучкої арматури, бетону та контакту бетону з профільованим настилом з виштамповками. Для цього було виготовлено серію дослідних зразків, що склалися зі сталевих листів, вирізаних з профільованого настилу, та бетонної суміші, яка виливалася в форми, закріплені на сталевому листі симетрично з обох боків (для отримання умов чистого зсуву). Експеримент припинявся, коли хоча б один із бетонних кубиків відшаровувався від сталевого листа. Отримані фізико-механічні властивості матеріалів лягли в основу аналітичних розрахунків та розрахунків за методом скінчених елементів, виконаних у розділі 4.

В результаті проведення експериментальних досліджень було підтверджено ефективність застосування запропонованих автором конструкцій анкерування у вигляді виштамповок на профнастилі у порівнянні з плитою без додаткових засобів анкерування), які можна рекомендувати як основні при проектуванні комбінованих конструктивних елементів, що поєднують у собі матеріали, фізико-механічні характеристики яких суттєво відрізняються.

**У четвертому розділі** удосконалено методику чисельного моделювання НДС сталезалізобетонних плит з профільованим настилом з урахуванням особливості їх геометрії та роботи під навантаженням.

Для створення скінченно-елементних моделей були використані оригінальні креслення профнастилу і сталезалізобетонних плит. Процедура побудови скінченно-елементних моделей передбачала розроблення базових тривимірних геометричних моделей профнастилу і плит.

Для коректного моделювання сумісної роботи матеріалів бетону у складі єдиного конструктивного елемента – запропоновано використовувати спеціальний «контактний шар». При цьому сталеві елементи (профнастил і арматура) задавалися як ізотропний нелінійний пружно-пластичний матеріал; сталезалізобетон і контактний шар – як нелінійно-пружний матеріал. Під час моделювання фізико-механічні властивості всіх матеріалів базувалися на результатах виконаних у третьому розділі експериментальних досліджень, а діаграми їх деформування задавалися у вигляді дволінійних функцій  $\sigma - \varepsilon$ . Для моделювання плит були використані лінійні, плоскі, об'ємні, а також абсолютно жорсткі СЕ. Місця прикладання навантажень, їх величина і конфігурація відповідали експериментальним (розділ 3). Опорні вузли усіх плит і профнастилу моделювалися за допомогою абсолютно жорстких скінчених елементів.

Для усіх моделей проводили лінійний та нелінійний статичні розрахунки. При лінійному статичному розрахунку ігнорувалися нелінійні властивості матеріалів і геометрична нелінійність конструкції. Розрахунок проводився по початкових модулях пружності. Нелінійний розрахунок передбачав прикладання навантаження у декілька кроків, збільшуючи його від нуля до максимального

значення. На кожному кроці навантаження обраховувалися значення січних модулів пружності перерізів, відповідно до діаграм деформування матеріалів. Цей процес закінчувався тоді, коли досягали максимального навантаження, або коли конструкція перетворюється у механізм – з'явилися пластичні шарніри, втратилась місцева або загальна стійкість і т.д.

Результати розрахунків за МСЕ підтвердили отриманий при експериментальних дослідженнях висновок, що метод анкерування, за допомогою анкерів у вигляді виштамповок, що розташовані у горизонтальній площині та перетинають стінки профнастилу є найбільш ефективним.

На основі проведених досліджень сформульовано загальні висновки по застосуванню, моделюванню та розрахунку сталезалізобетонних плит з профільованим настилом, а їх результати впроваджено та застосовано в діяльності ТОВ «Геофіпольсільбуд», ТОВ «ІнвіктаФасадБуд», ТОВ «Будівельна компанія «Недра» при будівництві об'єктів різного призначення та в навчальному процесі Національного авіаційного університету Факультету архітектури, будівництва та дизайну на кафедрі комп'ютерних технологій будівництва.

*Ключові слова:* напружено-деформований стан, сталезалізобетонні плити з профільованим настилом, сталезалізобетон, метод скінчених елементів, зсув, депланація, анкерування, виштамповки.

## ABSTRACT

*Baranetska D.S.* Stress-strain state of the steel reinforced concrete slabs with using reinforcement with different types of profiled steel sheeting. Qualification scientific work on the rights of a Manuscript.

The dissertation for the scientific degree of a candidate of technical sciences on the specialty 05.23.01 – building structures, buildings and constructions (Technical sciences). – National Aviation University, National Aviation University, Kiev, 2019.

The dissertation is devoted to the comparative analysis of work and strain-stressed state (SSS) of steel reinforced concrete slabs with different types of profiled steel sheeting.

**In the introduction** the actuality of theme was substantiated, the purpose and

tasks of researches, scientific novelty and practical value of work were formulated, its general characteristic and connection with scientific programs were presented.

**In the first chapter,** the modern state of research of the SSS steel-reinforced concrete slabs with different types of profiled steel sheeting is considered and studied. The general information about the types of steel structures, their advantages and disadvantages, known methods of their calculation and features of the work under load are commonly used in practice.

On the basis of the analysis of well-known analytical methods for describing SSS of steel reinforced concrete slabs with profiled steel sheeting, among which modern engineering methods based on the hypothesis of plane sections and non-classical analytical models of SSS that taking into account displacement deformations, demonstrated their capabilities and limitations when used for the research of SSS of steel reinforced concrete slabs with profiled steel sheeting.

The possibility of using modern numerical methods and software complexes for the calculation of steel reinforced concrete slabs with profiled steel sheeting, in particular the finite element method (FEM), was investigated. The comparative analysis of modern software systems implementing FEM is carried out.

On the basis of the performed comparative analysis of the peculiarities of the application of different models for the calculation of steel reinforced concrete slabs with profiled steel sheeting, the tasks were formulated and a structural and logical scheme of research that includes successive interconnected steps and procedures was developed: the field of application of constructions, theoretical researches, experimental researches and practical recommendations.

**In the second chapter,** the research of SSS of steel reinforced concrete slabs with profiled steel sheeting by analytical methods in a mathematical shear model taking into account the depletion of cross-sections is devoted.

Due to the peculiarities of the investigated type of structural elements (complex shape of transversal cross-section, the combination of different structural materials, the physical- mechanical characteristics of which differ in several orders, the mathematical shearing model of composite bars was improved in order to adapt it to calculate the

SSS of steel reinforced concrete slabs with profiled steel sheeting. In particular, dependences that describe the distribution of normal and tangent stresses at a height of the cross section were obtained, which made it possible to correctly determine the width of the cross-section in the presence of cavities.

Improvement of known analytical models of SSS (mathematical shear model) in the framework of these studies was carried out in two stages: first of all the classic model based on the hypothesis of plane cross sections and taking into account the heterogeneity of the cross-section, was adapted to describe the SSS of steel reinforced concrete slabs; at the second stage of the research the functions of distribution of stresses at the height of the cross section were obtained, as well as the ratio for determining the stresses and coefficients of stiffness with taking into account the deformations of shear.

On the basis of the improved shear model, the calculation of a steel reinforced concrete slab on profiled steel sheeting, analysis of the results of which made it possible to find out the limits of application of the above discussed analytical methods for determining the parameters of the stress-strain state of this type of structural elements. In particular, it is proved that the change in the peculiarities of the distribution of normal and tangent stresses taking into account the shear does not lead to a significant increase in their maximum values; therefore, for practical calculations at the limiting state of the first group it is sufficient to determine the stresses according to the classical model (with an error within the limits allowed for engineering calculations). At the same time, the deflections that calculated on a non-classical model are 13% larger than the classic, which is significant. Accordingly, when calculating steel reinforced concrete slabs with profiled steel sheeting at the limit states of the second group (in particular, deformability), it is advisable to use an improved in the work non-classical shear model.

**In the third chapter**, the experimental research of steel reinforced concrete slabs with profiled steel sheeting and their components, the purpose of which was to obtain data on the peculiarities of work under short-time loads, the peculiarities of the SSS, character of SSS, the strength and deformability of this type, structural elements, as



well as the verification of analytical and numerical models for their calculation are devoted. The chapter contains data on the accepted methodology, tasks and experimental research program, as well as the analysis of the results.

For the production of prototype samples, profiled steel sheeting, flexible reinforcement, bolted anchors with threaded scissors and concrete were used. In addition, the specimens of profiled steel sheeting without concrete were tested (H – 85, H – 114 – 600).

During the experiment, a special attention was paid to determining the physical and mechanical properties of materials of experimental samples – profiled steel sheeting and flexible reinforcement, reinforced concrete and concrete contact with profiled steel sheeting with punching. For this purpose, a series of prototypes consisting of steel sheets, cut from profiled steel sheeting, and a concrete mixture, which poured into molds fixed on a steel sheet symmetrically on both sides (for obtaining conditions of pure shear) was made. The experiment ended when at least one of the concrete cubes were stripped off a steel sheet. The obtained physical and mechanical properties of materials formed the basis of analytical calculations and calculations on the FEM performed in chapter 4.

As a result of experimental researches, the efficiency of the application of the anchor structures proposed by the author the constructions of anchoring in the form of punching on the profiled steel sheeting was confirmed in comparison with the slab without additional anchoring facilities), which can be recommended as the main ones in the design of combined structural elements combining materials whose physical and mechanical characteristics significantly different.

**The fourth chapter** is devoted to the improvement of the method of numerical modeling of SSS of steel reinforced concrete slabs with profiled steel sheeting, taking into account the features of their geometry and work under load.

For the creation of finite-element models, the original drawings of profiled steel sheeting and composite steel reinforced concrete slabs were used. The procedure for constructing finite-element models envisaged the development of basic three-dimensional geometric models of profiled steel sheeting and slabs.

A special "contact layer" is proposed for correct modeling of the joint work of materials (steel and concrete) consisting of a single structural element (reinforced concrete slab). In this case, steel elements (profiled steel sheeting and reinforcement) were given as isotropic nonlinear elastic-plastic material; reinforced concrete and a contact layer – as non-linear elastic material. During the modeling, the physical and mechanical properties of all materials were based on the results of the third chapter of experimental research, and the diagrams of their deformation were given in the form of two-line functions  $\sigma - \varepsilon$ . For, modeling of slabs the linear, flat, volume, as well as absolutely rigid FEs were used. The places of application loads, their size and configuration corresponded to the experimental (chapter 3). Support nodes of all slabs and profiled steel sheeting were modeled using absolutely rigid finite elements.

Linear and nonlinear static calculations were performed for all models. In the linear static calculation, the nonlinear properties of materials and the geometric nonlinearity of the design were ignored. The calculation is carried out on the initial modules of elasticity. The nonlinear calculation assumed applying the load in several steps, increasing it from zero to the maximum value. At each step of the load, the values of the gravity modulus of the elasticity of the cross sections were calculated, in accordance with the diagrams of deformation of the materials. This process ended when the maximum load was reached, or when the structure was turned into a mechanism - plastic hinges appear, local or general stability lost, etc.

The results of the FEM calculations were confirmed by the conclusion obtained in the experimental researches that the most effective is the anchoring method, using anchors in the form of punching, which are located in a horizontal plane and intersect the walls of the profiled steel sheeting.

On the basis of the conducted researches, general conclusions on the application, modeling and calculation of steel reinforced concrete slabs with profiled steel sheeting are formulated, and their results were implemented during the construction of a shopping and entertainment center in Kyiv.

*Keywords:* stress-strain state, reinforced slab with profiled steel sheeting, reinforced concrete, finite element method (FEM), shear, deplanation, anchoring, punching.

## СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА

### Наукові праці, в яких опубліковані основні результати дисертації

1. Лапенко О. І. Метод розрахунку будівельних конструкцій з різними видами профнастилу / О. І. Лапенко, Д. С. Скребнєва // Проблеми розвитку міського середовища: Наук.-техн. збірник.– 2016. – Вип. № 2 (16). – С. 27–34.
2. Лапенко О. І. Застосування профільного настилу при реконструкції будівель та споруд / О. І. Лапенко, Д. С. Скребнєва // Вісник ОДАБА. – 2016.– Одеса : 2016. – Вип. № 61. – С. 243–248.
3. Skrebnieva D. S. Calculation of compressed and bended steel reinforced concrete constructions in the retained formwork / О. І. Lapenko, D. S. Skrebnieva, O. V. Shevchenko, N. Masud // Збірник наукових праць УкрДУЗТ. – Харків: УкрДУЗТ, – 2017. – С. 27–34. (Входить до наукометричної бази Index Copernicus).
4. Лапенко О. І. Впровадження конструкцій з профільного настилу при реконструкції будівель та споруд / О. І. Лапенко, Д. С. Скребнєва // Вісник Інженерної академії України. – 2017. – Вип. 4. – С. 162–165.
5. Лапенко О. І. Особливості роботи залізобетонних плит по профільованому настилу / О. І. Лапенко, Д. С. Скребнєва, С. М. Скребнєва, А. І. Глушаниця // Проблеми розвитку міського середовища: Наук.-техн. збірник. – 2017. – Вип. 2 (18). – С. 89–96.
6. Skrebnieva D. S. Numerical methods of calculation of stress-strain state of combined elements of plating from profiled sheeting // Проблеми розвитку міського середовища: Наук.-техн. збірник. – 2018. – Вип. 1(20). – С. 121–128.

### Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації

7. Лапенко О. І. Метод розрахунку будівельних конструкцій з різними видами профнастилу / О. І. Лапенко, Д. С. Скребнєва // II Міжнародна наук.-практ. конгрес, м. Київ, 15–16 березня 2016 : тези доп. – К., 2014. – С. 165–166.
8. Skrebnieva D. Assessment of strength criteria of rc slabs strengthened with various frp strips/ К. Protchenko, D. Skrebnieva / Міське середовище – XXI

сторіччя. Архітектура. Будівництво. Дизайн: II Міжнар. наук.-практ. конгрес, м. Київ, 15–16 березня 2016. – Вип. № 1: тези доп. – К., 2014. – С. 117–125.

9. Skrebnieva D. S. Numerical methods of calculation of stress-strain state of combined elements of plating from profiled sheeting / D. S. Skrebnieva / Міське середовище – XXI сторіччя. Архітектура. Будівництво. Дизайн: III Міжнар. наук.-практ. конгрес, м. Київ, 14–16 березня 2018 : тези доп. – К., 2018. – С. 169–170.

**Наукові праці, які додатково відображають результати дисертаційного дослідження:**

10. Лапенко О. І. Чисельне моделювання та порівняльний аналіз результатів розрахунку сталезалізобетонних плит з профільованим настилом / О. І. Лапенко, С. М. Скребнева, Д. С. Скребнева // Проблеми розвитку міського середовища: Наук.-техн. збірник. – 2018. – Вип. 1(20). – С.104–110.

11. Skrebnieva D. S. Assessment of strength criteria of rc slabs strengthened with various frp strips / D. S. Skrebnieva, K. V. Protchenko // Проблеми розвитку міського середовища: Наук.-техн. збірник. – 2016. – Вип. № 1(15). – С. 117–125.

## ЗМІСТ

ВСТУП.....	5
РОЗДІЛ 1. АНАЛІЗ СУЧАСНОГО СТАНУ ВИКОРИСТАННЯ ПРОФНАСТИЛУ В СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЯХ.....	11
1.1. Загальні відомості про сталезалізобетонні плити з профільованим настилом.....	11
1.2. Фізико-механічні властивості сталі та бетону.....	17
1.3. Сполучення сталі й бетону для їх раціональної роботи в сталезалізобетонних конструкціях. Класифікація сталезалізобетонних конструкцій Сумісна робота сталі й бетону в сталезалізобетонних конструкціях.....	29
1.4. Особливості сумісної роботи сталі й бетону в сталезалізобетонних конструкціях.....	31
1.5. Основи розрахунку сталезалізобетонних конструкцій.....	37
Висновок до розділу 1.....	45
РОЗДІЛ 2. ВИЗНАЧЕННЯ ПАРАМЕТРІВ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ (НДС) СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЛИТ ПЕРЕКРИТТЯ З ПРОФІЛЬОВАНИМ НАСТИЛОМ.....	47
2.1. Плити з профнастилу.....	47
2.2. Розрахунок сталезалізобетонних плит по профільованим настилам за граничними станами першої групи.....	49
2.2.1. Перевірка сталевих профнастилів у якості опалубки за граничними станами першої групи.....	49
2.2.2. Метод розрахунку на згин.....	50
2.2.3. Рішення системи нелінійних рівнянь рівноваги сталезалізобетонного розрахункового перерізу за деформаційним методом.....	53
2.2.4. Поздовжній зсув в плитах без анкерування кінців.....	59
2.2.5. Поздовжній зсув у плитах із анкеруванням кінців .....	61

2.3. Розрахунок сталезалізобетонних плит по профільованим настилам за граничними станами другої групи.....	62
2.3.1. Перевірка сталевих профнастилів у якості опалубки за другою групою граничних стані.....	62
2.3.2.Прогин.....	63
2.4. Несуча здатність та переміщення залізобетонних конструкцій у незнімній опалубці.....	64
2.5. Приклади розрахунку сталезалізобетонних плит перекриття по профільованому настилу.....	73
Висновок до розділу 2.....	76
<b>РОЗДІЛ 3. ВИЗНАЧЕННЯ ПАРАМЕТРІВ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЛИТ ПЕРЕКРИТТЯ З ПРОФІЛЬОВАНИМ НАСТИЛОМ.....</b>	<b>77</b>
3.1. Задачі та програма експериментальних досліджень сталезалізобетонних плит перекриття з профільованим настилом.....	77
3.2. Конструкції дослідних зразків та технологія їх виготовлення.....	78
3.3. Методика проведення експерименту.....	80
3.4. Фізико-механічні характеристики прийнятих матеріалів.....	84
3.5 Аналіз результатів експериментів. Згинальні елементи.....	88
3.5.1. Особливості деформування і несуча здатність елементів сталезалізобетонних плит по профільованому настилу.....	88
Висновок до розділу 3.....	99
<b>РОЗДІЛ 4. ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ТА ПОРІВНЯЛЬНИЙ АНАЛІЗ РЕЗУЛЬТАТІВ РОЗРАХУНКУ АНАЛІТИЧНИМИ І ЧИСЕЛЬНИМИ МЕТОДАМИ З ДАНИМИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЛИТ З ПРОФІЛЬОВАНИМ НАСТИЛОМ. ОБГРУНТУВАННЯ РОЗРАХУНКОВОЇ МЕТОДИКИ.....</b>	<b>101</b>
4.1. Короткий опис методу скінченних елементів для лінійних задач.....	101

4.1.1. Загальні положення.....	101
4.2. Вирішення системи канонічних рівнянь.....	105
4.3. Нелінійність в ЛІРА-САПР.....	108
4.4. Задачі чисельного моделювання НДС сталезалізобетонних плит з профільованим настилом.....	109
4.4.1. Передумови чисельного моделювання НДС сталезалізобетонних плит з профільованим настилом.....	110
4.4.2. Підготовка геометрії до накладання сіток.....	112
4.4.3. Геометрична модель сталевих профільованих настилу накладання сіток.....	112
4.4.4. Геометричні моделі плит П-1, П-2, П-3.....	113
4.4.5. Моделювання матеріалів і контакту.....	115
4.4.6. Побудова сітки скінченних елементів.....	118
4.4.7. Лінійний та нелінійний розрахунок.....	124
4.5. Результати розрахунків та їх аналіз.....	126
4.5.1. Профільований настил.....	126
4.5.2. Плити П-1, П-2, П-3.....	129
4.6. Порівняльний аналіз результатів розрахунку аналітичними і чисельними методами з даними експериментальних досліджень.....	134
Висновок до розділу 4.....	141
ВИСНОВКИ.....	143
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	144
ДОДАТКИ.....	160

## ВСТУП

**Обґрунтування вибору теми дослідження.** Сталезалізобетонні плити із профільованим настилом набувають широкого розповсюдження на практиці. Завдяки поєднанню сталі та бетону сталезалізобетонні конструкції є економічною та творчою альтернативою традиційним несучим елементам та відкривають численні нові можливості в будівництві.

Сталезалізобетонні плити з профільованим настилом являють собою неоднорідні композитні конструкції, тому необхідно мати надійні та доведені до практичного застосування методи їх розрахунку, які б враховували неоднорідну структуру елементів конструкцій, реальні схеми навантаження, крайові умови тощо. Від урахування цих факторів залежить коректність визначення параметрів напружено-деформованого стану (НДС) таких конструктивних елементів. При цьому параметри НДС суттєво залежать від впливу деформацій поперечного зсуву, і як наслідок – депланації поперечних перерізів. Тому модель деформування плит, яка базується на гіпотезі плоских перерізів, може виявитися непридатною для розрахунку плит з неоднорідною або композитною будовою поперечного перерізу. Отже, точний розрахунок таких конструкцій, є актуальним

**Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами.** Тема дисертації і отримані результати відповідають актуальним напрямкам науково-технічної політики України відповідно до Постанови Кабінету Міністрів України №409 від 05.05.1997 р «Про забезпечення надійності і безпечної експлуатації будівель споруд і мереж», від 23.05.2011 №547 «Про затвердження Порядку застосування будівельних норм, розроблених на основі національних технологічних традицій, та будівельних норм, гармонізованих з нормативними документами Європейського Союзу».

**Мета і завдання дослідження.** Метою дослідження є визначення дійсного напружено-деформованого стану сталезалізобетонних перекриттів із застосуванням зовнішнього армування різними видами профільованого настилу.

Для досягнення поставленої мети в роботі сформульовані наступні завдання



дослідження:

– удосконалити аналітичну зсувну модель згину плит з кусково-неоднорідною будовою перерізу з метою її адаптації до розрахунку сталезалізобетонних плит із профільованим настилом та з профільованим настилом з виштамповками;

– виконати порівняльний аналіз напружено-деформованого стану сталезалізобетонних перекриттів із застосуванням зовнішнього армування різними видами профільованого настилу.

– експериментальним шляхом дослідити особливості роботи під дією навантаження, отримати навантаження напружено-деформованого стану, міцність та деформативність сталезалізобетонних плит із профільованим настилом із застосуванням різних типів профільованого настилу;

– виконати співставлення результатів експериментальних та теоретичних (із застосуванням аналітичних та чисельних методів) досліджень несучої здатності і деформативності сталезалізобетонних плит із метою верифікації аналітичних моделей і визначення меж їхнього застосування;

– розробити пропозиції щодо методики чисельного моделювання дійсної роботи сталезалізобетонних плит із профільованим настилом базуючись на методу скінчених елементів;

– розробити пропозиції щодо моделювання, розрахунку, конструювання сталезалізобетонних плит з профільованим настилом, а також раціональних типів анкерів для забезпечення сумісної роботи комплексного складеного перерізу.

**Об’єкт дослідження** – сталезалізобетонні конструкції будівель та споруд із застосуванням зовнішнього армування різними видами профільованого настилу.

**Предмет досліджень** – визначення параметрів напружено-деформованого стану сталезалізобетонних конструкцій будівель та споруд із різними видами профільованого настилу.

**Методи дослідження** – експериментально-теоретичні методи; методи

механіки твердого деформівного тіла; загальні методи теорії пружності та пластичності; чисельно-аналітичний метод скінчених елементів (МСЕ).

### **Наукова новизна отриманих результатів.**

– на підставі виконаного огляду досліджень розроблено математичну модель напружено-деформованого стану сталезалізобетонних перекриттів із застосуванням зовнішнього армування різними видами профільованого настилу;

– отримані нові експериментальні дані про роботу та напружено-деформований стан під короткочасним навантаженням елементів сталезалізобетонних плит з профільованим настилем, які підтверджують підвищення міцності та зниження деформативності за рахунок сумісної роботи компонентів комплексного перерізу;

– на підставі порівняльних варіантів НДС сталезалізобетонних плит перекриття з різними видами зовнішнього армування по профільованому настилу - отримані нові експериментальні дані про дійсну роботу та напружено-деформований стан під короткочасним навантаженням елементів сталезалізобетонних плит перекриттів з профільованим настилем, які підтверджують підвищення міцності та зниження деформативності за рахунок сумісної роботи компонентів комплексного перерізу: сталевого профільованого настилу, бетону плити;

– порівняно різні варіанти з'єднання профнастилу з плитою перекриття.

*Набуло подальшого розвитку:*

– методика моделювання напружено-деформованого стану сталезалізобетонних плит з профільованим настилем базуючись на методі скінчених елементів.

– особливості сумісної роботи конструктивних з'єднань сталь-бетон під впливом різних видів навантажень;

– методики з розрахунку несучої здатності та оцінки напружено-деформованого стану сталобетонних з'єднань.

**Достовірність і обґрунтованість одержаних результатів.** Достовірність наведених в дисертаційній роботі положень, висновків, рекомендацій, теоретичних розрахунків і експериментальних даних підтверджується дублюванням і узгодженістю результатів багатопланового експерименту, проведеного в однакових умовах, стандартними і оригінальними методами фізико-механічних випробувань, а також застосуванням комплексу методів математичного аналізу. Достовірність приведених результатів досліджень також підтверджується низкою науково-промислових впроваджень пропонованого з'єднання за допомогою виштамповок виробничого устаткування.

**Практичне значення результатів.** Для будівельної галузі полягає у застосуванні безанкерного безклеєвого з'єднання при монтажі виробничого устаткування та технологічних комунікацій за рахунок встановлення короткочасної та втомної міцності безклеєвого сталезалізобетонного з'єднання. Результати роботи дозволяють виконувати інженерний розрахунок даного типу з'єднань і конструювання з'єднання сталі з бетоном при дії на нього різних видів навантажень.

**Особистий внесок здобувача.** Огляд літератури та існуючих конструкцій з'єднань за тематикою дослідження, більшість лабораторних механічних випробувань та наступні розрахунки, статистична обробка їх результатів і отримання експериментальних залежностей, натурні дослідження, розроблення скінченно-елементних моделей в середовищі ПК «ЛІРА-САПР», САПФІР, Allplan впровадження результатів досліджень на промислові підприємства та формулювання висновків виконані автором особисто.

Формулювання наукової гіпотези, постановка завдань дослідження, теоретичні обґрунтування, створення математичної розрахункової моделі сталезалізобетонного з'єднання виконано спільно з науковим керівником. Особистий внесок автора в спільні публікації відображено в переліку опублікованих робіт.

У наукових роботах, опублікованих із співавторами, здобувачу належить:

теоретичні дослідження з розробкою математичної моделі, проведення експериментальних досліджень, комп'ютерне моделювання розрахункових схем та обробка результатів.

[1, 7] – проведено аналіз використання сталезалізобетонних конструкцій та методів їх розрахунку, що являють собою сталезалізобетонні згинальні елементи, армовані листовою арматурою без захисного шару та відкривають нові напрямки розвитку будівельних конструкцій;

[2] – запропоновано способи застосування профільного настилу при реконструкції будівель та споруд;

[3] – розроблено методику розрахунку стиснутих і гнутих сталевих залізобетонних конструкцій у збереженій опалубці;

[4] – запропонований алгоритм організації впровадження конструкцій з профільного настилу при реконструкції будівель та споруд;

[5] – проведено порівняння особливостей роботи залізобетонних плит по профільованому настилу;

[8, 11] – проведено оцінку критеріїв міцності залізобетонних перекриттів.

[10] – проведено чисельне моделювання та порівняльний аналіз результатів розрахунку сталезалізобетонних плит з профільованим настилом.

#### **Апробація матеріалів дослідження.**

Результати досліджень практичних розробок та впроваджень висвітлено на 5-ти науково-практичних конференціях, а саме на міжнародних науково-практичних конференціях «Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація» (м. Полтава, 24-25 жовтня 2018 р., «Розрахунок будівельних конструкцій з різними видами профнастилу»); «Міське середовище – XXI ст. Архітектура. Будівництво. Дизайн» (м. Київ, НАУ, 14-15 березня 2018 р., “Numerical methods of calculation of strain-stress state of combined elements and their usage for calculation of plating from profiled sheeting”); «Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація» (м. Полтава, 24-25 жовтня 2016 р., «Розрахункова методика

проектування сталезалізобетонних конструкцій»); «Експлуатація та реконструкція будівель та споруд» (м. Одеса, ОДАБА, 13-15 жовтня 2015 р., «Застосування профільного настилу при реконструкції будівель та споруд»); «АВІА-2015» (м. Київ, НАУ, 28-29 квітня 2015 р., «Розрахунок зігнутих сталезалізобетонних конструкцій в незнімній опалубці»). [додаток В].

**Публікації.** Наукові результати опубліковані у 11 наукових працях [додаток Б], у тому числі 6 статей у фахових збірниках наукових праць і виданнях, затверджених МОН України; в тому числі 1 стаття – у виданні, яке включено до Міжнародних наукометричних баз (Index Copernicus); 3 статті у збірниках праць за матеріалами конференцій; 2 публікації, які додатково відображають результати дисертаційного дослідження.

**Структура дисертації.** Дисертація складається із анотації, вступу, чотирьох розділів, висновків, списку використаних джерел та додатків. Робота викладена на 170 сторінках і містить 136 сторінок основного тексту, 22 таблиці, 75 рисунків, 149 найменувань літератури на 16 сторінках, 5 додатків на 11 сторінках.

## РОЗДІЛ 1

### АНАЛІЗ СУЧАСНОГО СТАНУ ВИКОРИСТАННЯ ПРОФНАСТИЛУ В СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЯХ

#### 1.1. Загальні відомості про сталезалізобетонні плити з профільованим настилом

Поява в будівельній практиці сталезалізобетонних конструкцій, як самостійного напрямку, що дозволяють повноцінно використовувати переваги залізобетону і металу в єдиній конструкції, не є настільки давньою подією в порівнянні з появою повністю сталевих конструкцій або повністю залізобетонних [143]. Проте продиктовані економічною доцільністю, вимоги щодо економії металу стали важливим фактором при появі принципово нових конструктивних форм.

Перші сталезалізобетонні конструкції з'явилися на початку ХХ-го століття в мостобудуванні. З цього часу вони зазнали значних трансформаційних змін з точки зору забезпечення спільної роботи залізобетону і сталі.

У цивільному будівництві вперше сталезалізобетонні конструкції стали застосовуватися в плоских плитних конструкціях, це сприяло появі та розвитку конструкцій із зовнішнім листовим армуванням. В якості зовнішнього армування використовувався профільований лист, який виконує також функцію незнімної опалубки. В СРСР застосування профнастилу в якості незнімної опалубки при зведенні по сталевих балкам розпочато з 1979 року.

Включення профільованого настилу в сумісну роботу із залізобетонною плитою дозволяє збільшити міцність, знизити матеріаломісткість і підвищити надійність [148] всієї конструкції в цілому, однак, існує ряд особливостей застосування цієї системи [52]:

1. Потрібно сталевий профільований настил з ускладненим профілем: на похилій поверхні ребер сталевих профільованих плит повинні бути під певним кутом виштамповані рифи;

2. При монтажі анкеруючих пристроїв, що сприймають зсувні зусилля,

відбувається ослаблення перерізу профільованого настилу за рахунок улаштування отворів;

3. Анкеруючий пристрій повинен перебувати в зоні найбільших дотичних напружень, що призводить до збільшення висоти гофри та зменшення робочої площі перетину настилу;

4. Висока вартість ускладненого типу профільованого настилу.

Сталевий профільований настил допускається застосовувати в якості зовнішньої арматури при наступних умовах [26]:

- У неагресивному або слабоагресивному середовищі по СП 28-13330;
- При температурі не вище 40 °С і не нижче мінус 50 °С;
- При вологості не більше 60%;
- При контакті з бетонними сумішами без додавання хлористого калію або інших хлоридів;
- При межі вогнестійкості перекриття не більше 30 хв без додаткового вогнезахисту настилу;
- При динамічних впливах з коефіцієнтом асиметрії циклу  $\rho > 0,7$ ;
- При забезпеченні надійного зчеплення настилу з бетоном плити за допомогою місцевих виштамповок, що наносяться на профілі настилу при прокаті;
- При установці спеціальних анкерів, прикріплених до сталевих балок перекриття через настил.

1. Для сталезалізобетонних перекриттів слід використовувати важкі бетони щільністю від 2200 до 2500 кг / м<sup>3</sup> і дрібнозернисті бетони середньої щільністю від 1800 до 2200 кг / м<sup>3</sup>.

2. Профільований настил для сталезалізобетонних плит виконується з листових гнутих профілів з трапецієподібними гофрами відкритого або закритого типу. Профілі повинні мати часто розташовані стінки гофрів при співвідношенні  $\frac{b_r}{S_n}$  не більше 0,6. Профілі, що виконують функції робочої

арматури плити, повинні бути здатні передавати горизонтальні зсувні зусилля по контактній поверхні з бетоном.

Спільна робота профілів (настилу в цілому) з бетоном при роботі плити на поперечний вигин повинна забезпечуватися завдяки наявності виштамповок у вигляді місцевих вм'ятин або опуклостей (рифів) глибиною від 3 до 5 мм на стінках гофрів. Для виготовлення профільованого настилу застосовується рулонна сталь для холодного профілювання по ДСТУ 2651-94. Товщина сталі для профілів від 0,7 до 1,5 мм, межа плинності сталі від 230 до 350  $H / мм^2$  при відносному подовженні від 16 до 22%.

У світовій практиці висотного будівництва в будівлях зі сталевим каркасом міжповерхові перекриття уявляють собою, як правило, сталезалізобетонну конструкцію [111, 112], в якій профільований сталевий настил використовується в якості незнімної опалубки та при певних умовах може виконувати функції зовнішньої робочої арматури монолітної плити перекриття [15].

Плити перекриття займають важливе місце в сучасних конструкціях будівель та споруд. В цивільному та промисловому будівництві широко відомі наступні залізобетонні конструкції: збірні з плит заводського виготовлення та монолітні, що виготовляються безпосередньо на об'єкті з використанням опалубки.

В обох випадках необхідна арматура, яка сприймає зусилля на розтяг, так як бетон сприймає зусилля на розтяг в 10 ... 20 разів менше, ніж стискуючі.

Ще в другій половині ХХ століття для створення монолітного перекриття [1] широко використовувався звичайний профільований настил (профнастил), найчастіше марки Н-75, який виступав незнімною опалубкою. Арматура укладалася в бетонну плиту як при звичайній опалубці. Цей спосіб значно здешевлює будівництво в порівнянні зі збірними плитами та прискорював процес в порівнянні зі звичайними монолітними конструкціями. З розвитком науки і технологій з'явилися нові види профнастилу та способи його кріплення до елементів каркаса будівлі [65, 70].



Все це дозволило відмовитися від звичайної поздовжньої розтягнутої арматури в прольоті взагалі або використовувати її для додаткового збільшення несучої здатності плити. В роботу на сприйняття зусиль на розтяг профнастил включається за допомогою елементів його кріплення в поєднанні з нанесенням на стінки гофри спеціальних насічок (виштамповок) і іноді і просто отворів, повсюдно застосовуються на батьківщині профнастилу – в США. Різноманітні варіанти профнастилу для сталобетонних перекриттів представлені на рис. 1.1.



Рис.1.1. Варіанти профнастилу для сталобетонних перекриттів з різноманітними виштамповками

Різні конструкції сталобетонних перекриттів приведені на рис. 1.2, 1.3.

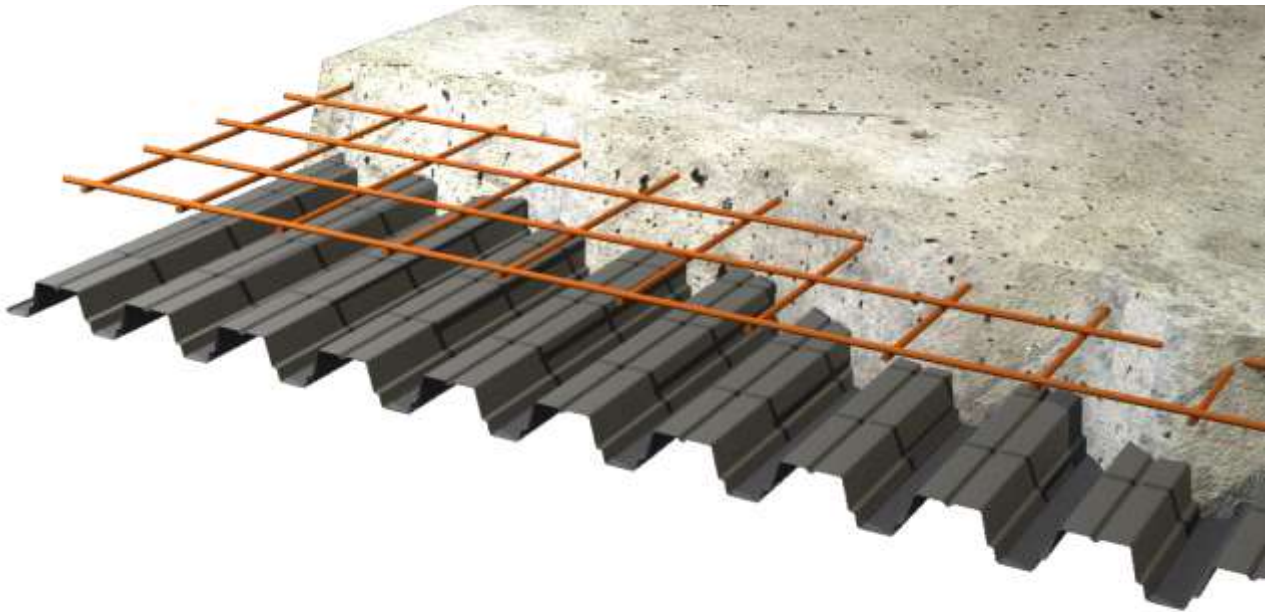
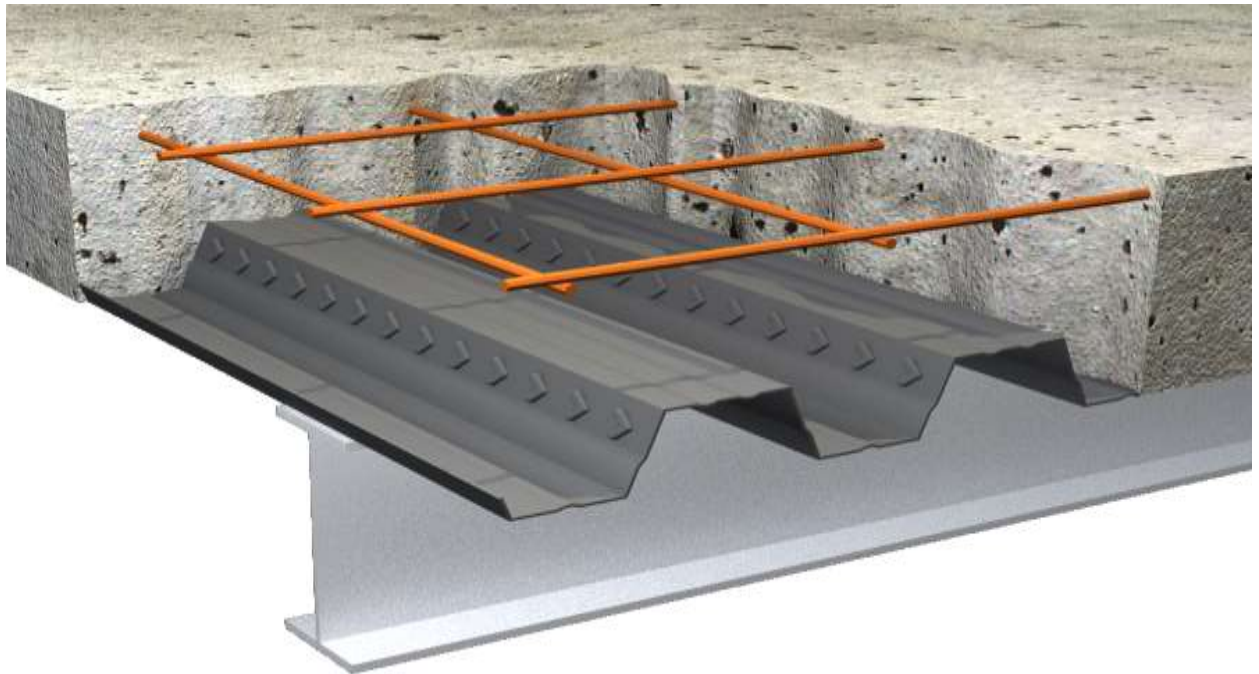


Рис. 1.2. Сталобетонне перекриття



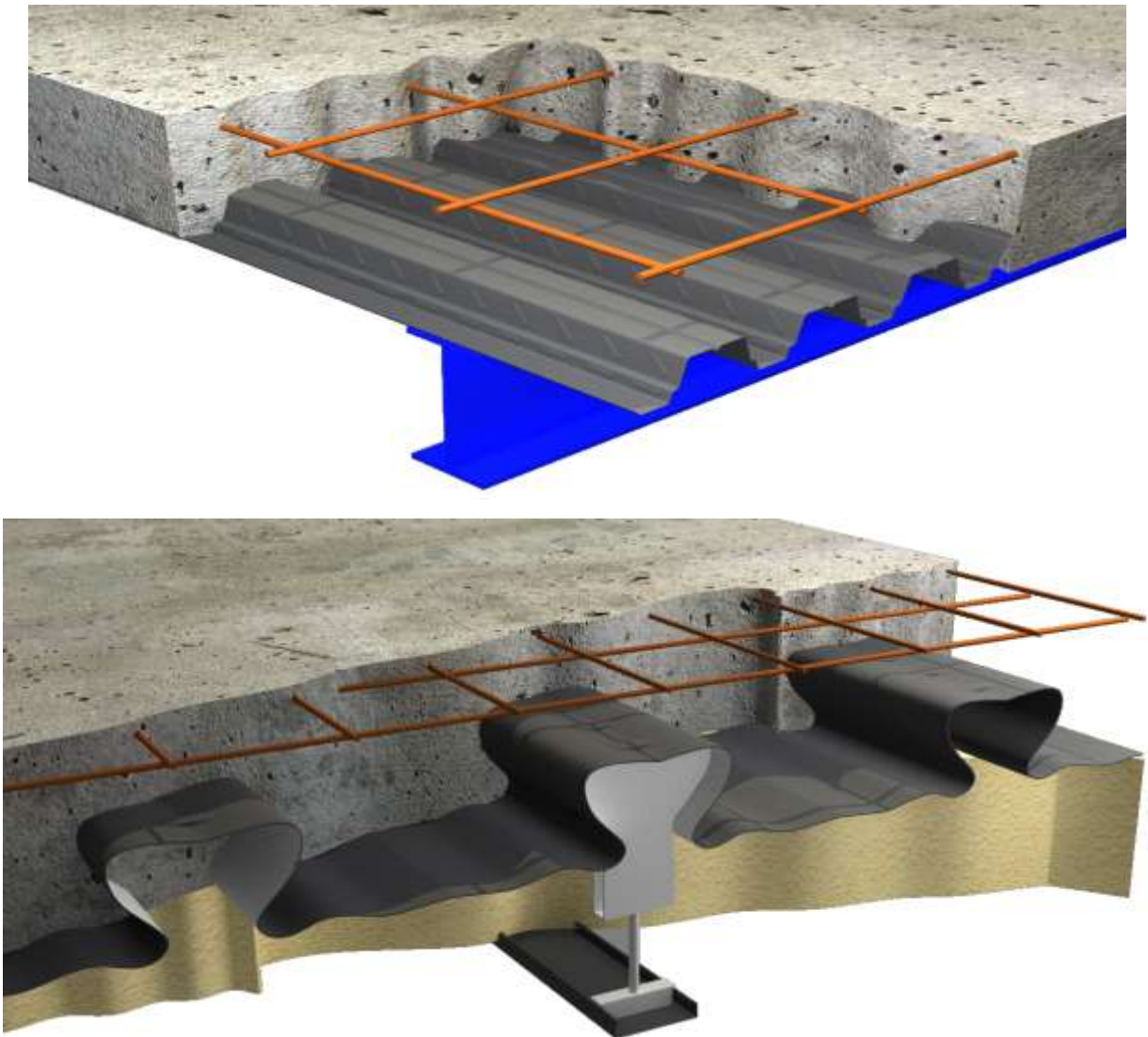


Рис. 1.3. Варіанти сталобетонних перекриттів, розроблених за кордоном

Виштамповки [110, 113], що забезпечують спільну роботу профнастилу з бетоном, мають різну конфігурацію (рис 1.1.). Рисунок зигзагоподібних виштамповок (типу «змійка») був запропонований ще в 80-ті роки минулого століття працівниками ЦНИИПСК ім. Мельникова В.Ф. Беляєвим, Е.Л. Айрумяном [1] і І.А. Румянцевої, а також Укрндіпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського. При випробуваннях за кордоном «змійка» краще за всіх витримала "pull-out" тест у порівнянні з іншими видами виштамповок [113], а в порівнянні з гладкими стінками вона майже в шість разів збільшила зчеплення бетону і профнастилу. "Pull-out" тест випробування на зрушення бетону щодо

профнастилу [62]. При натурних випробуваннях сталобетонних плит перекриттів з профнастилом без анкерних упорів в опорних перетинах відношення граничного навантаження плит з виштамповками «змійка» до граничного навантаження плит з гладкими виштамповками склало 2,5 [9].

У США часто замість виштамповок [110] застосовуються отвори, які виконують аналогічну функцію. Хоча в разі отворів на стінках профнастилу під час набору міцності протягом деякого часу частина цементу витікає разом з «молочком», це практично не впливає на роботу конструкцій. Маючи колосальний досвід проектування і влаштування такого виду перекриттів, а також відпрацьовану систему впровадження прогресивних технічних рішень в практику будівництва, західні будівельні компанії успішно застосовують їх в будівлях і спорудах різного функціонального призначення, включаючи висотні і унікальні об'єкти [98].

Переваги сталезалізобетонних перекриттів [1, 13]:

- Скорочення трудовитрат на зведення перекриттів на 25 – 40%.
- Зниження металоємності перекриттів до 40%.
- Зменшення загальної маси перекриттів на 30 – 50%.
- Зменшення будівельної висоти перекриттів до 40%
- Збільшення прольотів в кілька разів.
- Підвищення жорсткості завдяки утворенню дисків перекриттів.

## **1.2. Фізико-механічні властивості сталі та бетону.**

Сталезалізобетон є комплексним матеріалом, до складу якого входять сталеві профілі, сталева арматура й бетон. Фізико-механічні властивості складових частин сталезалізобетону істотно впливають на характер роботи під навантаженням і міцність несучих конструкцій.

Якість сталі, використовуваної при будівництві, визначається механічними властивостями (тимчасовий опір, межа плинності, відносне подовження при

розриві, ударна в'язкість і т.д.), зварюваністю, що залежить від хімічного складу, корозійною стійкістю.

За механічними властивостями сталі поділяються на три групи: звичайної міцності (маловуглецеві), підвищеної міцності, високоміцні.

Основа сталі – ферит, тобто чисте залізо Fe. Він має відносно малу міцність та дуже пластичний. Міцність фериту в сталях підвищується більш міцними прошарками перліту, цементиту і карбіду.

Фізико-механічні властивості сталі поліпшують додаванням легуючих елементів, таких як вуглець, марганець (Г), кремній (З), хром (Х), мідь (Д), нікель (Н), азот (А), алюміній (Ю), ванадій (Ф), молібден (М), титан (Т). Властивості сталі поліпшуються також у результаті термічного оброблення (відпускання, загартування, нормалізація).

У сталях можуть бути присутні домішки, що погіршують їх властивості: фосфор, сірка. Шкідливий вплив здійснюють також гази, які розчиняються в розплавленій сталі.

Залежно від ступеня розкислення розрізняють киплячі (кп), напівспокійні (пс) і спокійні (сп) сталі. Кипляча сталь менш однорідна через велику кількість розчинених у ній газів. При розливанні вона ніби кипить. Для підвищення якості сталі її розкислюють додаванням кремнію, марганцю, алюмінію й ін. Такі сталі не киплять при розливанні, мають поліпшену якість і застосовуються при зведенні відповідальних конструкцій. Залежно від кількості розкислювальних домішок ці сталі бувають напівспокійними або спокійними. Напівспокійна сталь за якістю поступається спокійній.

Первинний елемент металевих конструкцій – прокатна сталь. Вона поділяється на дві групи: сталь листова і сталь профільна. Вартість прокатних профілів різна, найбільш дешеві листи, двотаври та швелери.

Основні види прокатних профілів наведені на рисунку 1.4.

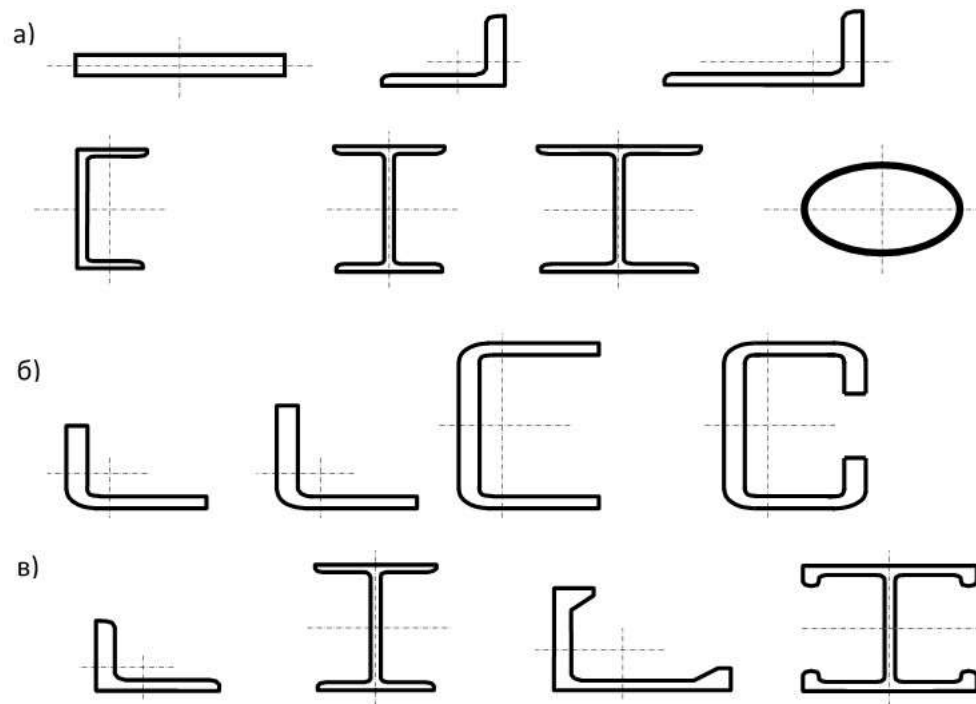


Рис. 1.4. Основні види профілів:

*a) прокатні; б) гнуті; в) з алюмінієвих сплавів*

Листова сталь прокатується товстолистовою (товщина  $t = 4 \div 160$  мм), тонколистовою ( $t \leq 4$  мм) і універсальною ( $t = 6 \div 60$  мм, ширина до 1050 мм). Прокатні кутники, рівнобокі і нерівнобокі, мають площу  $1 \div 140$  см<sup>2</sup>. Двотаври – основний робочий профіль. Звичайні двотаври мають номери від 10 до 60. Широкополічні прокатують до номера 100, їх раціонально застосовувати у вигляді самостійних конструкцій. Швелери мають номери від 5 до 40.

Профілі з алюмінієвих сплавів отримують прокатуванням, пресуванням або литвом. Для більшого розвитку перерізу виготовляють профілі з бульбами на кінцях полиць (рис. 1.4).

Сталь складається з хаотично орієнтованих зерен (монокристалів), котрі мають дефекти, залежно від чого у пружній стадії сталь працює як ізотропний матеріал. Перехід у пластичний стан відбувається в місцях дії найбільших дотичних напружень за наявності значної кількості дефектів.

У зв'язку з вищевикладеним роботу сталі на осьове розтягання можна подати у вигляді, наведеному на рисунку 1.5.

Пружні деформації (прямолинійна ділянка діаграми  $\sigma - \varepsilon$ ) відбуваються в результаті пружно зворотного перекручування кристалічних ґрат (до межі пропорційності  $\sigma_{pr}$ ). При збільшенні деформацій дислокації накопичуються в зернах фериту, що сприяє збільшенню зрушення в його зернах (ділянка між  $\sigma_{pr}$  і межею текучості  $\sigma_y$ ) і приводить до плинності (деформації ростуть при постійному рівні напружень).

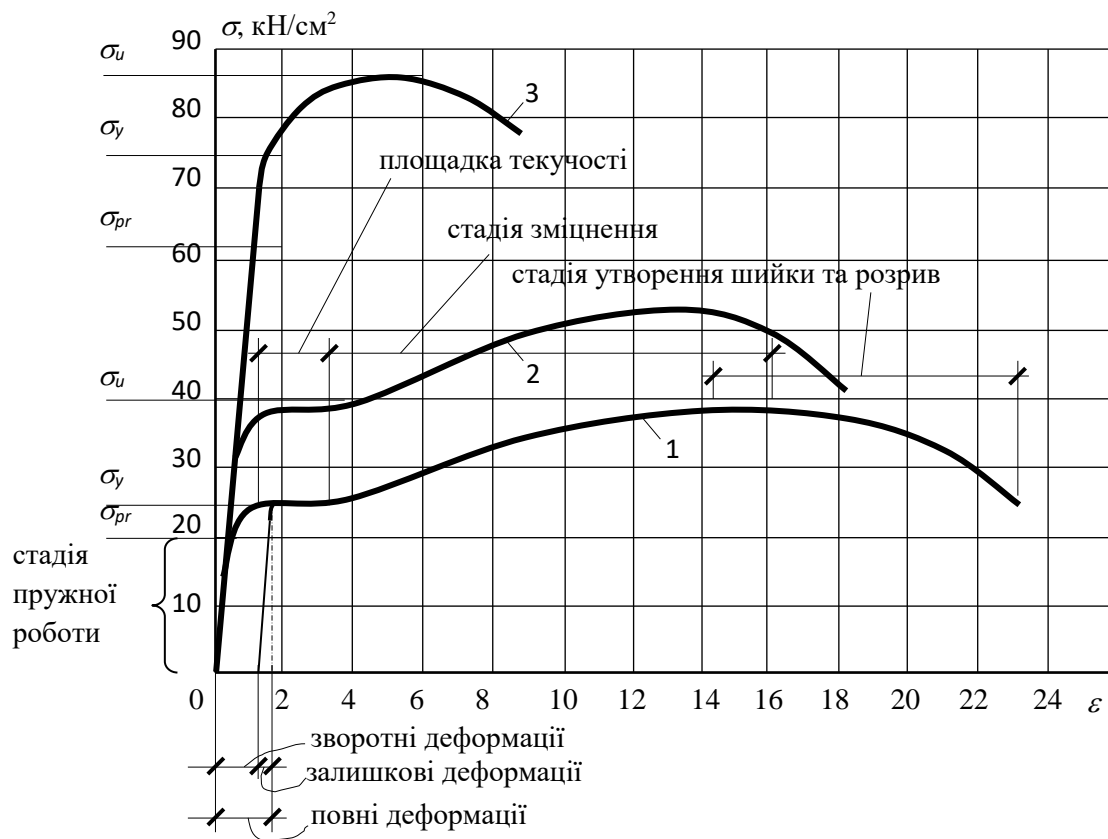


Рис. 1.5. Діаграма розтягу сталі:

1, 2 – м'які сталі; 3 – тверда сталь

Подальший розвиток деформацій утрудняється більш міцними зернами перліту, що призводить до стадії зміцнення [10]. Матеріал починає працювати як пружно-пластичний. Під час розвитку поздовжніх деформацій спостерігаються і поперечні деформації, які до досягнення межі міцності переходять у шийку. У м'яких сталях через малу кількість перліту не спостерігається стадія зміцнення, а у твердих сталях відсутня площадка плинності.

Для всіх сталей установлюються важливі характеристики: границя текучості  $\sigma_y$  і тимчасовий опір  $\sigma_u$ . Важливим є також співвідношення  $\sigma_y / \sigma_u$ , від нього залежить ступінь використання пластичної стадії деформацій при роботі конструкції. Для Ст3  $\sigma_y / \sigma_u = 0,6$ , для низьколегованих сталей  $\sigma_y / \sigma_u \geq 0,8$ .

Для всіх прокатних сталей модуль пружності  $E = 2,06 \cdot 10^5$  МПа.

Розрив сталі при розтягненні відбувається від напруження під час зрушення.

При багаторазовому безперервному завантаженні виникає явище втоми металу, яка виявляється в зниженні його міцності, що наближається до  $\sigma_y$ , нижче якого руйнування не відбувається (межа втомленої міцності або витривалості). Межа витривалості відповідає приблизно 10 млн. циклів. Сталь випробовують при 2 млн. циклів.

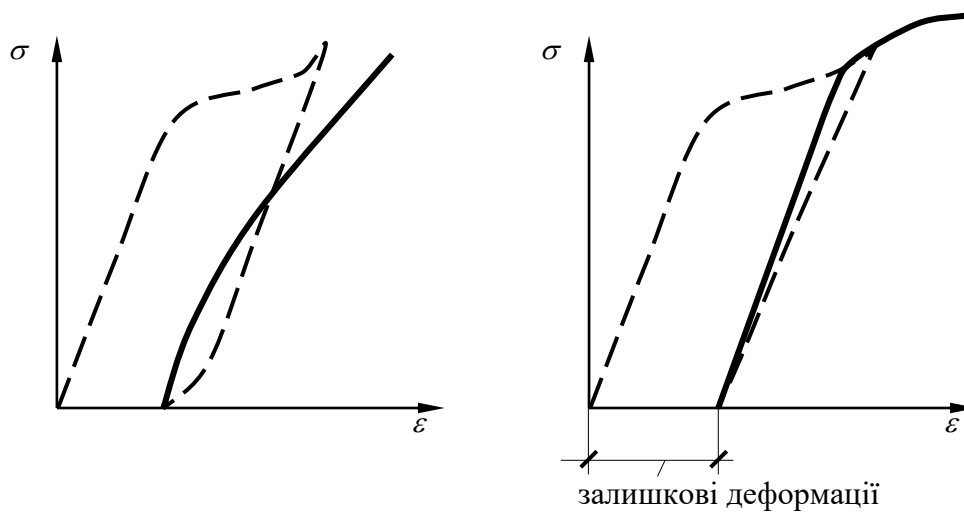


Рис. 1.6. Діаграми деформування сталі при повторних навантаженнях

Утомлене руйнування відбувається внаслідок нагромадження дислокацій при кожному завантаженні [18]. Утомлена міцність залежить також від виду завантаження, котре характеризується коефіцієнтом асиметрії  $\rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$ .

Найбільше знижується міцність при  $\rho = -1$  (до 40%), особливо при концентрації напружень.



Поряд зі сталлю в останні роки знаходить застосування неметалічна арматура, зокрема – склопластикова.

У результаті армування властивості бетону значно змінюються, зростають внутрішні напруження через усадку і повзучість бетону [34]. Незважаючи на це залізобетонні конструкції мають високу несучу здатність.

У наш час у будівництві застосовують бетони надзвичайно різноманітні за якістю. Вони відрізняються за структурою (щільні, великопористі, пористі), за щільністю (від  $2500\text{кг/м}^3$  для особливо важких бетонів до легких із щільністю  $500\text{кг/м}^3$ ), за видом і зерновим складом заповнювача, за умовами твердіння.

На фізико-механічні властивості бетону суттєво впливає його структура, що залежить значною мірою від водоцементного співвідношення (В/Ц). Характерною рисою бетону є те, що його структура змінюється з часом через зміну водяного балансу, зменшення об'єму гелю, що твердіє, збільшенням пружних кристалічних зростків. Відбувається зменшення об'єму бетону (усадка), яке залежить від ряду причин: кількості і виду цементу, кількості води, розміру й виду заповнювачів.

На інтенсивність наростання деформацій усадки впливає вологість навколишнього середовища, характер навантажень, котрі діють на бетон. Усадка цілком пов'язана з фізико-хімічними процесами твердіння бетону, що викликають зменшення об'єму цементного гелю. Завдяки цьому, через перешкоду усадці заповнювачів, у цементному камені виникають початкові напруження розтягу. Ці напруження нерівномірні через нерівномірність висихання по перерізу елемента. Наслідком цього є усадкові тріщини в бетоні.

Під дією зовнішнього навантаження напружений стан бетону ускладнюється: відбувається концентрація напружень біля більш твердих часток, унаслідок чого по площинах з'єднання цих часток виникають зусилля, які прагнуть порушити зв'язок між ними. У місцях послаблень виникає концентрація напружень [34]. Таким чином, у бетоні при осьовому стисканні виникають

поздовжні стискаючі та поперечні напруження розтягу. Руйнування бетону відбувається внаслідок його розриву в поперечному напрямку.

Значні дослідження характеру роботи бетону під навантаженням виконав О.Я. Берг. Ним встановлено, що при досягненні напруженнями розтягнення  $R_{bt,ser}$ , при яких утворюються перші мікротріщини, котрі відповідають межі опору бетону відривові, поздовжня деформація складається з пружної і пластичної частин, а вище межі  $R_{bt,ser}$  переважне значення мають пластичні деформації, викликані розвитком тріщин. До моменту досягнення бетоном призмової міцності переборюється в поперечному напрямку його опір розтяганню.

На кінцевій стадії завантаження відбувається розрив бетону з розпаданням зразка на частини. При цьому приріст поперечних деформацій на кожному ступені навантаження збільшується і при  $R_{bt,ser}$  досягає половини величини приросту подовжньої деформації, тобто коефіцієнт поперечної деформації  $\nu = 0,5$ . Як показали дослідження, можливе і подальше збільшення коефіцієнта поперечної деформації до  $0,8 \div 1,0$ .

Таким чином, згідно з теорією О.Я. Берга при збільшенні напружень від  $R_{bt,ser}$  до  $R_b$  відбувається розвиток мікротріщин до макротріщин, а потім спостерігається повне руйнування бетону з розкриттям поздовжніх тріщин.

При тривісному стисненні вплив сил, які створюють об'ємний напружений стан, настільки значний, що теоретично неможливо зруйнувати матеріал. Проте порушення цілісності бетону відбувається через зсув, ковзання окремих його частин відносно одна одної.

Рівняння міцності бетону О.Я. Берга при об'ємному напруженому стані має вигляд:

$$\frac{\sigma}{R_b} = 1 + \frac{k\sigma_3}{R_{bt}}, \quad (1.1)$$

де  $k$  - коефіцієнт, котрий залежить від марки бетону і коливається в межах  $0,3 \div 0,26$ .

Запропонована іншими вченими теоретична модель [4, 10, 18, 27], яка дозволяє диференційовано враховувати тривалий опір бетону залежно від його фізико-механічних властивостей. Процес тривалого руйнування представлений як розвиток унаслідок повзучості тріщин навколо ідеалізованих круглих пор, рівномірно розподілених в однорідній масі. Отримано математичний опис процесу розвитку тріщин на рівні макроструктури. Зазначено, що спочатку розвиваються похилі тріщини контактної зони, потім вони змінюють свій напрямок, розвиваючись переважно уздовж зусиль стиску. При подальшому збільшенні навантаження відбувається поступове об'єднання тріщин аж до утворення магістральної тріщини, що приводить до руйнування бетону. Загальна поздовжня або поперечна деформація при короткочасному стисненні розглядається як така, що складається з двох частин: деформації, які відбуваються без порушення суцільності матеріалу, й істотно нелінійні деформації, котрі виникають за рахунок розвитку тріщин. Розроблено теоретичний підхід, що дозволяє оцінювати значення поздовжньої і поперечної деформацій бетону. При цьому коефіцієнт поперечних деформацій пропонується обчислювати за формулою

$$\nu = \frac{\nu_1 \frac{q}{E} + \varepsilon_2}{\frac{q}{E} + \varepsilon_1} \nu_1, \quad (1.2)$$

де  $\nu_1$  – коефіцієнт Пуассона;

$\varepsilon_1, \varepsilon_2$  – відносні поздовжні та поперечні деформації, які відбуваються при порушенні суцільності бетону;

$q$  – наведене навантаження.

При тривалій дії навантаження через повзучість бетону тріщини розширюються і при незмінних зовнішніх напруженнях. Запропоновано

формули, котрі дозволяють визначити час до моменту руйнування бетону (тривала міцність).

Розроблено математичний опис розвитку тріщин при двохосьовому стисненні, при короткочасній і тривалій дії навантаження. Установлено, що у випадку тривісного стиску ( $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ ) коефіцієнт інтенсивності бічного тиску  $k$  змінюється в широких межах залежно від величини бічного тиску. При малому бічному тиску, коли руйнування відбувається в основному шляхом відриву, величини  $k$  значно перевищують звичайно прийняте значення 4. При більш високому бічному тиску, якщо руйнування має переважно зсувний характер, значення  $k$  зменшуються, наближаючись до 4.

Менша міцність бетону на пористих заповнювачах при тривісному стисненні пояснюється багатьма чинниками: це і "лімітуюча" роль слабого заповнювача, у випадку, коли він реалізує свою найбільшу міцність у бетоні, і значна однорідність бетону, і багатофакторний вплив структури бетону, і менші пластичні деформації його.

При пружних деформаціях уся робота зовнішніх сил з деформування елемента переходить у його потенційну енергію. У цьому випадку при звільненні від зовнішнього навантаження відбувається повне відновлення до первісного стану [27]. Пластичні деформації викликаються розривом частини внутрішніх зв'язків та утворенням нових. При цьому робота зовнішніх сил безповоротно витрачається на дані перетворення в структурі.

Відсутність закономірності в розташуванні часток, які складають бетон, у розміщенні й розмірі пор приводить до розкидання міцності, що залежить і від технологічних факторів, і від віку й умов твердіння бетону, і від форми та розмірів зразка, і від виду напруженого стану та тривалості дії навантаження.

У даний час для виготовлення будівельних конструкцій застосовуються бетони класів за міцністю на стиск В3,5÷В60, і за міцністю на осьове розтягання В0,8÷В3,2

Установлено, що міцність бетону наростає з часом. Вона значною мірою залежить від форми і розмірів зразка. В інженерних розрахунках конструкцій використовується призмova міцність бетону  $R_b$ . Міцність бетону також залежить від напруженого стану. Відомо, що при розтяганні вона в  $10 \div 20$  разів, при зрізі в  $5 \div 10$  разів менше ніж при стисненні. Міцність залежить і від тривалості дії навантаження [4]. При тривалій дії навантаження (при високих напруженнях) у бетоні розвиваються значні пластичні деформації, і він руйнується при менших напруженнях, ніж тимчасовий опір  $R_b$ . При багаторазово повторюваних навантаженнях унаслідок розвитку структурних мікротріщин міцність бетону також зменшується. Установлено, що вона значно залежить від  $\rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$ , а її найменше значення може дорівнювати  $0,5R_b$ .

Деформації, котрі розвиваються в бетоні поділяються на два види: об'ємні (через усадку, зміни температури) та силові (уздовж напрямку діючих сил). Силовим поздовжнім деформаціям відповідають поперечні деформації, які збільшуються зі зростанням поздовжніх напружень. Вважається, що початкове значення коефіцієнта Пуассона для бетону  $\nu = 0,2$ .

У зв'язку з тим, що в бетоні поряд із пружними розвиваються пластичні деформації, силові деформації поділяються на три основних види: при однорядовому завантаженні короткочасним навантаженням, при тривалій дії навантаження і при багаторазовій дії навантаження.

Об'ємні деформації змінюються в досить значних межах. Для важких бетонів деформації усадки можуть досягати  $30 \cdot 10^{-5}$  і більше. При набряканні деформації в  $2 \div 5$  разів менші ніж при усадці.

Вважається, що при одноразовому завантаженні повні деформації складаються з пружних і пластичних. Як установлено дослідями, після звільнення від навантаження невелика частина (близько 10%) непружних деформацій відновлюється (деформації пружної післядії).

У разі тривалої дії навантаження непружні деформації з часом збільшуються, при цьому найбільша інтенсивність наростання деформацій спостерігається перші 23 місяці після завантаження. Установлено, що деформації повзучості можуть у 3÷4 рази перевищувати пружні деформації. Явище релаксації напружень у бетоні має ту ж природу, що і деформації повзучості.

На значення деформацій повзучості бетону впливають багато факторів: величина напружень, вік бетону в момент завантаження, вологість середовища, технологічні фактори (величина В/Ц, вид і міцність заповнювача).

Явище повзучості пояснюється тривалими процесами кристалізації та зменшенням кількості гелю при твердінні бетону. У результаті тривалої дії навантаження відбувається перерозподіл напруження з перетворенням гелевої складової на кристалічний зросток, який пружно деформується в результаті збільшення діючих на нього напружень [3]. Залежно від значення діючих на бетон напружень повзучість поділяється на лінійну і нелінійну. Вважається, що нелінійна повзучість спостерігається при напруженнях, котрі перевищують межу структурних мікротріщин  $R_{bt.ser}$ .

При багаторазовому повторенні циклів завантаження й розвантаження відбувається нагромадження непружних деформацій. Після повної кількості циклів непружні деформації загасають, бетон починає працювати пружно. Ця закономірність дотримується, якщо  $\sigma_b < R_b$ . У протилежному випадку після певної кількості циклів непружні деформації починають необмежено зростати, що приводить до руйнування зразків.

Важливою характеристикою бетону є його граничні деформації. У середньому приймають  $\varepsilon_b = 200 \cdot 10^{-5}$  при стиску,  $\varepsilon_{b,b} = (270 \div 450) \cdot 10^{-5}$  при вигині. Гранична розтяжність бетону в 10-20 разів менше ( $\varepsilon_{b,t} = 15 \cdot 10^{-5}$ ).

Нормованою характеристикою бетону, що визначає його деформативність при короткочасній дії навантаження, є початковий модуль пружності, який

відповідає пружним деформаціям, котрі виникають при миттєвому завантаженні. Він визначається як тангенс кута нахилу прямої пружних деформацій  $\alpha_0$

$$E_b = tg(\alpha_0). \quad (1.3)$$

Для розрахунку залізобетонних конструкцій найчастіше користуються модулем пружно-пластичності [18], що являє собою тангенс кута нахилу січної  $\alpha_1$  до кривої  $\sigma_b - \varepsilon_b$  в точці із заданим напруженням

$$E'_b = tg(\alpha_1), \quad (1.4)$$

де  $E'_b$  – змінна величина внаслідок зміни кута  $\alpha_1$  зі збільшенням напружень.

За даними дослідів при вигині  $E'_b$  може бути на 15÷20% більше ніж при осьовому стисненні. При розтяганні

$$E'_{bt} = \nu_{bt} E_b. \quad (1.5)$$

де  $\nu_{bt} = 0.5$ .

Деформативність бетону при тривалій дії навантаження характеризується мірою повзучості

$$c = \frac{\varepsilon_{pl}(t)}{\sigma_b}, \quad (1.6)$$

де  $\varepsilon_{pl}$  – деформації повзучості;

$\sigma_b$  – напруження в бетоні.

Якщо прийняти, що характеристика повзучості бетону

$$\varphi_t = \frac{\varepsilon_{pl}(t)}{\varepsilon_{cl}}, \quad (1.7)$$

$$c = \frac{\varphi_t}{E_0}. \quad (1.8)$$

Міра повзучості й характеристика повзучості бетону залежать від тих же факторів, що і самі деформації повзучості, та є змінними в часі.

Для аналітичного вираження повзучості бетону побудовані різні теорії, найбільше визнання з яких одержала спадкоємна теорія старіння.

Використовуються також різні прийоми, котрі спираються на використання ЕОМ і дискретних модулів, у яких на кожному ступені завантаження застосовується своя залежність  $\sigma - \varepsilon$  за середніми експериментальними діаграмами [24].

Таким чином, навіть звичайні важкі бетони мають фізико-механічні властивості, значною мірою залежні від різних зовнішніх факторів. Ця різноманітність збільшується, якщо врахувати, що поряд зі звичайними важкими застосовуються шлаколувні, пористі, жаростійкі, кислототривкі, полімерцементні й інші види бетонів.

### **1.3. Сполучення сталі й бетону для їх раціональної роботи в сталезалізобетонних конструкціях. Класифікація сталезалізобетонних конструкцій**

Історія розвитку залізобетону [57] – це безперервний пошук, спрямований як на підвищення міцнісних характеристик вихідних матеріалів (високоміцні бетони й сталі), так і на виявлення найбільш раціональних форм сполучення бетону й сталі при їх сумісній роботі. Давно з'ясовано [3], що найефективніше бетон працює при об'ємному напруженому стані, що, призводить до виникнення різних видів відповідного непрямого армування [67, 87].

Нині залізобетонні конструкції, армовані стрижневою арматурою мають широке розповсюдження. Галузь застосування таких конструкцій досить значна, особливості їх роботи глибоко досліджені як теоретично, так і експериментально [9, 42]. Доведено, що арматура й бетон у залізобетонних конструкціях працюють сумісно. Як правило, зусилля розтягу в залізобетоні цілком сприймаються арматурою, у той же час досить ефективною є робота арматури в стисненій зоні конструкції. Арматура захищена бетоном від корозії та дії вогню. Відома висока вогнестійкість залізобетону.

Однак традиційні залізобетонні конструкції мають істотні недоліки. Основний із них – нераціональне використання бетону в розтягненій зоні конструкції, де він фактично не працює і навіть не враховується при розрахунку



несучої здатності. Через вимушене використання бетону в розтягненій зоні значно збільшується вага конструкції [ 24, 25].

Застосування попередньо напружених конструкцій тільки частково вирішує цю проблему [56]. Дорогою і такою, що нерационально використовується, є опалубка для виготовлення збірних і монолітних залізобетонних конструкцій [11]. Вада традиційного залізобетону полягає у необхідності вирішення проблеми тріщиностійкості. У збірних залізобетонних конструкціях досить гостро стоїть проблема стиків, що пов'язано із застосуванням великої кількості закладних деталей.

Сталеві конструкції також мають недоліки [60]. Найважливіші – погана робота гнучких конструкцій чи елементів на стиск через утрату загальної або місцевої стійкості, низька вогнестійкість, необхідність захисту від корозії.

Раціональне сполучення прокатних профілів та армованого стрижневою арматурою залізобетону дозволяє значною мірою усунути перераховані вище недоліки, а в деяких випадках і зовсім їх уникнути.

На цей час сталезалізобетонні конструкції, що являють собою сполучення профільної сталі, стрижневої арматури й бетону для їх сумісної роботи, отримали широке розповсюдження в усьому світі. Це пояснюється їх високою техніко-економічною ефективністю [14]. Сталезалізобетонні конструкції якнайкраще відповідають конкретним вимогам, які висуваються при будівництві того чи іншого об'єкта, і дозволяють порівняно легко розв'язувати складні інженерні задачі.

Сталезалізобетонні конструкції дуже різноманітні, їх можна класифікувати за призначенням, за видом використовуваних матеріалів, за способом зведення.

Сталезалізобетон застосовується у різних галузях будівництва. Він ефективний у стиснених конструкціях (стійки, колони тощо), при перекриванні прольотів будівель і споруд, у тому числі й досить значних (плити, балки, ригелі,

ферми, арки, склепіння і т.п.). Широко використовується він при будівництві мостів. Раціональним є застосування в сталезалізобетоні листової арматури, що виконує одночасно огорожувальні й несучі функції (резервуари, підземні, підводні і плавучі споруди) [27].

У всіх цих випадках можуть використовуватися різні сполучення прокатних профілів із бетоном та залізобетоном, наприклад як монолітні [1] та збірні плити по сталевому профнастилу та по сталевій ортотропній плиті (рис.1.7):

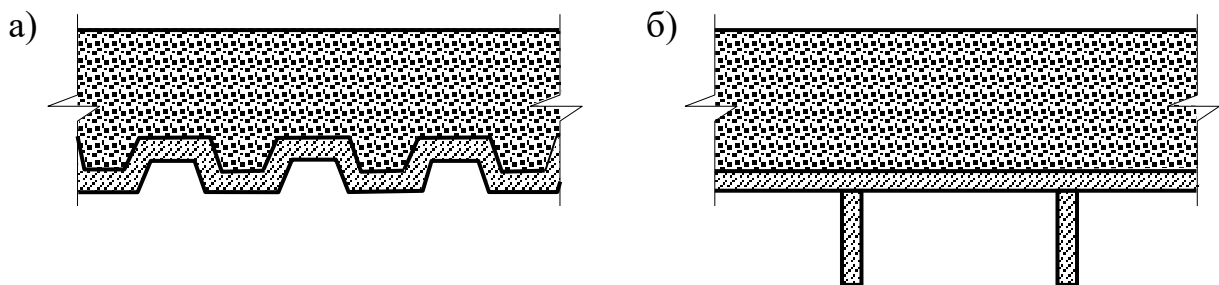


Рис. 1.7. Поперечні перерізи сталезалізобетонних плит:

а) по сталевому профнастилу; б) по сталевій ортотропній плиті

#### **1.4. Особливості сумісної роботи сталі й бетону в сталезалізобетонних конструкціях**

Як вже було зазначено, залізобетонні конструкції отримали широке розповсюдження в будівництві тому, що мають високу міцність, добре зчеплення бетону з арматурою, є захистом від корозії [60, 63]. Завдяки використанню в сталезалізобетонних конструкціях прокатних профілів поперечні перерізи стають більш різноманітними, а галузь застосування цих конструкцій у будівництві розширюється. При цьому в сталезалізобетоні виявляються нові, відмінні від звичайного залізобетону, властивості, котрі можуть як поліпшувати, так і погіршувати роботу конструкції під навантаженням. Серед корисних властивостей варто відзначити створення об'ємного напруженого стану в бетоні, а серед негативних – необхідність застосування в ряді випадків різних анкерних пристроїв для забезпечення спільної роботи бетону й сталі [90].

На цей час розроблений цілий ряд конструкцій, армованих так, що при стисненні в бетоні створюється об'ємний напружений стан. Їх можна розділити на дві великі групи:

I. Конструкції, в яких об'ємний напружений стан створюється гнучкою побічною арматурою, яка не сприймає поздовжніх зусиль. Це елементи, армовані звичайними і попередньо напруженими спіралями, часто розташованими хомутами, поперечними сітками. У сталезалізобетонних конструкціях такі рішення застосовують рідко.

II. Конструкції, армовані жорсткою арматурою так, що ця арматура здатна сприймати поздовжні зусилля й у той же час створювати об'ємний напружений стан у бетоні, підвищуючи таким чином його несучу здатність [29].

Існують пропозиції з визначення ефективності роботи бетону при тому або іншому виді армування, а також із вирахування коефіцієнта ефективності роботи конструктивного елемента в цілому з урахуванням об'ємного напруженого стану бетону.

Для зіставлення ефективності роботи конструктивних елементів із різними видами армування рекомендовані [16] два коефіцієнти:  $\eta$  – коефіцієнт ефективності роботи бетону;  $m$  – коефіцієнт ефективності роботи конструктивного елемента в цілому.

$$\eta = \frac{\sigma_s}{f_{cd}}; \quad (1.9)$$

$$m = \frac{N}{f_{yd}A_s + f_{cd}A_c}, \quad (1.10)$$

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

$\sigma_s$  – поздовжні напруження в бетоні в момент руйнування зразка;

$N$  – несуча здатність елемента;

$f_{yd}$  – розрахункове значення міцності поздовжньої арматури на межі текучості;

$A_s$  – площа поперечного перерізу повздовжньої арматури;

$A_c$  – площа поперечного перерізу бетону

Для елементів, армованих звичайною подовжньою стрижневою арматурою, прийнято  $\eta = m = 1$ .

Для встановлення фактичних значень цих коефіцієнтів були випробувані зразки [32] з такими видами армування: звичайна стрижнева арматура, з'єднана хомутами; армування сталевими листами.

При добиранні складів бетонів із різними фізико-механічними характеристиками широко використовувалися відходи виробництва. Це стало можливим завдяки проведенню досліджень, результати яких наведені в роботі [35, 36].

Були досліджені деформації і несуча здатність елементів [30]. Різниця в поздовжніх деформаціях при навантаженнях  $0,5N_u$  між бетонами різних складів була до 47%, у поперечних деформаціях – 90%. При цьому найбільш деформованими, як і очікувалося, були зразки з бетону на жужільній пемзі.

Ефективність роботи ядра, залежно від прийнятого бетону, коливається в значних межах [91].

$$\text{При } \frac{\delta}{d} = 0,01 - 1,74 \div 1,88;$$

$$\text{при } \frac{\delta}{d} = 0,02 - 2,02 \div 2,34;$$

$$\text{при } \frac{\delta}{d} = 0,03 - 2,34 \div 2,72.$$

За результатами [92] статистичного оброблення експериментальних значень коефіцієнта ефективності бетону в плиті запропонована залежність

$$\eta = 35,64 \cdot \frac{\delta}{d} + 1,4, \quad (1.11)$$

де  $d$  – робоча висота поперечного перерізу.

Особливо велика увага приділяється питанням зчеплення бетону і сталі при використанні листового армування [33, 36, 46]. Доводиться влаштовувати спеціальні анкерні в'язі для забезпечення сумісної роботи матеріалів.

У даний час основними типами в'язів є жорсткі або гнучкі упори, різні анкери [23], а також комбіновані в'язі. Схеми в'язів різних видів подані на рисунках 1.8; 1.9; 1.10. Наведені в [17, 18] результати експериментальних досліджень в'язів дозволили встановити, що несуча здатність зразків із жорсткими одиночними упорами залежить від міцності бетону й площі його зминання, а деформації зрушення – від жорсткості упора та ступеня зминання бетону. У момент руйнування напруження в бетоні, розміщеному перед упором, перевищували осьові напруження стиску в 1,8 рази.

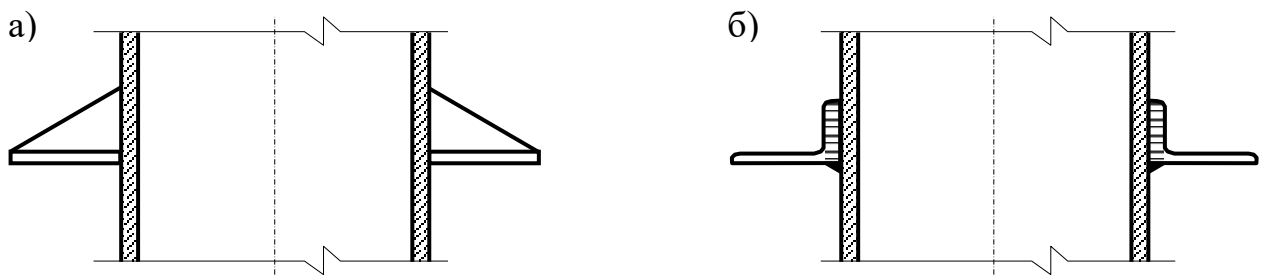


Рис.1.8 В'язі з жорсткими (а) і гнучкими (б) упорами

У гнучких упорах несуча здатність залежить як від міцності бетону, так і від міцності упора на вигин, а на величину деформацій впливає величина зминання анкера в опорі.

Анкери зі стрижневої арматури працюють на вигин. Анкери зі стрижнів, розташованих під кутом  $45^\circ$  до напрямку сили, що зрушує, володіють значно більшою (до 46%) несучою здатністю та меншою деформативністю. Анкер у цьому випадку працює тільки на розтягання. Наявність петлі не впливає на його міцність, якщо довжина анкера достатня для забезпечення зчеплення з бетоном.

Якщо кілька в'язів розташовані в ряд, то їх несуча здатність визначається несучою здатністю першої в'язі в ряді. Отже, в'язі в ряді можуть проектуватися з різною несучою здатністю або їх необхідно розташовувати з різним кроком [93].

При виборі типу анкерів під час проектування сталезалізобетонних конструкцій варто виходити з простоти й надійності [80] їх кріплення до прокатних профілів за допомогою зварювання. Найбільш простими і найменш металоємними є анкери з окремих арматурних стрижнів. Для сталезалізобетонних балок і плит із зовнішньою арматурою застосовуються анкери у вигляді вертикальних арматурних стрижнів, приварених до сталевих профілів під прямим кутом та одночасно виконуючих роль поперечної арматури каркаса [105] балки і плити. У ряді випадків у таких балках паралельно зі стрижневими встановлюються торцеві жорсткі упори.

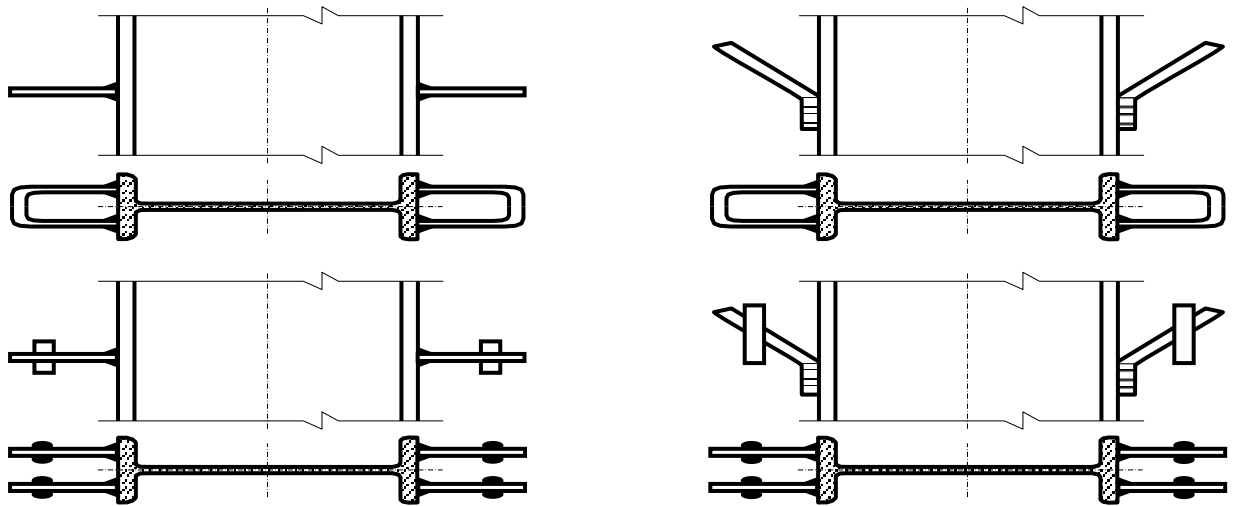


Рис.1.9. Гнучкі анкерні в'язі у вигляді петлі зі стрижневої арматури

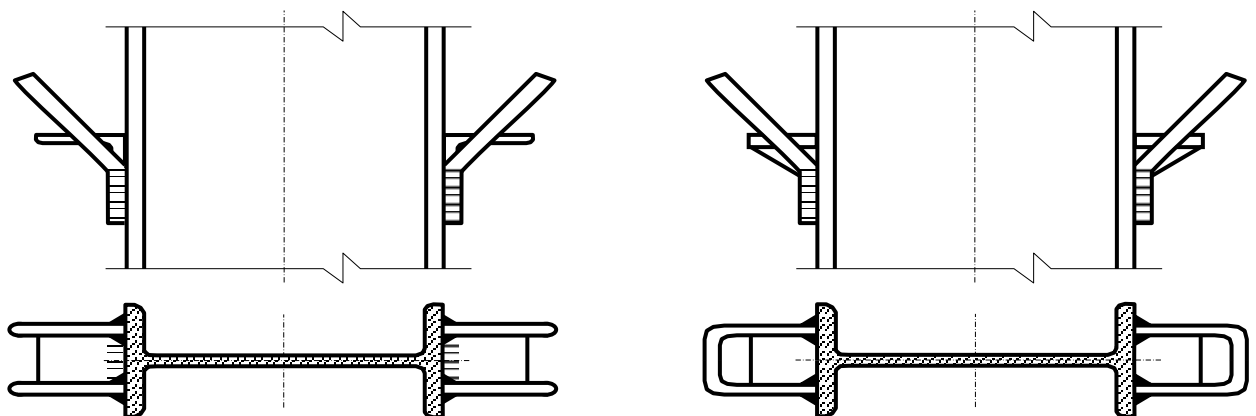


Рис. 1.10. Комбіновані анкерні в'язі

Способи розрахунку анкерних пристроїв наведені в [53] і [54]. Зусилля, що зрушує, між листовою арматурою та бетоном можна визначати з формули:

$$T = \frac{V \cdot S_{pl} \cdot a}{I_{red}}, \quad (1.12)$$

де  $V$  – поперечна сила;

$S_{pl}$  – наведений статичний момент поперечного перерізу листової арматури щодо нейтральної осі;

$I_{red}$  – наведений момент інерції перерізу;

$a$  – крок зв'язків-анкерів.

Міцність зв'язку листової арматури з бетоном буде забезпечена, якщо виконується умова:

$$T = \frac{V \cdot S_{pl} \cdot a}{I_{red}} T \leq \gamma_c (N_{cl} + T_{add}^0), \quad (1.13)$$

де  $N_{cl}$  – зусилля, яке сприймається силами зчеплення між поверхнею листової арматури і бетоном на ділянці між анкерами  $N_{cl} = \tau_{cl} ba$ ;

$T_{add}^0$  – додаткове зусилля зсуву, котре залежить від міцності бетону під стрижневими анкерами;

$\gamma_c$  – коефіцієнт умови роботи.

Варто пам'ятати, що в балках із листовим армуванням анкерні стрижні одночасно виконують функції поперечної арматури (хомутів), що необхідно підтверджувати відповідним розрахунком.

В'язі в торці конструкцій, які згинаються, (кінцеві упори) сприймають сили, що зрушують. Максимальна така сила, яка сприймається упором дорівнює:

$$T_{add}^0 = 1,6 f_{cd} A_{loc}, \quad (1.14)$$

де 1,6 – коефіцієнт, що враховує місцеву передачу навантаження на бетон.

Відстань між анкерами необхідно призначати з урахуванням неприпустимості місцевої втрати стійкості листової арматури.

### 1.5. Основи розрахунку сталезалізобетонних конструкцій

Розрахунок сталезалізобетонних конструкцій у випадку, коли в бетоні не забезпечено об'ємний напружений стан, а бетон і сталь надійно зв'язані та працюють спільно, практично не відрізняється від розрахунку залізобетонних конструкцій зі стрижневою арматурою [49].

Відмінною рисою методів розрахунку конструкцій, у яких забезпечений об'ємний напружений стан бетону, є облік підвищеної міцності бетону в подовжньому напрямку [68].

Усі запропоновані методики врахування сприятливої роботи бетону при об'ємному напруженому стані можна умовно розділити на дві групи [94].

I. Методи розрахунку, в яких підвищення міцності бетону враховується шляхом збільшення призмової міцності бетону до величини  $f_{cd} + k\sigma_0$ .

У загальному випадку розрахункова формула для стиснутого елемента має вигляд:

$$N \leq A_c (f_{cd} + k\sigma_0) + A_s f_{yd}, \quad (1.15)$$

де  $\sigma_0$  – боковий тиск на бетон;

$k$  – коефіцієнт ефективності бокового тиску.

II. Методи розрахунку, в яких підвищена міцність матеріалів в умовах їх роботи в об'ємному напруженому стані враховується введенням коефіцієнтів ефективності. У загальному випадку для центрально стиснутого елемента формула має вигляд:

$$N \leq \beta A_c f_{cd} + \alpha A_s f_{yd}, \quad (1.16)$$

де  $\alpha; \beta$  – коефіцієнти ефективності роботи сталі та бетону.

Згідно зі [37] залізобетонні конструкції повинні задовольняти вимогам розрахунку за несучою здатністю (граничні стани першої групи) і за придатністю до нормальної експлуатації [20] (граничні стани другої групи) [122]. Існують фундаментальні дослідження в галузі залізобетонних конструкцій, що дозволяють із належною точністю робити необхідні розрахунки як за першою,



так і за другою групою граничних станів [20]. Однак до цього часу в ряді випадків відсутні роботи або рекомендації, які дають можливість робити розрахунок за другою групою граничних станів. При цьому немає рекомендацій ні з визначення деформацій і переміщень від експлуатаційного навантаження, як вимагають діючі норми, ні з визначення напружень у бетоні та сталі, що необхідно при розрахунку попередньо напружених конструкцій згідно [28] і при розрахунку мостових конструкцій [66, 69].

З формул (1.15) та (1.16) випливає, що при розрахунку в першу чергу необхідно виявити фактичне значення ефективності роботи бетону за умов складного напруженого стану.

Фізико-механічні властивості матеріалів залежать не тільки від технологічних факторів, але й від умов експлуатації та особливостей їх сполучення для сумісної роботи [77].

У нормах жорстко регламентуються міцнісні властивості бетонів (класи), залежно від яких визначається призмова міцність і міцність на осьове розтягання, початковий модуль пружності. Ураховуються також міцнісні характеристики й для арматури відповідно до її класу.

Для сталі і бетону накопичений великий експериментальний матеріал, який дозволяє робити висновки про їх деформативні характеристики [76]. Установлено, що ці характеристики для того самого класу бетону або сталі не є постійними, а змінюються в значних межах. Із збільшенням напружень зменшується модуль деформацій бетону та зростає коефіцієнт поперечних деформацій. Те ж явище спостерігається й у сталі за межами пружних деформацій [78]. Усе це, природно, необхідно враховувати під час розрахунку напружено-деформованого стану конструкцій. Математичні вирази для визначення модулів, що змінюються залежно від напружень, деформацій і коефіцієнтів поперечних деформацій, отримані в [3].

Відомо, що для бетону характерна нелінійність залежності між напруженнями та деформаціями на всіх рівнях напруженого стану. Опис

напружено-деформованого стану тіл, матеріали яких деформуються нелінійно і нерівномірно, здійснюється в загальному випадку з великими математичними труднощами. Ця обставина ускладнюється, якщо сполучення матеріалів під навантаженням створює складний напружений стан.

Через нелінійність залежності  $\sigma - \varepsilon$  модуль деформацій бетону змінюється зі збільшенням навантаження внаслідок розвитку пластичних деформацій. Якби була відома залежність між рівнем напружень і модулем деформацій, можна було б побудувати досить точні формули для розрахунку залізобетонних конструкцій, що працюють за межами пружності.

Приймемо, що залежно від величини напружень модуль деформацій бетону визначається формулою (січний модуль):

$$E_{cd} = \frac{\sigma_c}{\varepsilon_{el}}, \quad (1.17)$$

де  $\sigma_c$  – напруження стиску в бетоні;

$\varepsilon_{el}$  – значення відносних деформацій стиску бетону при максимальних напруженнях  $f_c$ .

Аналіз характеру зміни модуля деформацій залежно від напружень за численними дослідженнями над бетонами різних складів показав, що для бетонів на портландцементі зменшення  $E_{cd}$  зі збільшенням навантаження не перевищує 25÷30%, причому залежно від  $\sigma_0$  напружень він змінюється лінійно. З огляду на це на основі статистичного оброблення експериментальних даних теоретичне значення  $E_{cd}$  пропонується визначати за емпіричною формулою відповідно до напружень:

$$E_{cd} = E_0 \left( 1 - \beta \left( \frac{\sigma_c}{f_{cd}} - 0,2 \right) \right), \quad (1.18)$$

де  $E_0$  – початковий модуль пружності бетону;

$\beta$  – емпіричний коефіцієнт, який залежить від виду бетону. Для бетону на портландцементі  $\beta = 0,4$ .

Якщо врахувати, що січний модуль деформацій дорівнює тангенсові кута нахилу січної  $a$ , проведеної через початок координат і розглянуту точку на діаграмі  $\sigma_c - \varepsilon_c$ , то, як показано в [17], рівнянню (1.9) відповідає крива  $\sigma_c - \varepsilon_{el}$ , у якій  $tg(\alpha)$  (модуль деформацій  $E_{cd}$ ) змінюється пропорційно зі зростанням навантаження. Цій умові відповідає залежність між напруженнями та деформаціями бетону:

$$\sigma_u = \frac{E_0(1 + 0,2\beta)\varepsilon_{el}}{1 + \frac{E_{0,cd}}{f_{cd}}\varepsilon_{el}}, \quad (1.19)$$

де  $E_{0,cd}$  – початкове розрахункове значення пружності бетону.

Проведене в [4, 9] порівняння експериментальних і теоретичних значень модуля  $E_{cd}$ , обчислених за формулою (1.18), показало задовільний збіг.

Експериментально встановлено [22], що в бетоні коефіцієнт поперечних деформацій значно змінюється зі збільшенням напружень. При цьому спостерігається значення  $\nu_c > 0,5$ , яке відповідає збільшенню об'єму тіла при стисненні й зв'язане з утворенням і розвитком поздовжніх мікротріщин. Залежно від виду бетону коефіцієнт  $\nu_c$  може досягти значення  $0,7 \div 0,8$  (до 1,0). З огляду на те, що зміна модуля деформацій  $E_{cd}$  та коефіцієнта  $\nu_b$  залежно від напружень викликана тими самими факторами, раціонально пов'язати ці два параметри емпіричною залежністю [22]:

$$\nu = \nu_{c,\max} \left( 1 - \left( 1 - \frac{\nu_{c,0}}{\nu_{c,\max}} \right) \frac{E_{cd}}{E_0} \right), \quad (1.20)$$

де  $\nu_{c,0}$  – коефіцієнт поперечних деформацій бетону при малих напруженнях;

$\nu_{c,\max}$  – максимальне значення цього коефіцієнта.

Існують різні способи опису залежності  $\sigma_s - \varepsilon_s$  в пластичній стадії і для металу. Наприклад:

$$\sigma_s = \begin{cases} E_s \varepsilon_s, \\ \sigma_{st} + Y(\varepsilon_s - \varepsilon_{st}) \end{cases} \quad (1.21)$$

$$\text{при } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{st}; \text{ при } \varepsilon_s > \varepsilon_{st},$$

де  $\sigma_{st}$  – межа текучості сталі;

$\varepsilon_{st}$  – деформація, що відповідає  $\sigma_{st}$ ;

$E_s$  – модуль пружності сталі при малих напруженнях;

$Y$  – модуль зміцнення. У найпростішому випадку  $Y = 0$  (діаграма Прандтля).

Напружено-деформований стан залізобетонних конструкцій змінюється з часом, що пояснюється впливом повзучості й усадки бетону. Очевидно, що з часом змінюється і модуль деформацій бетону  $E_{cd}(t)$ . У даний час є різні способи визначення впливу віку на величину модуля деформацій бетону. Відома формула Н.Х. Арутюняна:

$$E_{cd}(t) = E_{cd,\max} (1 - \beta^\alpha), \quad (1.22)$$

де  $E_{cd,\max}$  – граничне значення модуля пружності при  $t = \infty$ ;

$\alpha, \beta$  – емпіричні параметри.

Як правило, з часом модуль пружності трохи підвищується [3]. У ряді випадків, особливо для високоміцних бетонів, відзначене деяке зниження величини  $E_{cd}(t)$  із часом.

Зміна модуля деформацій в умовах [38], коли до бетону прикладене довгостроково діюче навантаження, вивчена недостатньо. Відбувається інтенсивний перерозподіл напружень із бетону на арматуру, що дозволяє

зробити висновок про істотне зменшення величини модуля деформацій. Для його визначення пропонується залежність [6]:

$$E_{cd}(t) = \frac{E_{cd}}{1 + k\varphi_t}, \quad (1.23)$$

де  $\varphi_t$  – характеристика повзучості.

При цьому  $E_{cd}(t)$  може бути отримане в припущенні, що модуль деформацій інтерпретується як

$$E_{cd}(t) = \frac{\sigma_c}{\varepsilon_c(t)}. \quad (1.24)$$

Неважко показати, що при  $E_{cd}(t) = \varepsilon_{c0} + \varepsilon_{c,pl}$ ;  $\sigma_c = E_{cd}\varepsilon_c$ ;  $\varphi_t = \frac{\varepsilon_{c,pl}}{\varepsilon_c}$

одержимо вираз:

$$E_{cd}(t) = \frac{E_{cd}}{1 + \varphi_t}. \quad (1.25)$$

Змінний коефіцієнт  $v_c(t)$  можна прийняти у вигляді:

$$E_{cd}(t) = E_{cd,max}(1 - \beta^\alpha), \quad (1.26)$$

$$v_c(t) = v_{c,max} - \frac{v_{c,max} - v_c}{1 + \varphi_t}, \quad (1.27)$$

де  $v_c(t)$ ;  $v_{c,max}$  – початкове та граничне значення коефіцієнта поперечних деформацій.

У такий спосіб можна визначати модулі деформацій і коефіцієнти поперечних деформацій бетону залежно від величини й тривалості дії навантаження.

С.Е. Фрейфельд запропонував для лінійної постановки задач тимчасовий модуль деформацій

$$E_b(t, t_0) = \frac{\sigma(t)}{\varepsilon(t, t_0)}, \quad (1.28)$$

де  $\sigma(t)$  – напруження, які діють у момент спостереження  $t$ ;

$\varepsilon(t, t_0)$  – відносні деформації до моменту спостереження  $t$ .

У даний час частіше використовується вираз "модуль тривалої деформації". Інтегральний модуль деформацій, що відбиває властивості старіння і спадковості, дозволяє розв'язувати задачі при неоднорідному напруженому стані.

В області дослідження напружено-деформованого стану сталезалізобетонних конструкцій [61, 67] залишилося чимало невивчених питань, без яких неможливі надійні розрахунки та проектування. При цьому необхідно як визначення напружень в елементах під дією нормативних навантажень, так і обчислення деформацій.

Нині діючими нормами з розрахунку залізобетонних конструкцій передбачений розрахунок на витривалість, який вимагає визначення напружень у перерізах під дією нормативних навантажень. Його потрібно робити при проектуванні залізобетонних мостів. З огляду на те, що питання про визначення напружень у бетоні й арматурі зовсім не вивчене, а застосування сталезалізобетону в мостобудуванні є дуже перспективним, питання про дослідження напружень в експлуатаційній стадії є актуальним [106].

Характеризуючи граничні стани елементів, на підставі експериментів ми виходимо з того, що при великих навантаженнях арматура деформується пружно, а в бетоні відбуваються пластичні деформації. Зі зростанням навантаження в ньому утворюються мікротріщини, збільшується боковий тиск між бетоном та побічною арматурою. При подальшому збільшенні навантаження поздовжні напруження в арматурі досягають межі плинності, у бетонному ядрі продовжується утворення тріщин у площинах, паралельних площині діючого зусилля. І в такому стані елемент здатний сприймати наростаюче навантаження, хоча при цьому і спостерігаються досить значні деформації. Центральню стиснутий трубобетонний елемент не вдається зруйнувати в повному розумінні цього слова, за винятком зразків із дуже тонких труб і високоміцних матеріалів,

коли при досить великих поздовжніх деформаціях з'являються поздовжні тріщини [121, 124] в оболонці або відбувається крихке руйнування зразка.

Питання про граничні стани [122] за міцністю сталезалізобетонних елементів докладно досліджене у роботі [54]. Розглядається чотири можливих граничних стани з міцності:

1) несуча здатність стрижня характеризується поздовжньою силою  $N_1$ , що відповідає наперед заданій величині поздовжньої деформації;

2) несуча здатність характеризується поздовжньою силою  $N_2$ , під дією якої величина поздовжньої деформації в оболонці досягне значення, що відповідає величині деформації при досягненні межі текучості матеріалу при одноосьовому напруженому стані;

3) несуча здатність характеризується поздовжньою силою, що відповідає досягненню межі текучості оболонки в поперечному напрямку;

4) несуча здатність характеризується поздовжньою силою  $N_4$ , що відповідає найбільшій поздовжній силі, котру здатний витримати зразок.

У [19] справедливо зазначається, що сили  $N_2$  і  $N_3$  мало відрізняються одна від одної. З розглянутих чотирьох варіантів граничного стану елемента за міцністю рекомендується другий, тому що перший варіант не виключає неповне використання несучої здатності стрижня, а третій та четвертий ігнорують великі незворотні деформації.

Узагальнивши різні експериментальні дослідження, О.Я. Берг, А.А. Генієв й інші прийшли до висновку, що додаток до стиснутого бетонного елемента бічного тиску принципово змінює процес деформування [73] матеріалу [103] та характер розвитку тріщиноутворення. За умов всебічного стиснення відбувається не тільки стримування виникнення мікротріщин, але і при відповідних співвідношеннях компонентів напружень можливе їх закриття, у результаті чого опір матеріалу збільшується порівняно з міцністю при одноосьовому стиску. Одночасно збільшується й гранична деформативність

бетону. Установлено, що навіть відносно невелика величина бічного тиску істотно збільшує міцність зразка в подовжньому напрямку.

### **Висновки до розділу 1**

Аналіз результатів досліджень, проведених до цього часу, і вивчення досвіду використання сталезалізобетонних плит по сталевому профільованому настилу, дозволяють зробити наступні висновки:

1. При достатньому техніко-економічному обґрунтуванні [83] монолітні плити по сталевому профільованому настилу є досить ефективними. Як показує досвід будівництва такі конструкції можуть бути використані в найрізноманітніших будівлях і давати економію сталі, в порівнянні із звичайними залізобетонними, до 30%.

2. Малодослідженими є засоби та механізми забезпечення сумісної роботи листової профільованої арматури з залізобетоном в комбінованих плитах.

3. У зв'язку з розширенням області використання монолітних залізобетонних плит з листовою арматурою як економічної та прогресивної конструкції, виникає необхідність дослідити міцнісні та деформативні характеристики комбінованих плит по сталевому профільованому настилу з використанням нових засобів анкерування.

4. Сталезалізобетонні плити з сталевим профільованим настилом мають добрі перспективи розвитку, тому потрібно вибрати надійні методи подальшого дослідження характеристик плит, як аналітичних, так і експериментальних. Застосувати для їх розрахунку чисельні методи (МСЕ), аналітичний метод та порівняти з отриманими експериментальними даними.

5. Розглянуті методи розрахунку монолітних залізобетонних плит по сталевому профільованому настилу обмежені у можливостях врахування усіх особливостей роботи конструкцій, що розглядаються, особливо при використанні нетрадиційних анкерних засобів.

Виходячи з вище сказаного можна сформулювати наступні основні задачі даної роботи:

– розробити та дослідити способи з'єднання залізобетону з сталевим



настилом;

– порівняння методів розрахунку сталезалізобетонних плит з профільованим настилом та можливість їх застосування в кожному конкретному випадку;

– визначення міцності і деформативності сталезалізобетонних плит з профільованим настилом в якості незнімної опалубки;

– розробити пропозиції щодо розрахунку та конструювання сталезалізобетонних плит з різними видами профільованого настилу;

– порівняння теоретичних та експериментальних досліджень несучої здатності і деформативності елементів.

## РОЗДІЛ 2

### ВИЗНАЧЕННЯ ПАРАМЕТРІВ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ (НДС) СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЛИТ ПЕРЕКРИТТЯ З ПРОФІЛЬОВАНИМ НАСТИЛОМ

#### 2.1. Плити по профнастилу

Існує значна область конструкцій цивільних, промислових і суспільних будівель, де раціонально застосовується монолітний залізобетон. Однією з нових конструктивних форм монолітних залізобетонних плит, що одержують усе більше розповсюдження в закордонній практиці будівництва, є конструкція покриття і перекриттів із використанням сталевих профільованих настилів. У цих конструкціях сталевий профільований настил виконує багато функцій: підмости при монтажі обладнання й допоміжного устаткування, опалубки при укладанні та твердінні бетонної суміші, що несе арматури після затвердіння бетону.

Ознайомившись із закордонними публікаціями [126-140], можна помітити, що конструкції з профільованою листовою арматурою мають високу несучу здатність, невелику власну масу і гнучку схему планування, не вимагають великих витрат та застосування спеціальних механізмів у процесі їх спорудження.

Армування монолітних плит може бути зовнішнім або змішаним [10,34]. При змішаному армуванні використовується зовнішній профнастил і внутрішня арматура у вигляді стержнів. У багатопрогонових плитах в опорних перерізах для сприйняття негативних моментів установлюють внутрішню арматуру, а в пролітних – зовнішню або змішану [33].

Повинен бути забезпечений зв'язок профільованого настилу з бетоном по довжині контакту. При будь-якій конструкції плити варто передбачити анкери на опорах, за допомогою яких профіль прикріплюється до прогону. Залежно від способу забезпечення зв'язку листової арматури з бетоном розрізняють такі конструктивні рішення сталезалізобетонних плит перекриття [47]:

- видавлені при штампуванні по нахиленій поверхні ребер профільованого настилу рифи забезпечують зв'язок з бетоном по довжині прольоту; анкери у формі дюбелів встановлюються тільки на опорах; внутрішня арматура передбачається над опорами багатопрогонових плит;

- профільований настил без вм'ятин або рифів, зв'язок із бетоном досягається приварюванням до настилу в прольотах поперечних арматурних стержнів, а на опорах – улаштуванням гнучких або жорстких анкерів;

- улаштування анкерів тільки на опорах;

- склеювання сталевих листів з бетоном полімерними клеями, що наносяться на всю поверхню настилу перед укладанням бетону; на опорах встановлюються анкери і надпорна арматура.

У всіх випадках опорна арматура повинна бути заведена за грань опори не менше ніж  $1/4$  прольоту плити.

Товщину плит перекриття рекомендується призначати таким чином, щоб над верхньою полицею профільованого настилу висота бетону була не меншою 30мм.

Під час дії на перекриття динамічних навантажень зв'язок профнастилу з бетоном забезпечується приварюванням до верхньої полиці настилу поперечних стержнів, зварних сіток.

Розрахунок конструкцій у стадії виготовлення зводиться до розрахунку профільованого настилу як сталевих елементів, що згинаються [81, 82, 93]. Основними навантаженнями при цьому є: власна вага сталевих елементів, вага робітників з інструментом і підсобним матеріалом, вага свіжоукладеного бетону. Розрахунок виконується за несучою здатністю та деформативністю.

У стадії експлуатації [31, 86] конструкція розраховується як залізобетонна з зовнішньою профільованою арматурою, що працює як монолітний переріз. Розрахунок сталезалізобетонної плити повинен виконуватися за міцністю нормальних і нахилених перерізів, а також за міцністю зв'язку листової арматури з бетоном [142, 149].

## **2.2. Розрахунок сталезалізобетонних плит по профільованим настилам за граничними станами першої групи**

Сталезалізобетонними можуть вважатися лише монолітні плити по спеціальним типам профнастилів з рифами або зворотними гофрами, що забезпечують передачу зусиль поздовжнього зсуву по контакту між бетоном та сталевим профнастилом. Звичайні профнастили без цих заходів можуть виконувати лише функцію опалубки і не вважаються такими, що на етапі експлуатації працюють сумісно з бетоном у якості робочого армування [98].

Сталезалізобетонні плити можуть мати повне або часткове з'єднання на поздовжній зсув. Якщо збільшення несучої здатності зсувного з'єднання не призводить до збільшення несучої здатності на згин, то воно є повним, а у іншому випадку – частковим.

Розрахунок монолітних плит по профільованим настилам має розділяти етапи зведення та експлуатації, а також враховувати їх взаємний вплив.

На етапі зведення сталевий профільований настил працює як опалубка, сприймаючи навантаження від власної ваги, бетонування та інших монтажних дій, та має розраховуватись відповідно до положень [49].

Для робочої площі  $A_{pe}$  сталевого настилу висота виступів і вм'ятин у настилі не повинна враховуватись, якщо тільки не підтверджено випробуваннями, що робочою є більша площа.

Несуча здатність на згин поперечних перерізів сталезалізобетонних плит по профільованим настилам на згин має визначатись за спрощеним методом. Альтернативно, може застосовуватись загальний метод розрахунку на згин.

### **2.2.1. Перевірка сталевих профнастилів у якості опалубки за граничними станами першої групи**

Перевірка сталевих профільованих настилів за граничними станами по несучій здатності повинна відповідати вимогам [68]. Особливу увагу слід приділити впливу на несучу здатність [43] вм'ятин і виступів у профілі настилу [48].

### 2.2.2. Метод розрахунку на згин

Для виконання розрахунку [72] використовується таким способом: сталеві частина і профільований настил розрахункового перерізу розбиваються на  $m$  і  $l$  шарів, відповідно, в межах висоти яких напруження вважаються постійними, а розподіл деформацій по висоті сталевих елементів за лінійним законом [43].

Відповідно до прийнятих передумов напружено-деформований стан розрахункового перерізу при згині описується системою рівнянь:

$$F(\mathfrak{N}, \varepsilon_1) = 0, \quad (2.1)$$

$$\Phi(\mathfrak{N}, \varepsilon_1) - M = 0. \quad (2.2)$$

У загальному вигляді функції  $F(\mathfrak{N}, \varepsilon_1)$  і  $\Phi(\mathfrak{N}, \varepsilon_1)$  записуються наступним чином:

$$F(\mathfrak{N}, \varepsilon_1) = \int_F \sigma_c(x) dF + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} + \sum_{m=1}^m \sigma_{am} A_{am} + \sum_{l=1}^l \sigma_{vl} A_{vl}, \quad (2.3)$$

$$\Phi(\mathfrak{N}, \varepsilon_1) = \int_F \sigma_c(x) dF z_c + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} z_{si} + \sum_{m=1}^m \sigma_{am} A_{am} z_{am} + \sum_{l=1}^l \sigma_{vl} A_{vl} z_{vl}. \quad (2.4)$$

Після інтегрування і підстановки границь інтегрування одержимо систему нелінійних алгебраїчних рівнянь з невідомими –  $\varepsilon_{c(1)}$ ,  $\varepsilon$  і  $\mathfrak{N}$  (або  $\varepsilon_{c(2)}$ ).

Нелінійна залежність між  $\sigma_c$  і  $\varepsilon_c$  у бетоні згідно з ДБН В.2.6-98 описується рівнянням:

$$\frac{\sigma_c}{f_{(ck),(cd)}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}, \quad (2.5)$$

де  $\varepsilon_{c(1)}$  – деформації при максимальних напруженнях, при розрахунку за першою групою граничних станів приймається  $\varepsilon_{c1,cd}$  за другою групою граничних станів –  $\varepsilon_{c1,ck}$ .

$k = 1,05 E_{ck} \times \varepsilon_{c1,ck} / f_{ck,prism}$  при розрахунку за другою групою граничних станів

$k = 1,05 E_{cd} \times \varepsilon_{c1,cd} / f_{cd,prism}$  при розрахунку за першою групою граничних станів; та

$$\sigma_c = f_{(ck),(cd)} \sum_{k=1}^5 a_k \eta^k, \quad (2.6)$$

де  $a_k$  – коефіцієнти полінома.

Вирази (2.5) і (2.6) справедливі при  $0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cul}|$ ,

де  $\varepsilon_{cul}$  – номінальні граничні деформації бетону.

Після підстановки формули (2.6) в рівняння (2.3) і (2.4) і інтегрування отримаємо рівняння рівноваги в наступному вигляді:

$$\frac{f_{cd} b_c}{\bar{\aleph}} \times \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+1} - \varepsilon_{c(2)}^{k+1}}{\varepsilon_{c(1)}^{k+1}} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} + \sum_{m=1}^l \sigma_{am} A_{am} + \sum_{l=1}^l \sigma_{vl} A_{vl} = 0; \quad (2.7)$$

$$\frac{f_{cd} b_c}{\bar{\aleph}^2} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+2} - \varepsilon_{c(2)}^{k+2}}{\varepsilon_{c(1)}^{k+2}} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (x_1 - z_{si}) + \sum_{m=1}^l \sigma_{am} A_{am} (x_1 - z_{am}) + \sum_{l=1}^l \sigma_{vl} A_{vl} (x_1 - z_{vl}) - M_{Ed} = 0. \quad (2.8)$$

У формулах (2.5) – (2.8):

$\aleph = \frac{1}{\rho} = \frac{(\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c(2)})}{h}$  – кривизна вигнутої осі в перерізі;

$\varepsilon_{c(1)}$  – деформації бетону стиснутої фібри;

$\varepsilon_{c(2)}$  – деформації розтягнутої фібри сталевого профілю;

$x_1 = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\aleph}$  – висота стиснутої зони;

$\bar{\aleph} = \aleph / \varepsilon_{c1}$  – відносна кривина;

$z_{si}$  – відстань і-го стрижня або прошарку арматури від найбільш стиснутої грані перерізу;

$z_{am}$  – відстань m-го шару сталевого профілю від найбільш стиснутої грані перерізу;

$z_{vl}$  – відстань l-го шару профільованого настилу від найбільш стиснутої грані перерізу;

$M_{ed}$  – розрахункове значення зовнішнього згинального моменту.

Напруження в довільному шарі армування і сталевого профілю визначаються за діаграмами деформування арматури [103] і конструкційної сталі виходячи з того, що деформації визначаються за формулами:

– для арматури

$$\varepsilon_{si} = \aleph(x_1 - z_{si}) + \varepsilon_{si,0}; \quad (2.9)$$

– для конструкційної сталі

$$\varepsilon_{am} = \aleph(x_1 - z_{am}) + \varepsilon_{am,0}; \quad (2.10)$$

– для профнастила

$$\varepsilon_{vl} = \aleph(x_1 - z_{vl}) + \varepsilon_{vl,0}, \quad (2.11)$$

де  $\varepsilon_{si,0}$  і  $\varepsilon_{am,0}$ ,  $\varepsilon_{si,0}$ ,  $\varepsilon_{vl,0}$  – початкові (до прикладення зовнішніх зусиль) деформації і -го арматурного стрижня, m-го шару і l-го шарів перерізів сталеві частини і профнастила, відповідно, (обумовлені, наприклад, усадкою бетону).

Системи нелінійних алгебраїчних рівнянь (2.7) і (2.8) з двома невідомими розв'язуються підбором з контролем критеріїв вичерпання несучої здатності на кожному кроці розрахунків. Для оцінки напружено-деформованого стану розрахункового перерізу використовується деформаційний метод.

За результатами рішення системи рівнянь (2.7) і (2.8) будуються діаграми «момент – кривизна» для елементів, які зазнають дію згину. Найбільші величини зафіксовані на цих діаграмах і приймаються за несучу здатність. У разі, якщо визначені величини несучої здатності будуть меншими за зовнішні дії необхідно виконати зміну розмірів перерізу, армування або міцності бетону. Величини зовнішніх дій і підрахованої несучої здатності, як правило, не повинні відрізнятись більше ніж на 5 %.

При використанні спрощеної діаграми деформування бетону всього може реалізуватись декілька форм рівноваги перерізу. Однак на практиці найбільш часто зустрічаються дві форми рівноваги: – епюра напружень в бетоні і профнастилі має форму прямокутної трапеції; – епюра напружень в бетоні і

профнастилі має форму прямокутника. Для обох форми рівноваги межою існування є умови:  $x_1 > h_c, \varepsilon_{c3,cd} \leq \varepsilon_{c(1)} \leq \varepsilon_{cu3,cd}$  і  $\varepsilon_a \leq \varepsilon_{ay} (\sigma_a + E_a \varepsilon_a)$ .

Для першої форми рівноваги рівняння рівноваги в розгорнутому вигляді записуються наступним чином:

$$\frac{f_{cd} b_c}{\aleph} \times \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+1} - \varepsilon_{c(2)}^{k+1}}{\varepsilon_{c(1)}^{k+1}} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} + \sum_{m=1}^l \sigma_{am} A_{am} + \sum_{l=1}^l \sigma_{vl} A_{vl} = 0; \quad (2.12)$$

$$\frac{b_c f_{cd}}{\aleph^2} \left( 3\varepsilon_{c(1)} \varepsilon_{c3,cd} - 2\varepsilon_{c3,cd}^2 - \frac{\varepsilon_{c(2)}^2 E_{cd}}{f_{cd}} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (x_1 - z_{si}) + \sum_{m=1}^l \sigma_{am} A_{am} (x_1 - z_{am}) + \sum_{l=1}^l \sigma_{vl} A_{vl} (x_1 - z_{vl}) - M_{Ed} = 0; \quad (2.13)$$

Рівняння рівноваги для другої форми в розгорнутому вигляді записуються наступним чином:

$$b_c h_c f_{aud} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} + \sum_{m=1}^l \sigma_{am} A_{am} + \sum_{l=1}^l \sigma_{vl} A_{vl} = 0; \quad (2.14)$$

$$b_c h_c f_{aud} \left( x_1 - \frac{h_c}{2} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (x_1 - z_{si}) + \sum_{m=1}^l \sigma_{am} A_{am} (x_1 - z_{am}) + \sum_{l=1}^l \sigma_{vl} A_{vl} (x_1 - z_{vl}) M_{Ed} = 0; \quad (2.15)$$

Розрахунок за формулами (2.12 – 2.15) виконується аналогічним чином. Для оцінки напружено-деформованого стану розрахункового перерізу може використовуватися альтернативно деформаційний метод.

### 2.2.3. Рішення системи нелінійних рівнянь рівноваги сталезалізобетонного розрахункового перерізу за деформаційним методом

Для розв'язання задачі необхідно мати такі вихідні дані: параметри перерізу; параметри діаграми деформування бетону –  $a_{f_{cd}}, E_{cd}, \sigma_{cu}(\beta), \varepsilon_{cu1}$  або  $\varepsilon_{cu3}, \varepsilon_{c(1)}$ ; коефіцієнти полінома  $a_k$ ; параметри армування стрижневою арматурою (причому кількість шарів армування не обмежується, вона обмежується тільки технологічними вимогами) –  $R_{si}, E_{si}, A_{si}$ ; відстань від верхньої (найбільш



стиснутої) грані перерізу до  $i$ -го шару армування  $z_{si}$  і сталеві частини перерізу  $z_{ai}$ ; початкові (викликані попереднім напруженням, усадкою чи іншими чинниками при необхідності) деформації в  $i$ -му стержні арматури  $\varepsilon_{si,0}$  і  $m$ -му шарі сталеві частини перерізу  $\varepsilon_{ami,0}$  і 1-му шарі профільованого настилу [35]. При визначенні напружено-деформованого стану перерізу задача може розв'язуватись у трьох постановках [2]:

– при заданих зусиллях  $N_{Ed}$  та  $M_{Ed}$  необхідно визначити кривизну в перерізі  $\varkappa$  і деформації  $\varepsilon$ ;

– при заданих величинах кривизни в перерізі і діючого в ньому осевого зусилля  $N_{Ed}$  визначити величину згинального моменту  $M_{Ed}$ ;

– необхідно побудувати повну криву стану перерізу аж до руйнування бетону. Перша і третя з названих задач розв'язується за таким алгоритмом [100].

1. На першому кроці розрахунку задаються величини деформацій  $\varepsilon_{c(1)} = \Delta\varepsilon_{c(1)}^{(0)}$  та  $\Delta\varepsilon_{c(2)}^{(0)} = 0$ , причому на перших кроках підрахунків рекомендується (0) с(1)  $\Delta\varepsilon$  приймати таким, що дорівнює  $0,1\varepsilon_{cul}$  або  $0,1\Delta\varepsilon_{cu3}$ .

$$2. \text{ Підраховують величини } \varkappa = \frac{1}{\rho} = \frac{(\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c(2)})}{h}, \quad \lambda = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}}, \quad x_1 = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varkappa}, \quad \sigma_{si}, \sigma_{ami}.$$

де  $\varepsilon_{si} = \varkappa(x_1 - z_{si}) + \varepsilon_{si,0}$ , напруження в  $m$ -му шарі сталеві частини перерізу  $\varepsilon_{ami} = \varkappa(x_1 - z_{mi}) + \varepsilon_{ami,0}$ .

3. Визначають зусилля в перерізі за формулою для першої форми рівноваги.

4. Визначають величину зусилля  $N_{Ed}$  та інші параметри підставляють у рівняння рівноваги. За результатами розв'язання рівняння можлива реалізація двох випадків:

– ліва частина більша за нуль. Це свідчить про наявність форми рівноваги I (див. рис. 2.1), тобто весь переріз стиснутий;

– ліва частина менша за нуль. Це свідчить про наявність форми рівноваги II (див. рис. 2.2), тобто частина перерізу розтягнута [79].

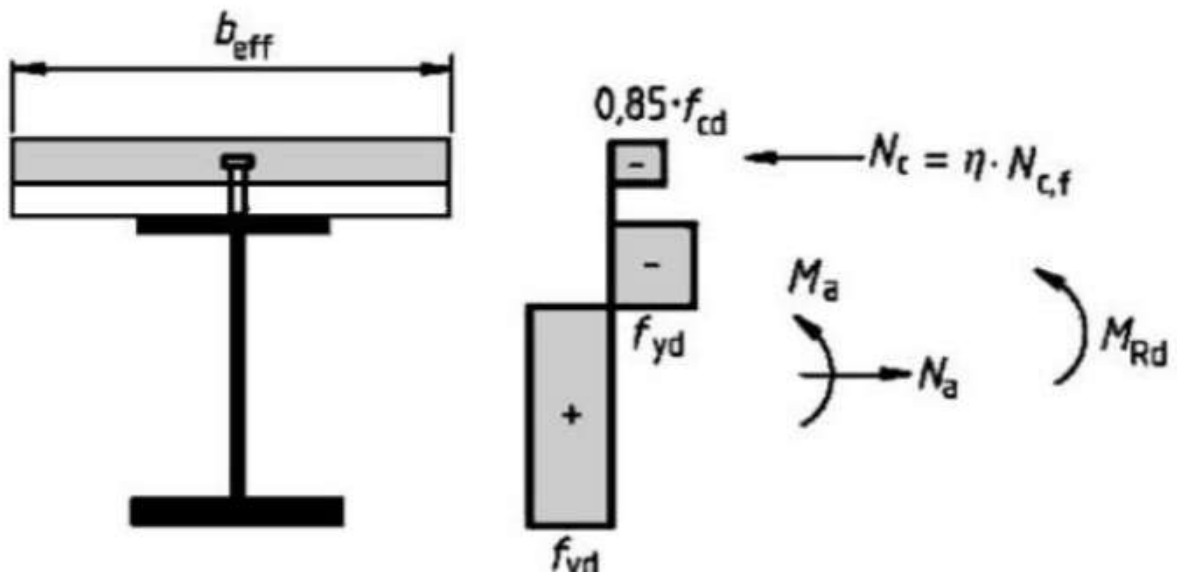


Рис. 2.1. Розподіл напружень у пластичній стадії при дії додатнього згинального моменту в перерізі сталезалізобетонних балок із частковим з'єднанням

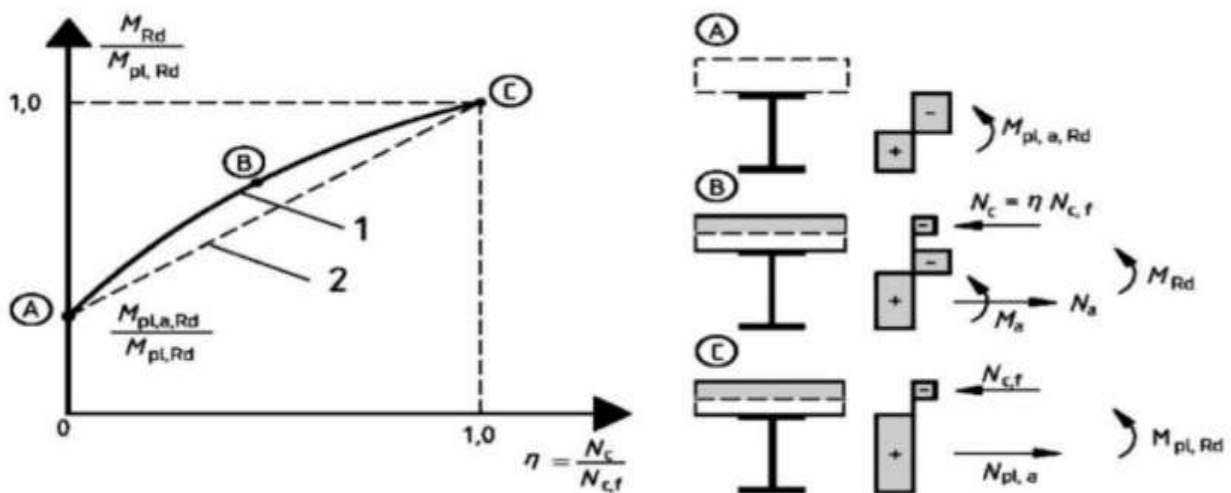


Рис. 2.2. Відношення  $M_{Rd}$  до  $N_c$  при умові використання гнучких з'єднувальних елементів

5. При реалізації першої форми рівноваги необхідно виконати наступні дії [115]:

а) визначити нову величину деформацій на менш стиснутій грані:

$$\varepsilon_{c(2)}^1 = \varepsilon_{c(2)}^{(0)} + \varepsilon_{c(2)}. \quad (2.16)$$

при цьому на першому кроці (циклі) рекомендується приймати

$$\varepsilon_{c(2)} = 0,1\varepsilon_{cu1}. \quad (2.17)$$

б) перевірити рівняння рівноваги, виконавши дії за п. 2 і п. 4, і якщо ліва частина залишилась більшою за нуль, ще раз збільшити деформацію  $\varepsilon_{c(2)}$  на величину  $\Delta\varepsilon_{c(2)}$ , тобто прийняти

$$\varepsilon_{c(2)}^2 = \varepsilon_{c(2)}^{(1)} + \Delta\varepsilon_{c(2)} = \varepsilon_{c(2)}^{(0)} + 2\Delta\varepsilon_{cu1}. \quad (2.18)$$

в) покрокове збільшення деформації на менш стиснутій грані перерізу виконувати доти, доки ліва частина рівняння не змінить знак [117].

6. Після зміни знака рівняння рівноваги оцінюють точність розв'язку. Точність розв'язку вважають достатньою при значенні

$$\Delta\varepsilon_{c(2)} = 0,02\varepsilon_{cu1}. \quad (2.19)$$

7. У разі, коли точність розв'язку недостатня, визначають нову величину деформації, повертаючись кроком назад:

$$\varepsilon_{c(2)}^{(k+1)} = \varepsilon_{c(2)}^{(k)} - \Delta\varepsilon_{c(2)}^{(k+1)}. \quad (2.20)$$

і призначають нову величину приросту деформацій:  $\varepsilon_{c(2)}^{(k+1)} = 0,01\varepsilon_{c(2)}^{(K)}$ .

Далі виконують обчислення за пп. а), б) і в) доти, доки не буде досягнута достатня (задана) точність виконання умови після  $m$  ітерацій:

$$\varepsilon_{c(2)}^m = \varepsilon_{c(2)}^{(m-1)} + \Delta\varepsilon_{c(2)}^{(m)}. \quad (2.21)$$

Після досягнення заданої точності розв'язку будемо мати першу точку на діаграмі стану перерізу.

8. Для отримання наступних точок діаграми стану перерізу необхідно збільшити деформації на більш стиснутій грані, тобто  $\varepsilon_{c(1)}^k = \varepsilon_{c(1)}^{(k-1)} + \Delta\varepsilon_{c(1)}$ , і виконати дії відповідно до п.п. 2-7, зберігаючи на першій ітерації величину деформації на менш стиснутій грані, яка отримана на попередньому кроці розрахунку [116].

Як правило, при значенні  $\Delta\varepsilon_{c(1)} = 0,1\varepsilon_{cul}$  отримують результати з достатньою точністю, але якщо необхідно отримати результати з більшою точністю, можна

використати дрібніші значення  $\Delta\varepsilon_{c(1)}$ . У будь-якому разі, при значеннях  $\Delta\varepsilon_{c(1)} < 0,05\varepsilon_{cul}$  точність розв'язку практично не покращується [136].

9. При реалізації другої форми рівноваги (рис. 2.2), тобто коли ліва частина менша за нуль, операції з визначення міцності перерізу виконують у тій же послідовності, що і в пп. 5-8, але починаючи з першого кроку змінюють напрям пошуку рішення.

10. Зберігаючи значення деформацій  $\Delta\varepsilon_{c(1)} = \Delta\varepsilon_{c(1)}^{(1)}$  задають деформації на розтягнутій грані перерізу:

$$\Delta\varepsilon_{c(2)}^{(1)} = \Delta\varepsilon_{c(2)}^{(0)} + \Delta\varepsilon_{c(2)}, \quad (2.22)$$

з величиною зменшення деформації

$$\Delta\varepsilon_{c(2)} = -0,1\varepsilon_{cul}. \quad (2.23)$$

11. При заданих деформаціях визначають зусилля, яке може сприймати переріз.

12. Визначені зусилля  $N_{Ed}$ , кривизну  $\varkappa$  та висоту стиснутої зони  $x_1$  підставляють у рівняння рівноваги.

$$13. \text{ Величина } e = (x_1 - y + e_0),$$

де  $y$  – відстань від найбільш стиснутої грані до центра ваги перерізу.

Аналогічно рішенням пп. 5-7, розрахунки рівняння повторюють доти, доки не буде досягнута достатня точність. Достатньою точністю розв'язку рівняння слід вважати значення зменшення деформацій [69]:

$$\Delta\varepsilon_{c(2)} = -0,02\varepsilon_{cul}. \quad (2.24)$$

Таким чином, буде отримана перша точка на діаграмі стану перерізу.

14. Для отримання наступних точок діаграми стану перерізу необхідно збільшити деформації на більш стиснутій грані, тобто

$$\Delta\varepsilon_{c(1)}^{(k)} = \Delta\varepsilon_{c(1)}^{(k-1)} + \Delta\varepsilon_{c(1)}. \quad (2.25)$$

і виконати дії відповідно до п.п. 9-12, зберігаючи на першій ітерації величину деформації на розтягнутій грані, яка отримана на попередньому кроці розрахунку [72].

Як правило, при значенні  $\Delta\varepsilon_{c(1)} = 0,1\varepsilon_{cul}$ ,  $\Delta\varepsilon_{c(1)}$  отримують результати з достатньою точністю, але якщо необхідно отримати результати з більшою точністю, можна використати дрібніші значення  $\Delta\varepsilon_{c(1)}$ . У будь-якому разі при значеннях  $\Delta\varepsilon_{c(1)} < 0,05\varepsilon_{cul}$ , точність розв'язку практично не покращується.

15. Величина  $N_{Ed}$ , яка відповідає максимуму на діаграмі стану перерізу « $N-\varepsilon_{c(1)}$ » або величині при досягненні деформаціями стиснутої грані своїх граничних деформацій  $\varepsilon_{cul}$  і буде величиною несучої здатності сталезалізобетонного перерізу при даних значеннях параметрів бетону, сталі гнучкості та ексцентриситету прикладення навантаження [68,69, 72].

При необхідності величина моменту, який при цьому сприймається перерізом, в загальноприйнятій системі координат може бути отримана за формулою

$$M = Ne_o. \quad (2.26)$$

Тут наведено найпростіший метод розв'язання системи нелінійних рівнянь підбором – метод послідовних наближень, але можна використати й інші методи, наприклад, метод половинного ділення. Наведений алгоритм та формули для різної форми перерізів можна реалізувати в прикладних програмах для персонального комп'ютера.

Після виконання умови рівняння (2.7) і (2.8) приймуть наступний вигляд:

$$\frac{f_{cd}b_c}{\aleph} \times \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+1} - \varepsilon_{c(2)}^{k+1}}{\varepsilon_{c(1)}^{k+1}} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} + \sum_{m=1}^l \sigma_{am} A_{am} + \sum_{l=1}^l \sigma_{vl} A_{vl} = 0; \quad (2.27)$$

$$\begin{aligned} & \frac{f_{cd}b_c}{\aleph^2} \left( 3\varepsilon_{c(1)}\varepsilon_{c3,cd} - \frac{\varepsilon_{c(2)}E_{cd}}{f_{cd}} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (x_1 - z_{si}) + \\ & + \sum_{m=1}^l \sigma_{am} A_{am} (x_1 - z_{am}) + \sum_{l=1}^l \sigma_{vl} A_{vl} (x_1 - z_{vl}) - M_{Ed} = 0. \end{aligned} \quad (2.28)$$

#### 2.2.4. Поздовжній зсув в плитах без анкерування кінців

Розрахункову несучу здатність на поздовжній зсув слід визначати за  $m-k$  методом або методом часткового з'єднання, що визначені далі. Метод часткового з'єднання може застосовуватись виключно для розрахунку сталезалізобетонних плит із піддатливою роботою з'єднувальних елементів в умовах поздовжнього зсуву [68].

Характер роботи на поздовжній зсув може вважатись нелінійним, якщо руйнівне навантаження перевищує навантаження, яке викликає зафіксоване ковзання на торцях 0,1 мм, більше ніж на 10 %. Якщо максимальне навантаження у прольоті досягається при прогині у середині прольоту  $L/50$ , руйнівне навантаження необхідно приймати як навантаження при прогині  $L/50$  в середині прольоту.

При використанні  $m-k$  методу слід показати, що максимальне розрахункове поперечне зусилля  $V_{Ed}$  для ширини плити  $b$  не перевищує розрахункової несучої здатності на зсув  $V_{l,Rd}$ , що визначається за формулою:

$$V_{l,Rd} = \frac{bd}{\gamma_{vs}} \left( \frac{mA_p}{bL_s} + k \right), \quad (2.29)$$

де  $b$  – ширина плити, мм;

$V_{l,Rd}$  – відстань від верхньої грані плити до центральної вісі сталевого настилу, мм;

$A_p$  – номінальна площа поперечного перерізу профнастилу, отримана у ході випробувань згідно з [69],  $мм^2$ ;

$m, k$  – розрахункові значення емпіричних коефіцієнтів в  $H / мм^2$ ,

$L_s$  – довжина ділянки зсуву, мм;

$\gamma_{vs}$  – частинний коефіцієнт надійності для граничних станів за несучою здатністю.

В розрахунках значення  $L_s$  приймають рівним:

–  $L/4$  при навантаженні, рівномірно розподіленому по всій довжині прольоту;

– відстані між точкою прикладання навантаження і найближчою опорою за умови дії двох рівних симетрично прикладених навантажень; При іншому розташуванні навантажень, включаючи комбінації розподілених і асиметричних зосереджених навантажень, оцінку слід виконувати за результатами випробувань або за допомогою спрощеного методу, відповідно до якого довжину ділянки зсуву приймають рівною максимальному моменту, діленому на найбільше поперечне зусилля на опорі прольоту, що розглядається.

Якщо сталезалізобетонна плита розраховується як нерозрізна, то для визначення несучої здатності дозволяється використовувати еквівалентний проліт [66]. Довжина такого прольоту повинна прийматись рівною:

–  $0,8L$  для внутрішніх (проміжних) прольотів;

–  $0,9L$  для зовнішніх (крайніх) прольотів.

Розрахункову несучу здатність  $M_{Rd}$  визначаємо із заміною  $N_{c,f}$  на:

$$N_c = \tau_{u,Rd} b L_x \leq N_{ef} , \quad (2.30)$$

і підстановкою:

$$x = h - 0,5x_{pl} - e_p + (e_p - e) \cdot \frac{N_c}{A_{pe} f_{yp,d}} , \quad (2.31)$$

де  $\tau_{u,Rd} = \tau_{u,Rk} / \gamma_{VS}$  – розрахунковий опір зсуву;

$L_x$  – відстань від поперечного перерізу, що розглядається, до найближчої опори, мм;

$\gamma_{VS}$  – частинний коефіцієнт надійності для граничних станів за несучою здатністю, що за відсутності уточнених даних приймається рівним 1,25.

При визначенні несучої здатності відповідно до 7.5.8 значення  $N_c$  можна збільшити на  $\mu R_{Ed}$  при умові, що  $\tau_{u,Rd}$  визначається із урахуванням додаткової несучої здатності на поздовжній зсув, спричиненої опорною реакцією, де  $R_{Ed}$  – опорна реакція;

$\mu$  – номінальний коефіцієнт, який за відсутності уточнених даних може прийматися рівним 0,5.

### 2.2.5. Поздовжній зсув у плитах із анкеруванням кінців

Якщо внесок інших з'єднувальних елементів у несучу здатність на поздовжній зсув не підтверджено випробуваннями, то анкерування кінців типу 3 на рисунку 2.3 повинно розраховуватись на зусилля розтягу у сталевому настилі, яке отримано для I-ї групи граничних станів [68].

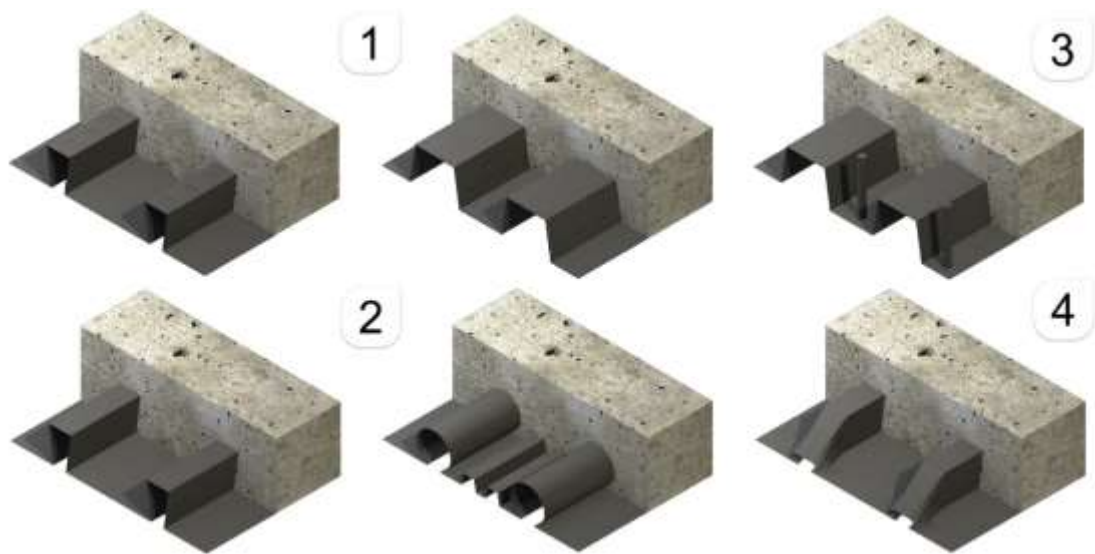


Рис. 2.3. Типові форми забезпечення зчеплення у сталезалізобетонних плитах

1 – механічне зчеплення; 2 – фрикційне зчеплення; 3 – анкерування кінців наскрізним приварюванням стад-болтів; 4 – анкерування кінців деформуванням гофрів.

Розрахункову несучу здатність на поздовжній зсув плит із анкеруванням кінців типів (3) і (4) відповідно рисунку 2.3 можна визначати методом часткового з'єднання, приймаючи зусилля в бетоні  $N_c$ , збільшене на несучу здатність анкерування кінців [66].



Розрахункову несучу знатність  $P_{pb,Rd}$  стад-болтів, приварених крізь сталевий настил, які використовуються для анкерування кінців, слід приймати як найменше із їх несучої здатності та значення, отриманого із виразу:

$$P_{pb,Rd} = k_{\phi} d_{do} t f_{yp,d}, \quad (2.32)$$

при  $k = 1 + a / d_{do} \leq 6,0$

де  $d_{do}$  – діаметр кільцевого шва, який можна прийняти рівним 1,1 від діаметра стрижня стад-болта;

$a$  – відстань від осі стад-болта до краю настилу, що повинна становити не менше  $1,5 / d_{do}$ ;

$t$  – товщина настилу.

### **2.3. Розрахунок сталезалізобетонних плит по профільованим настилам за граничними станами другої групи**

#### **2.3.1. Перевірка сталевих профнастилів у якості опалубки за другою групою граничних станів**

Прогин настилу  $\delta_s$  від власної ваги плюс вага бетонної суміші без врахування інших монтажних навантажень не повинен перевищувати  $\delta_{s,max}$ .

Примітка. Рекомендована величина  $\delta_{s,max} = L/180$ ,

де  $L$  – робочий проліт між опорами (тимчасові підпірки при цьому вважаються опорами).

1. Ширину розкриття тріщин в місцях від'ємного згинального моменту для нерозрізних плит слід визначати відповідно до [8].

2. Якщо нерозрізні плити запроектовані як розрізні шарнірно обперті, то площа перерізу арматури над гофрами настилу для запобігання тріщин повинна становити не менше 0,2 % площі поперечного перерізу бетону над гофрама при зведенні без застосування тимчасових опор підкріплення і 0,4 % цієї площі – при зведенні із застосуванням тимчасових опор підкріплення.

### 2.3.2. Прогин

3. Прогини сталезалізобетонної плити від прикладеного до неї навантаження повинні визначатись із застосуванням пружного розрахунку.

4. Обчислення прогинів можна не виконувати при виконанні обох умов: – відношення прольоту до товщини не перевищує граничних значень, при невисокому рівні напружень у бетоні.

5. Для внутрішніх прольотів нерозрізних плит, якщо з'єднання на зсув відповідає типу 1, 2 або 3 на рисунку 2.3, прогин можна визначати із застосуванням наступних спрощень: – момент інерції перерізу можна приймати як середнє значення для перерізу із тріщинами і без тріщин; – для бетону можна застосовувати середнє значення відношення модулів при короткотривалих і довготривалих дій.

6. Для крайніх прольотів можна не враховувати зсув на кінцях по контакту між сталлю і бетоном, якщо початкове навантаження, що спричинює зсув при випробуваннях (визначене як навантаження, що спричиняє деформацію [64] зсуву на кінцях 0,5 мм) перевищує в 1,2 рази розрахункове експлуатаційне навантаження.

7. Якщо ковзання кінців, що перевищує 0,5 мм, має місце при навантаженні, меншому ніж 1,2 рази від розрахункового експлуатаційного навантаження, то необхідно забезпечувати анкерування на кінцях. В якості альтернативи значення прогинів слід визначати з урахуванням деформацій зсуву на кінцях.

8. Якщо при проведенні експериментальної перевірки сталезалізобетонного перекриття з анкеруванням кінців вплив зсувного зєднання між профільованим листом і бетоном не встановлено, то розрахунок слід спростити і розглядати стале залізобетонне перекриття як арку з затяжкою. При розрахунку за такою моделлю видовження і скорочення її елементів призводить до прогину, який треба враховувати при визначенні загального значення.

## 2.4. Несуча здатність та переміщення залізобетонних конструкцій у незнімній опалубці

Розрахунок міцності поперечних перерізів сталезалізобетонних елементів при дії згинальних моментів і поздовжніх сил у загальному випадку пропонується робити з використанням гіпотез і положень відомої деформаційної моделі:

- деформації бетону на різних рівнях навантаження, включаючи граничний, визначаються з урахуванням нелінійності деформування за допомогою повної трансформованої діаграми  $\sigma_b-\varepsilon_b$ , що відповідає заданим вихідним параметрам;
- передбачається можливість переносу повної діаграми деформування бетону, отриманої при однорідному стиску на трансформовану діаграму, використовуючи для оцінки напружено-деформованого стану неоднорідно стиснутого перетину;
- вважається, що в граничному стані сталезалізобетонного перерізу рівнодіючі в бетоні й арматурі можуть не досягати одночасно граничних значень;
- при досягненні граничних крайових напружень бетону граничний стан перерізу не настає, і фібри бетону, напруження яких стають рівними значенням  $R_b$ , працюють в умовах спадної гілки діаграми  $\sigma_b-\varepsilon_b$ ;
- крайові напруження бетону, у міру наближення до граничного стану, досягають значень, що відповідають залишковій міцності бетону  $R_{bu} < R_b$ ;
- при переході від напружень у бетоні до зусиль (згинального моменту і подовжньої сили) проводиться процедура чисельного інтегрування по висоті нормального перерізу;
- напруження арматури в граничному стані досягають значень, обумовлених відповідно до критичних деформацій переріза.

Для визначення критичних деформацій бетону  $\varepsilon_{bu}$ , що відповідають граничному стану при неоднорідному деформуванню переріза, визначаються відповідні зусилля. Розглядаючи прямокутний переріз шириною  $b$ , рівнодіючу в

стиснутому бетону можна записати рівністю

$$N_b = b \int_0^{x_f} \sigma_b(\varepsilon_{bx}) dx, \quad (2.33)$$

де  $\sigma_b(\varepsilon_{bx})$  – функція стискаючих напружень бетону.

Для визначення рівнодіючої в стиснутому бетону, виконується підстановка значень відповідних напружень  $\sigma_b(\varepsilon_{bx})$ . Враховуючи гіпотезу плоских перерізів, змінне значення деформацій  $\varepsilon_{bx}$ , що змінюється за лінійним законом на висоті  $x$  від нейтральної осі перерізу (рисунок 2.4), виразимо через  $\varepsilon_{bx, \max}$ , розташоване на висоті  $x_f$  від нейтральної осі, його можна представити залежністю:

$$\varepsilon_{bx} = \frac{\varepsilon_{bx, \max} \cdot x}{x_f}, \quad (2.34)$$

де  $x_f$  – висота стиснутої зони перерізу.

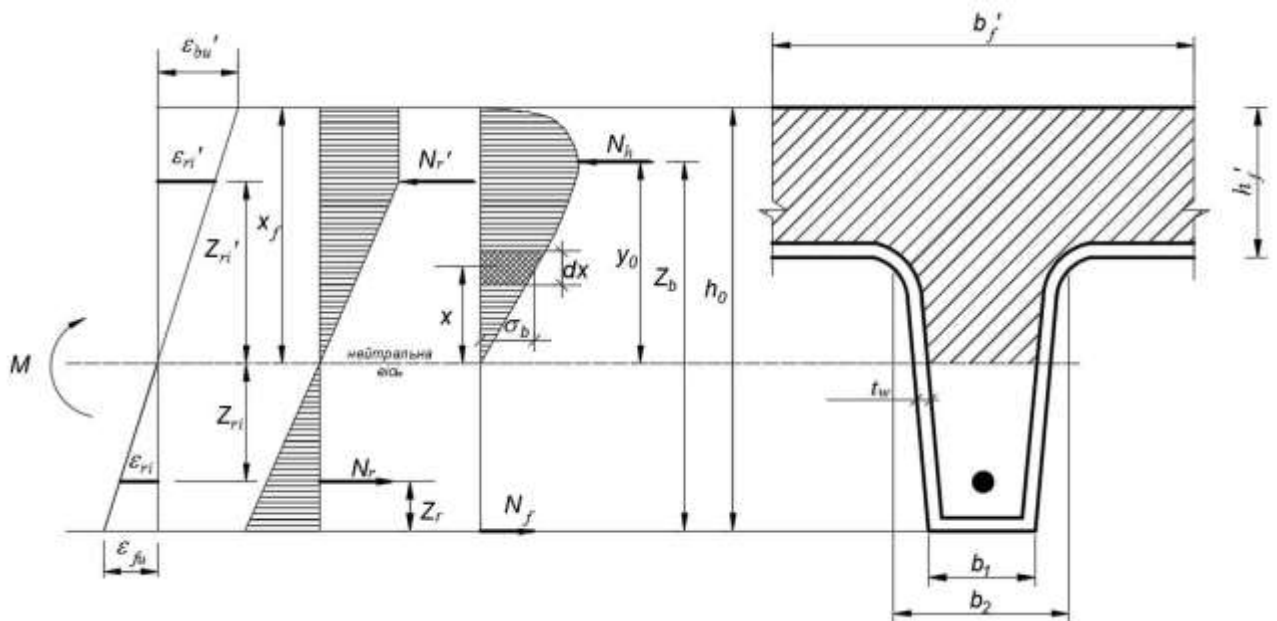


Рис. 2.4. Оцінка напружено-деформованого стану дослідних зразків серії П-3 при згині:

- а) схема дії навантаження та еюра деформацій; б) еюра напружень сталевій арматури та бетону і схема дії внутрішніх зусиль; в) схема перерізу

У першому наближенні висота стиснутої зони переріза може визначатися як  $x_f = x_R$ . В подальших розрахунках при необхідності така висота може

уточнюватися і коректуватися в залежності від рівняння рівноваги. Висота  $x_R$  визначається з такого рівноважного стану, при якому критичні деформації в крайніх фібрах стиснутого бетону  $\varepsilon_{bu}'$  відповідають граничному станові переріза, а критичні деформації на рівні центра ваги розтягнутої арматури рівні  $\varepsilon_{su}$ .

Використовуючи гіпотезу плоских перерізів, таку висоту можна знайти відповідно до розрахункової схеми (рис. 2.4, а):

$$x_f = \frac{h_0 \varepsilon_{bu}'}{\varepsilon_{fu} + \varepsilon_{bu}}, \quad (2.35)$$

де  $\varepsilon_{fu}$  – гранична деформація розтягнутої листової арматури, що може прийматися рівною фізичній або умовній межі текучості.

Після відповідної заміни, інтегрування, підстановки меж інтегрування і необхідних перетворень, (2.33) у чисельних експериментах рівнодіючі будуть мати вигляд:

$$N_{b1} = bx_f \left( C_1 \frac{\varepsilon_{bR}^2}{2} + C_2 \frac{\varepsilon_{bR}^3}{3} + C_4 \frac{\varepsilon_{bR}^4}{4} \right) \frac{1}{\varepsilon_{b,\max}}; \quad (2.36)$$

$$N_{b2} = bx_f \left[ D_0 + D_1 \frac{\varepsilon_{b,\max}}{2} D_2 \frac{\varepsilon_{b,\max}}{3} - \left( D_0 \varepsilon_{bR} + D_1 \frac{\varepsilon_{bR}^2}{3} - D_2 \frac{\varepsilon_{bR}^2}{3} \right) \frac{1}{\varepsilon_{b,\max}} \right]. \quad (2.37)$$

Замінімо вирази в круглих дужках параметрими  $L_1$  і  $L_2$ :

$$L_1 = \frac{C_1 \varepsilon_{bR}^2}{2} + \frac{C_2 \varepsilon_{bR}^3}{3} + \frac{C_3 \varepsilon_{bR}^4}{4}; \quad (2.38)$$

$$L_2 = \frac{D_0 \varepsilon_{bR}^2}{2} + \frac{D_1 \varepsilon_{bR}^2}{2} + \frac{D_2 \varepsilon_{bR}^3}{3}. \quad (2.39)$$

Параметри:  $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$  і  $D_0$ ,  $D_1$ ,  $D_3$  – знаходяться як коефіцієнти сплайн-функції.

Кінцеве значення складової рівнодіючої в бетоні при неоднорідному стиску можна виразити формулами:

$$N_{b1} = \frac{bx_f L_1}{\varepsilon_{b,\max}}; \quad (2.40)$$

$$N_{b2} = bx_f \left[ \left( D_0 + \frac{D_1 \varepsilon_{b,\max}}{2} + \frac{D_2 \varepsilon_{b,\max}^2}{3} \right) - \frac{L_2}{\varepsilon_{b,\max}} \right] \quad (2.41)$$

Для визначення координати точки прикладання рівнодіючої в стиснутій частині армованого перерізу визначається згинальний момент, що сприймається стиснутою частиною бетону відносно нейтральної осі перерізу,

$$M_b = b \int_0^{x_f} \sigma_b(\varepsilon_{bx}) x dx; \quad (2.42)$$

При визначенні згинального моменту, що сприймається стиснутою частиною бетону щодо нейтральної осі перерізу, також використовується підстановка напружень  $\sigma_b(\varepsilon_{bx})$  і деформацій  $\varepsilon_{bx}$ , як це відзначалося вище.

Виконавши таку підстановку, при переході від напружень у бетоні до згинального моменту, реалізуємо процедуру чисельного інтегрування по висоті стиснутої частини нормального перерізу. Після відповідної заміни, інтегрування, підстановки меж інтегрування і необхідних перетворень рівнодіючу у чисельних експериментах будемо представляти у формі складових:

$$M_b = M_{b1} + M_{b2}, \quad (2.43)$$

де  $M_{b1}$  – складова моменту від рівнодіючої, що сприймається стиснутим бетоном по висоті, у межах якої деформування відбувається за законом висхідної частини повної діаграми  $\sigma_b - \varepsilon_b$  рівна:

$$M_{b1} = \frac{bx_f^2 l_1}{\varepsilon_{b,\max}^2}, \quad (2.44)$$

$M_{b2}$  – така ж складова по висоті, де відбувається деформування за законом спадної частини цієї діаграми, обумовлена рівністю:

$$M_{b2} = bx_f^2 \left[ \left( \frac{D_0}{2} + \frac{D_1 \varepsilon_{b,\max}}{3} + \frac{D_2 \varepsilon_{b,\max}^2}{4} \right) - \frac{l_2}{\varepsilon_{b,\max}^2} \right] \quad (2.45)$$

Значення  $l_i$  знаходяться за формулами:

$$l_i = \frac{C_1 \varepsilon_{bR}^3}{3} + \frac{C_2 \varepsilon_{bR}^4}{4} + \frac{C_3 \varepsilon_{bR}^5}{5}; \quad (2.46)$$

$$l_1 = \frac{C_1 \varepsilon_{bR}^3}{3} + \frac{C_2 \varepsilon_{bR}^4}{4} + \frac{C_3 \varepsilon_{bR}^5}{5}; \quad (2.47)$$

$$l_2 = \frac{D_0 \varepsilon_{bR}^2}{2} + \frac{D_1 \varepsilon_{bR}^4}{3} + \frac{D_2 \varepsilon_{bR}^4}{4}. \quad (2.48)$$

Деформації визначаються залежністю:

$$\varepsilon_{bR} = 0,0007 R_b^{0,31} \quad (2.49)$$

Рівнодіюча стиснутої частини армованого перерізу визначається як сума складових: рівнодіючої в стиснутому бетоні та рівнодіючої стиснутої частини листової арматури. Рівнодіюча всіх внутрішніх зусиль, що сприймається армованим перерізом, може бути представлена залежністю,

$$N_c = N_b + \sum_{i=1}^n N_{ri}. \quad (2.50)$$

Рівнодіюча стиснутої частини вертикальних листів визначається за формулою:

$$N'_{ri} = \sigma'_{ri} + A'_{ri}, \quad (2.51)$$

де  $i = 1, 2, \dots, n$  – кількість фібр в стиснутій частині переріза листової арматури, розміщених на відстані  $z_{ri}$  від нейтральної вісі;

$\sigma_{ri}$  – напруження  $i$ -тої фібри стиснутої листової арматури.

Точність роботи запропонованої математичної моделі розрахунку сталезалізобетонних конструкцій повністю залежить від точності вхідної інформації про фізико-механічні характеристики сталеві арматури. Для врахування непружних властивостей листової і стрижневої арматури доцільно використовувати їх реальні діаграми " $\sigma_y - \varepsilon_y$ ".

Форма реальної діаграми розтягу арматурної сталі є досить складною, тому умовно поділимо її на чотири ділянки. Перша ділянка діаграми відповідає пружній роботі сталі з початковим модулем  $E_o$  та границею пружності, що

приблизно складає  $\sigma_r \approx 0,6\sigma_{ry}$ . Тут діє закон Гука, а вираз матиме вигляд:

$$\sigma_i \approx \varepsilon_i E, 0 \leq \varepsilon_i < \varepsilon_y. \quad (2.52)$$

Від початку межі пружності до початку межі текучості, криволінійну ділянку опишемо залежністю:

$$\frac{\sigma_i}{\sigma_y} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta}, \eta = \frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_y}. \quad (2.53)$$

Для побудови кривої потрібно три точки. Візьмемо початок координат за першу точку, початок межі текучості буде вершиною кривої. Таким чином можна описати кривою другу ділянку, що лежить в межах:

$$\frac{0,6\sigma_y}{E} \leq \varepsilon_i < \varepsilon_y. \quad (2.54)$$

Коефіцієнт  $k$  визначаємо із умови проходження кривої через точку межі текучості:

$$k = \frac{E^2 \sigma_y^2 - 1,2\sigma_y \varepsilon_y E + 0,6\sigma_y^2}{0,4\sigma_y \varepsilon_y E}. \quad (2.55)$$

Третя ділянка – ділянка межі текучості. Її подано прямою, що паралельна осі абсцис (осі X), тобто:

$$\sigma_i = \sigma_y, \varepsilon_y \leq \varepsilon_i < \varepsilon_{yn}. \quad (2.56)$$

Четверта ділянка розпочинається від кінця ділянки текучості до межі міцності. Початковою точкою кривої буде початок координат, проміжною кінець ділянки текучості, а вершиною кривої – тимчасовий граничний опір. Коефіцієнт  $k$  визначаємо із умови проходження кривої через вказані точки:

$$k = \frac{\sigma_y^2 - \eta_0^2 - 2\eta_0}{\eta_0 - \sigma_y \eta_0}, \eta = \frac{\varepsilon_{yn}}{\varepsilon_u}. \quad (2.57)$$

Отримані криві відповідають реальним діаграмам, відхилення результатів лежить в межах 1...3 %. Алгоритм побудови діаграми " $\sigma_y - \varepsilon_y$ " подано на рисунку 2.5.

Враховуючи гіпотезу плоских перерізів та сумісність деформування бетону



з арматурою, деформації  $i$ -тої фібри листової арматури можна виразити:

$$\varepsilon_{ri} = \frac{\varepsilon_{bu} z_{ri}}{x_f}. \quad (2.58)$$

Згинальний момент, що сприймається стиснутою частиною армованого перерізу відносно нейтральної осі, знаходиться за формулою:

$$M_c = M_b + \sum_{i=1}^n M_{ri}. \quad (2.59)$$

де  $M_b$  – згинальний момент, що сприймається стиснутою частиною бетону щодо нейтральної осі перерізу;

$M_{ri}$  – згинальний момент, що сприймається стиснутими фібрами вертикальних листів відносно нейтральної осі перерізу:

$$M_{ri} = N_{ri} z_{ri}. \quad (2.60)$$

Міцність такого перерізу визначається згідно із розрахункової схеми внутрішніх зусиль за формулою:

$$M_R = N_c \cdot Z_b - N_r \cdot Z_r, \quad (2.61)$$

де  $Z_b$  – плече внутрішньої пари сил (відстань між рівнодіючою стиснутою частиною армованого перерізу і розтягнутого нижнього сталевго листа) визначається згідно до розрахункової схеми за формулою:

$$Z_b = y_0 + h_0 - x_f. \quad (2.62)$$

$$N_r = \sum_{i=1}^n \sigma_{ri} A_{ri}, \quad (2.63)$$

де  $N_r$  – рівнодіюча розтягнутої частини вертикальних листів:

$i = 1, 2, \dots, n$  – кількість фібр розтягнутої частини переріза листової арматури розміщених на відстані  $z_{ri}$  від нейтральної осі:

$$\varepsilon_{ri} = \frac{\varepsilon_{fu} z_{ri}}{h_0 - x_f}, \quad (2.64)$$

де  $\varepsilon_{fu}$  – гранична деформація розтягнутого нижнього сталевго листа, що може прийматися рівною фізичній або умовній межі текучості. При опорі нижнього

сталевого листа  $R_{fy}$  і модулі пружності  $E_f$  така деформація рівна:

$$\varepsilon_{fy} = \frac{R_{fu}}{E_f}, \quad (2.65)$$

$Z_r$  – плече внутрішньої пари сил (відстань між рівнодіючою розтягнутої частини переріза вертикальних листів і розтягнутого нижнього сталевого листа) визначається згідно із розрахункової схеми за формулою:

$$Z_r = h_0 - x_f - y_{or}, \quad (2.66)$$

де  $y_{or}$  – координата центра ваги епюри напружень розтягнутої частини перерізу вертикальних листів відносно нейтральної осі, що визначається по аналогії  $y_{or}$ .

Рівність (2.63) буде використовуватись для реалізації в числових експериментах ітераційного пошуку крайових критичних деформацій бетону  $\varepsilon_{bu}$  неоднорідно армованого перерізу в граничному стані. Для відшукування таких деформацій визначається екстремальне значення моменту при відповідному значенні крайових деформацій  $\varepsilon_{b,max}$ . Вибраний в процесі ітераційних наближень параметр  $\varepsilon_{b,max}$  при екстремальному значенні функції (2.65) можна вважати крайовою критичною деформацією  $\varepsilon_{bu}$ . Згинальний момент, що визначений в останній ітерації, при значенні деформацій  $\varepsilon_{bu}$  можна вважати також критичними  $M_u$ .

При використанні вищенаведеної методики розрахунку, а також відповідних гіпотез і передумов, розроблені алгоритм визначення несучої здатності сталезалізобетонних плит П-1, П-2, П3, а також отримані графіки  $M_R - \varepsilon_{b,max}$  та  $M_R - f_{max}$ .

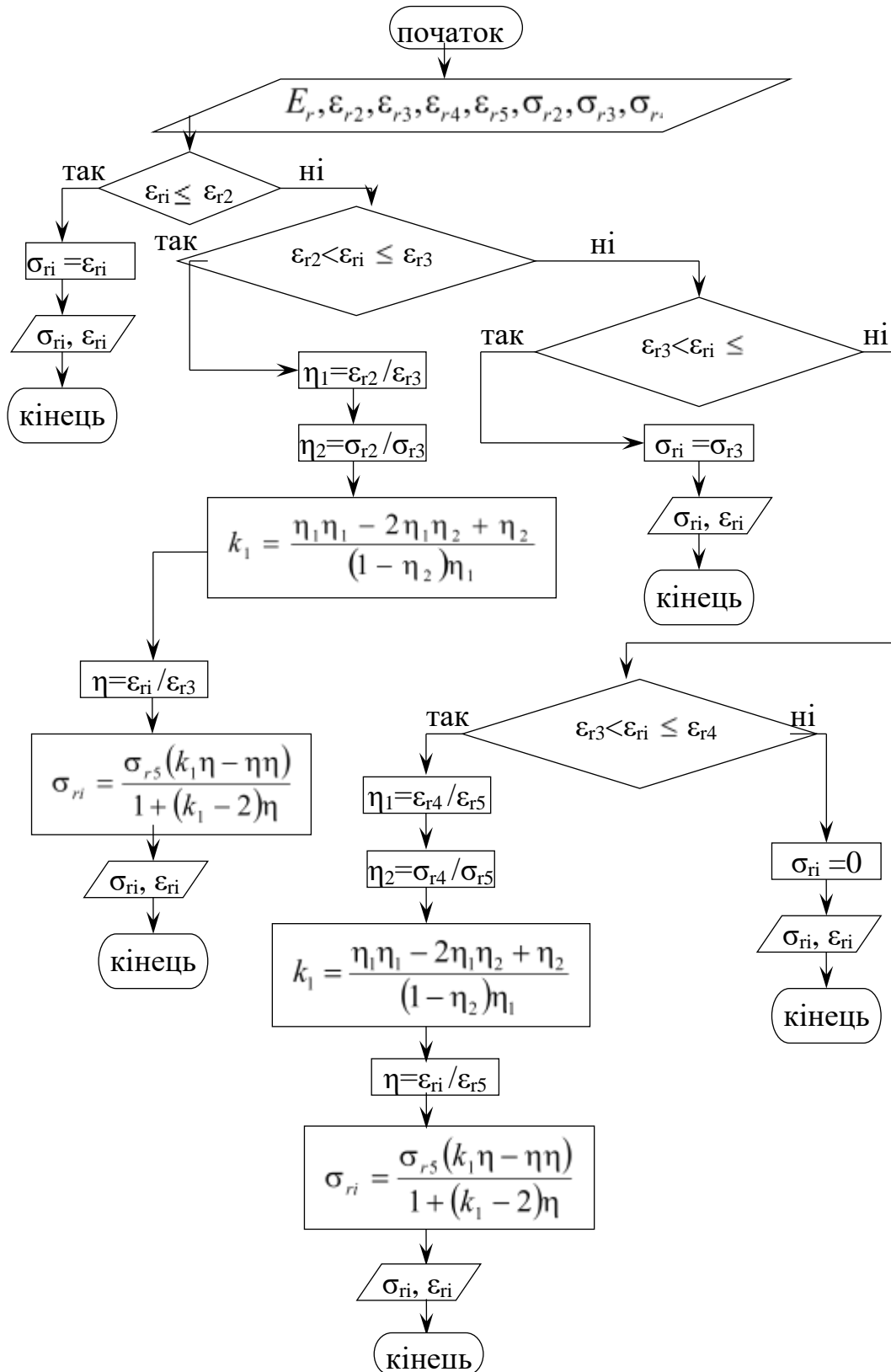


Рис. 2.5. Блок-схема визначення напружень в арматурі

Результати оцінки міцності нормальних перерізів дослідних сталезалізобетонних плит за нелінійною деформаційною моделлю наведені в таблиці 2.1.

Порівнюючи отримані експериментальні значення з дослідними, можна сказати, що максимальна розбіжність граничних значень згинального моменту і прогинів сталезалізобетонних елементів складає до 10 %. Таке відхилення можна вважати задовільним.

Таблиця 2.1

Результати оцінки міцності і жорсткості нормальних перерізів дослідних сталезалізобетонних плит за нелінійною деформаційною моделлю

Дослідні зразки	Згинальний момент, кН·м		Розбіжність %	Прогин, см		Розбіжність %
	$M_{експ.}$	$M_{теор.}$		$f_{експ.}$	$f_{теор.}$	
П-1-1	32,71	30,80	-6,2	0,97	0,90	7,2
П-2-1	45,80	44,58	-2,7	1,35	1,24	8,1
П-2-2	50,04	53,79	6,9	1,48	1,37	7,4
П-3-1	79,29	73,52	-7,8 1,35		1,25	7,4
П-3-2	88,99	87,15	-2,1 1,43		1,42	0,7
П-3-3	92,37	96,84	4,6	1,32	1,45	-9,8
Середнє арифметичне ( $M_m/M_{ек}$ )			0,990	$(f_m/f_{ек})$		0,965
Середнє квадратичне відхилення			0,053			0,065
Коефіцієнт варіації			0,053			0,067

## 2.5. Приклад розрахунку сталезалізобетонних плит перекриття по профільованому настилу

### Приклад 1

**Дано:** залізобетонна плита із зовнішньою арматурою із СПН марки Н80А-674-0,9 ( $R_n = 220 \text{ МПа}$ ,  $A_n = 2,75 \text{ см}^2$ ). Настил розміщено широкою полицею гофра донизу. Бетон класу С12/15  $R_b = 7,65 \cdot 0,85 = 6,5 \text{ МПа}$ ,  $R_{br} = 0,75 \cdot 0,85 = 0,64 \text{ МПа}$ , де 0,85 – коефіцієнт, що враховує тривалість дії навантаження). Розміри поперечного перерізу візьмемо з наведеного рисунка. Розрахункова поперечна сила на один гофр сталевго профільованого настилу

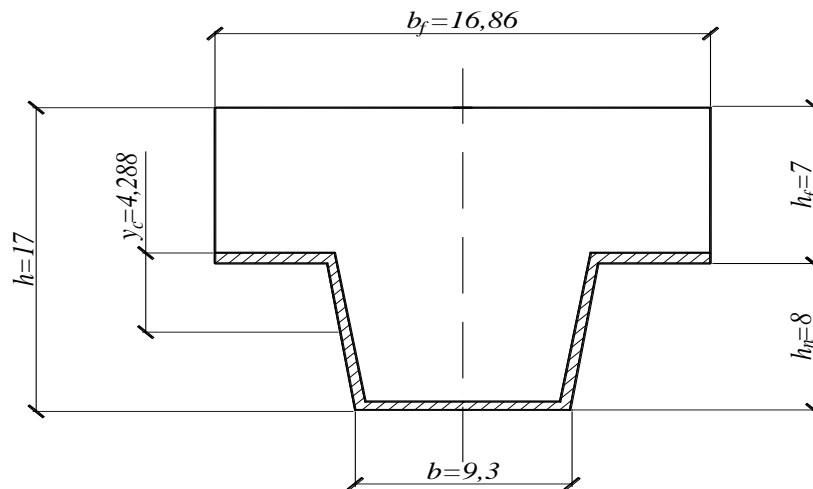


Рис. 2.6. Переріз плити

**Розрахунок**

Перевіряємо умову:

$$Q \leq 0,3\varphi_{b1}R_b \left[ \frac{b+b'}{2} \right] h_0. \quad (2.67)$$

Коефіцієнт  $\varphi_{b1}$  визначаємо за формулою:

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b, \quad (2.68)$$

де  $\beta$  – коефіцієнт, приймаємо для важкого бетону рівним 0,01.

Отже,  $\varphi_{b1} = 1 - 0,01 \cdot 6,5 = 0,93$ .

Робоча висота перерізу  $h_0 = h_c + h_f = 4,288 + 7 = 11,29$  см.

Таким чином,

$$Q = 0,3 \cdot 0,93 \cdot 6,5 \left[ \frac{9,3 + 11,86}{2} \right] \cdot 11,29 = 31 \text{ кН} > 10 \text{ кН}. \quad (2.69)$$

Отже, умова виконується.

Визначаємо поперечну силу  $Q_b$ , що сприймається бетоном, за формулою:

$$Q = \frac{\left\{ \left[ \frac{\varphi_{b4}(1+\varphi) \cdot R_{bt}(b+b')}{2} \right] \cdot h_0^2 \right\}}{h} \quad (2.70)$$

Коефіцієнт  $\varphi_{b4}$  для важкого бетону приймаємо 1,5. Коефіцієнт  $\varphi_n$  дорівнює 0.

$$Q = \frac{\left\{ \left[ \frac{1,5 \cdot 0,64(9,3 + 11,86)}{2} \right] \cdot 11,29^2 \right\}}{15} = 8,63 \text{ кН}. \quad (2.71)$$

Перевіряємо умову:

$$Q \leq 0,17 R_n h_n 2t + Q_b = 0,17 \cdot 220 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 0,1 + 8,63 = 14,6 \text{ кН} > 10 \text{ кН}. \quad (2.72)$$

### Приклад 2

Дано: монолітна залізобетонна плита з зовнішньою арматурою із СПН марки Н80А-674-1,0.  $A_n = 3,05 \text{ см}^2$ ,  $R_n = 220 \text{ МПа}$ ,  $\gamma_c = 4,288 \text{ см}$ . Настил орієнтовано широкою полицею гофра донизу. Бетон класу С15/20.  $R_b = 11,5 \cdot 0,85 = 9,78 \text{ МПа}$ ,  $\gamma_{b2} = 0,85$  (коефіцієнт умов роботи, що враховує тривалість дії навантаження). Розрахунковий згинальний момент – 5000 Нм. Розрахунковий переріз приймається за наведеним рисунком. Потрібно перевірити міцність перерізу плити в прольоті.

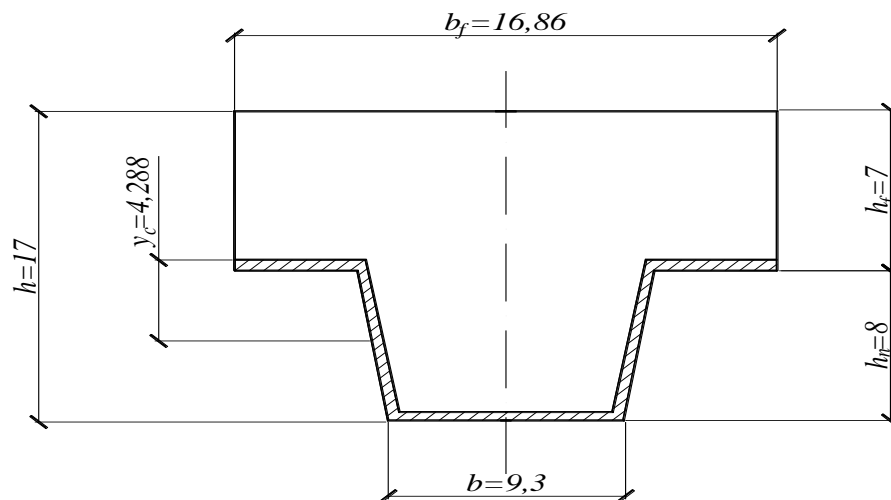


Рис. 2.7. Переріз плит

### Розрахунок

Розрахункова характеристика стисненої зони бетону дорівнює:

$$\omega = \alpha - 0,008 \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 9,78 = 0,77. \quad (2.73)$$

Визначаємо граничне значення відносної висоти стисненої зони бетону в перерізі:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_n \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}{\sigma_{SR}}} = \frac{0,77}{1 + \frac{220 \left(\frac{1 - 0,77}{1,1}\right)}{500}} = 0,68. \quad (2.74)$$

Граничне значення висоти стисненої зони бетону обчислюємо за формулою

$$x_R = \xi_R h_0 = 0,68 \cdot 11,28 = 7,67 \text{ см}, \quad (2.75)$$

де  $h_0$  – робоча висота перерізу ( $h_0 = y_c + h_f = 4,288 + 7 = 11,288 \text{ см}$ ).

Знаходимо висоту стисненої зони бетону:

$$x = \frac{(\gamma_n R_n A_n)}{R_b b_f} = \frac{(0,8 \cdot 220 \cdot 3,05)}{(0,78 \cdot 16,86)} = \frac{537}{164,89} = 3,25. \quad (2.76)$$

Оскільки  $x < x_R$  і  $x < h_f$ , нейтральна вісь проходить у межах товщини полиці і не перетинає стінок профільованого настилу.

**Розрахунок здійснюємо за такою умовою**

$$M_{span} \leq R_b b_f x (h_0 - 0,5x) = 9,78 \cdot 16,86 \cdot 3,25 \cdot (11,288 - 0,5 \cdot 3,25) = 5178; (2.77)$$

$H_M > 5000$ . Отже, міцність перерізу забезпечено.

## **Висновок до розділу 2**

**Проаналізувавши результати розрахунків можна зробити наступні висновки:**

1. Виконано доопрацювання математичної моделі, яке дозволило враховувати порожнини у поперечних перерізах.
2. За розрахунок будь-яких сталезалізобетонних конструкцій з різною конфігурацією поперечного перерізу і розміщенням арматури, в повній мірі враховуючи при цьому пружнопластичні властивості бетону та арматури, а також напружено-деформований стан сталезалізобетонних згинальних елементів.

## РОЗДІЛ 3

### ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЛИТ ПЕРЕКРИТТЯ З ПРОФІЛЬОВАНИМ НАСТИЛОМ

#### 3.1. Задачі та програма експериментальних досліджень сталезалізобетонних плит перекриття з профільованим настилом

При складанні програми експериментальних досліджень враховано, що несуча здатність сталезалізобетонних елементів залежить від геометричних розмірів (геометричних характеристик сталевого профільованого елемента, пластин та бетонної частини), фізико-механічних властивостей матеріалів (сталі, бетону) та способу забезпечення сумісної роботи складових частин комплексних конструкцій (рис. 3.1).

Метою проведення експериментальних випробувань сталезалізобетонних елементів було дослідження:

- впливу наявності та профілів виштамповок для з'єднання бетонної та сталеві частин сталезалізобетонних елементів на їх несучу здатність та деформативність;
- сумісної роботи двох складових комплексних конструкцій при застосуванні виштамповок та без них;
- розвитку тріщиноутворення в бетоні та пластичних властивостей сталеві частини;
- прогинів і деформацій на різних ступенях завантаження;
- характеру руйнування дослідних зразків при різних характерах завантаження.

Враховуючи наведені цілі дослідження для отримання експериментальних результатів, які дадуть можливість достатньою мірою судити про особливості роботи сталезалізобетонних елементів із використанням різних видів профільованого настилу, різного компонентного складу бетону та сталі були запроєктовані дві групи зразків (табл. 3.1) [147].



Таблиця 3.1

## Характеристика експериментальних зразків

№ п/п	Спосіб випро- бування	Умовне позначення серії зразків	Висота (довжина) зразка, мм	Наявність виштам- повок
1	згин	П1	1200	–
2		П2	1200	+
3		П3	1200	+

Програма експериментальних досліджень включає в себе вивчення зміни напружено-деформованого стану дослідних зразків при дії:

1. Згинального моменту: елементи плит по профнастилу серій П1, П2, П3;

В ході вивчення характеру роботи досліджуваних елементів було заплановано отримати залежності відносних деформацій та прогинів від навантаження, графіки розподілу деформацій по довжині зразків та реальну картину руйнування. Всі етапи виконання програми експерименту фіксувалися цифровою фотозйомкою.

### 3.2. Конструкції дослідних зразків та технологія їх виготовлення

Монолітні плити з листовою арматурою належать до сталезалізобетонних конструкцій, у яких використовується зовнішня листова арматура, розміщена на крайніх гранях поперечного перерізу. При влаштуванні перекриттів сталеві профілі збирають у вигляді настилу і використовують як опалубку. Після твердіння і досягнення бетоном проектної міцності листова профільована арматура входить до складу плити в якості робочої арматури. Включення настилу до складу плити забезпечується анкерами різноманітної конструкції чи замоноличенням у бетоні частин самого настилу.

Монолітні плити по сталевому профільованому настилу до цього часу вивчені досить добре [1, 3]. Але конструктивні розробки анкерних засобів для забезпечення сумісної роботи арматури з бетоном при спіранні плит на бетонні,

залізобетонні, цегляні чи металеві конструкції практично відсутні або ж передбачають використання в цих випадках звичайних стрижневих анкерів, які закріплюються до настилу за допомогою зварювання і потребують додаткових закладних деталей.

Аналіз результатів досліджень [7, 41, 46, 77, 78, 96], проведених до цього часу, і вивчення досвіду використання сталезалізобетонних плит по сталевому профільованому настилу показують, що при достатньому техніко-економічному обґрунтуванні монолітні плити по сталевому профільованому настилу є досить ефективним (можуть давати економію сталі в порівнянні із звичайними залізобетонними до 30%). Вони мають ряд переваг і, не зважаючи на деякі недоліки, відповідають усім вимогам сучасного будівництва. Однією з проблем, що виникають при проектуванні конструкцій із листовою арматурою, є забезпечення сумісної роботи бетону та сталі. Усі існуючі анкерні засоби закріплюються на листовій арматурі за допомогою зварювання або за допомогою відігнутих частин самого анкера без проведення зварювальних робіт [96].

Для доведення можливості використання в будівництві цього методу були запроектовані дослідні зразки монолітних плит по профільованому настилу – прямокутні у плані  $800 \times 1200$  мм (рис. 3.1), які утворені несучим профнастилом Н85–850–0,8 з цинковим покриттям товщиною  $275 \text{ г/м}^2$ , поверх якого влаштована монолітна бетонна плита товщиною 40 мм із заповненням гофрів. В двох серіях зразків П2 та П3 був використаний профільований настил з виштампівками різного профілю, а в зразках П3 були використані арматурні каркаси [105]. Ще однією відмінністю між зразками П2 та П3 були умови зберігання, а саме зразки П2 були випробувані після перебування в лабораторних умовах, а зразки П3 протягом 365 діб знаходилися під дією атмосферних впливів [88].

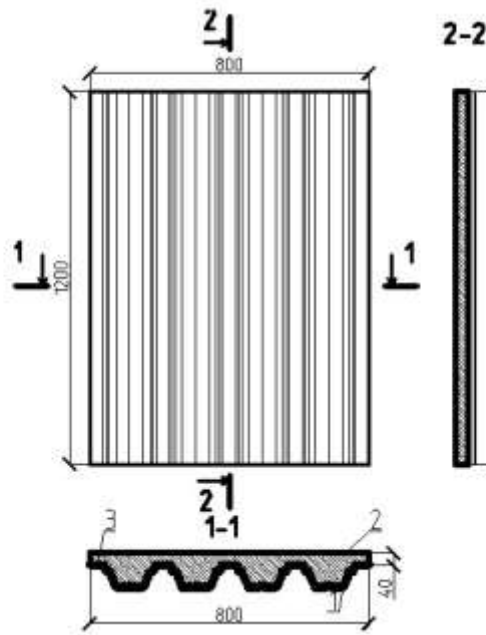


Рис. 3.1. Конструкція дослідних зразків плит по профільованому настилу:

1 – профнастил Н75–750–0,8; 2 – монолітна бетонна плита; 3 – з’єднання

При виготовленні елементів плит витримувалась наступна технологія: в заводських умовах на промисловій гільйотині нарізалися листи профнастилу на частини необхідної величини;

– укладання бетонної суміші.

Для визначення фізико-механічних властивостей складу бетону, одночасно з відповідними зразками виготовлялись три комплекти стандартних бетонних кубиків (100×100×100 мм) та призм (100×100×400 мм). Після виготовлення всі зразки зберігались у лабораторних умовах при температурі +15...18 °С з відносною вологістю 70...75 % до набору проектної міцності бетону, а потім плити ПЗ були переміщені на відкрите повітря.

### 3.3. Методика проведення експерименту

Зразки випробовувались при досягненні проектної міцності бетону у віці старше від 28 діб.

Випробування проводилися на дію короточасних навантажень на пресах та стендових установках лабораторії кафедри ЗБ і КК та ОМ Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка (рис. 3.2 – 3.3).

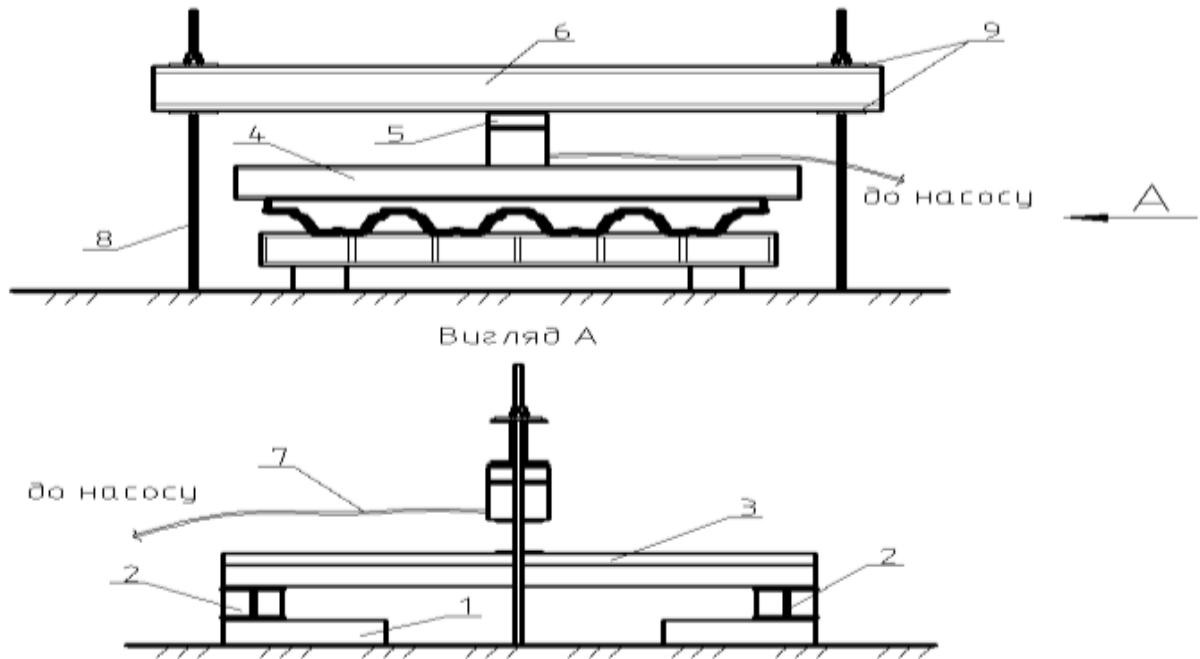


Рис. 3.2. Схема установки для випробування плит:

1 – підставка, 2 – опора, 3 – плита, 4 – розподілююча траверса, 5 – домкрат,  
6 – обмежуюча траверса, 7 – маслопровід, 8 – штанги



Рис. 3.3. Випробування елемента плит перекриття по профнастилу

Під час проведення експериментальних досліджень [74] напружено-деформованого стану зразків на дію згинального моменту і повздовжньої сили відмічались характерні особливості розподілення деформацій по висоті перерізу, а також інтенсивність зростання прогинів та характер руйнування [89]. Відносні поздовжні деформації по висоті й ширині елементів із метою виключення зусиль зсуву вимірювалися в зоні чистого згину за допомогою електротензорезисторів

типу 2ПКБ 20-200в однієї комплектності з вибірковою перевіркою на придатність за ГОСТ 21615-76. Відліки по електротензорезисторах знімалися за допомогою приладу "АИД-4" та "ВНП-8". Також для контролю деформацій у найбільш стиснутих і розтягнутих волокнах зразка встановлювалися індикатори годинникового типу ИЧ 10 із ціною поділки 0,01 мм; база становила 200 мм. Вертикальні переміщення згинальних зразків у процесі навантаження фіксувалися за допомогою прогиноміра "Аистова" типу ПАО-6, який установлювався по середині прольоту. Схема навантаження для випробування на дію згинаючого моменту та повздовжньої сили з розміщенням індикаторів годинникового типу та прогиноміра зображена на рис. 3.4 – 3.5.

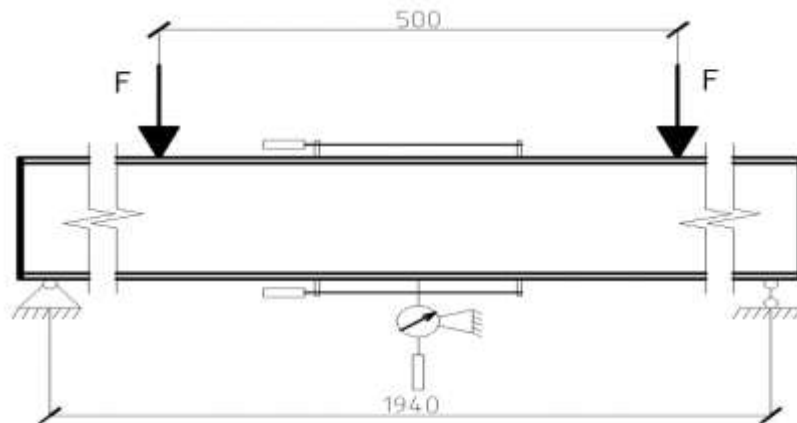


Рис. 3.4. Схема завантаження та розміщення вимірювальних приладів для згинальних елементів прольотом 2 м

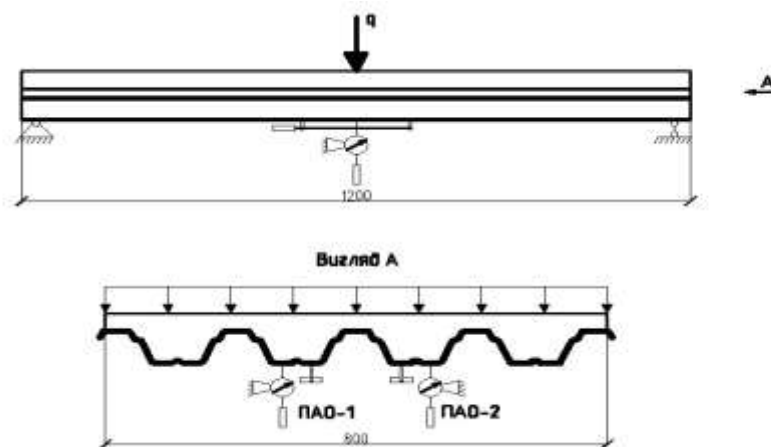


Рис. 3.5. Схема завантаження та розміщенням індикаторів годинникового типу, прогиномірів для елементів плит по профнастилу

При наклеюванні електротензорезисторів на бетонну й металеву поверхню дослідних зразків, поверхня зачищалася абразивним бруском і шліфувальною шкуркою із різною крупністю. Обезжирення поверхні проводилось ацетоном та спиртовим розчином. Після просихання поверхні проводилося ґрунтування декількома шарами клею БФ-2. Одночасно наносився шар клею на нижню сторону електротензорезистора і конденсаторного паперу, що запобігав короткому замиканню датчика з металеву поверхню. За 1-2 хв. накладався тензорезистор на нанесений шар клею згідно з розміткою через прокладку із целюлозної плівки товщиною 0,02 мм. Схеми та фотокартки розміщення електротензорезисторів зображені на рис. 3.6 – 3.7.

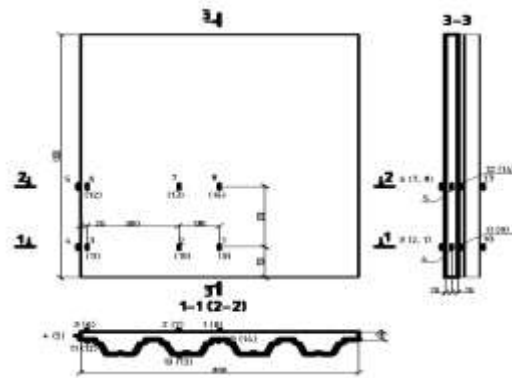


Рис. 3.6. Схема розміщення електротензорезисторів для елементів плит по профнастилу



Рис. 3.7. Розміщення електротензорезисторів при дослідженні елементів плит по профнастилу

### 3.4. Фізико-механічні характеристики прийнятих матеріалів

Для визначення фізико-механічних характеристик міцності і деформативності листової сталі були відібрані листові смуги, що відрізані від залишків листів даної партії і оброблені згідно з вимогами [68].

Відповідно до [68, 69] випробування зразків листової сталі проводились ступенево-зростаючим навантаженням на розривній машині МР-500 кафедри ЗБ і КК та ОМ. В процесі випробування визначались: межа текучості  $\sigma_y$ ; тимчасовий опір розтягу  $\sigma_u$ ; модулі пружності листової арматури  $E_s$ ; абсолютне видовження  $\varepsilon_{s,u}$ . Результати дослідження арматурних сталей наведені в табл. 3.2, залежність  $\sigma_s - \varepsilon_s$  – на рис. 3.8.

Випробування сталевих смужок проводились на трьох зразках даної партії. До партії металу відносяться елементи одного виду прокату (по номерам профілів, товщинам і маркам сталі), що входять в склад однотипових елементів. Для випробування на розтяг використовуються пропорційні плоскі товщини в робочій частині 2.5 мм і більше з початковою розрахунковою довжиною:

$$l_0 = 11,3\sqrt{F_0}. \quad (3.1)$$

Таблиця 3.2

Фізико-механічні характеристики листової сталі

Тип сталевого листа	Фактична площа $A_s$ , $\text{см}^2$	Межа текучості $R_{yn}$ , МПа	Тимчасовий опір $R_{um}$ , Мпа	Модуль пружності $E_s \cdot 10^{-5}$ , Мпа	Абсолютне видовження $\varepsilon_{s,u}$ , %
лист 4 мм	0.807	247,4	356,8	2,06	33,3
лист 12 мм	3.545	251,5	371,7	2,07	34,1

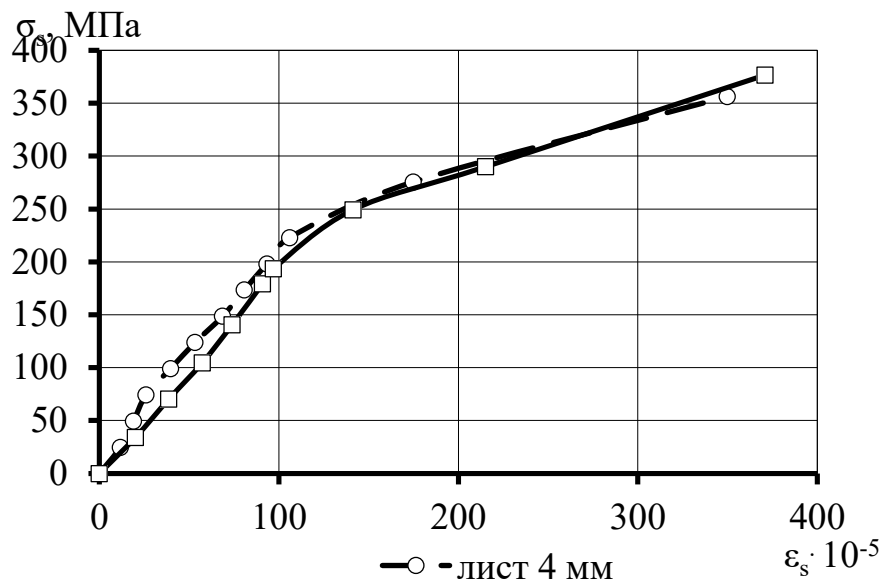


Рис. 3.8. Залежність  $\sigma_s - \epsilon_s$  за результатами випробувань сталевих смужок

Всі вимоги і правила виконувалися згідно [68]. Межу текучості  $R_{yn}$  або тимчасовий опір листової сталі  $R_{tm}$  по результатам статистичної обробки даних випробуваних зразків визначають за формулою:

$$R_n = \sigma_n - \alpha S, \quad (3.2)$$

де  $\sigma_n$  – середнє арифметичне значення межі текучості або тимчасовий опір

випробуваної партії зразків, яке визначається за формулою:

$$\sigma_n = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \sigma_i, \quad (3.3)$$

$\alpha$  – коефіцієнт, що враховує об'єм вибірки:

$$\alpha = 1,65 \left( 1 + \frac{0,91}{\sqrt{n}} + \frac{1,5}{n} \right), \quad (3.4)$$

$S$  – середнє квадратичне відхилення результатів випробувань:

$$S = 1,65 \left( 1 + \frac{0,91}{\sqrt{n}} + \frac{1,5}{n} \right), \quad (3.5)$$

де  $\sigma_i$  – межа текучості або тимчасовий опір  $i$ -го зразка;

$n$  – число випробуваних зразків.



За основну характеристику міцності арматурної сталі в нормах [68] прийнято границю текучості, значення якої визначені із забезпеченістю 95%, що еквівалентна поняттю нормативної міцності арматури  $R_{yn}$  або  $R_{sn}$ .

При значенні  $S/\sigma_n > 0,1$  використання результатів, отриманих згідно цих випробувань, не допускається. Результати статистичної обробки арматурних сталей наведені в табл. 3.3

За результатами випробувань фізико-механічних властивостей листової арматури: листовая арматура товщиною  $\delta=4$  мм – межа текучості  $R_{yn}=247,4$  МПа, тимчасовий опір  $R_{un}= 356,8$  МПа, сталь віднесена до класу С245; листовая арматура товщиною  $\delta=12$  мм – межа текучості  $R_{yn}=251,5$  МПа, тимчасовий опір  $R_{un}= 371,7$  МПа, сталь віднесена також до класу С245.

Таблиця 3.3

## Статистичні характеристики листової сталі

Тип сталевого листа	Середнє арифметичне значення $\sigma$ , МПа		Коефіцієнт вибірки, А	Середнє квадратичне відхилення S, МПа		Межа текучості $R_{yn}$ , МПа	Тимчасовий опір $R_{un}$ , МПа
	$\sigma_y$	$\sigma_u$		$S_y$	$S_u$		
лист 4 мм	252,1	374,0	3,34	2,01	5,15	247,4	356,8
лист 12 мм	259,8	382,3	3,34	2,49	3,17	251,5	371,7

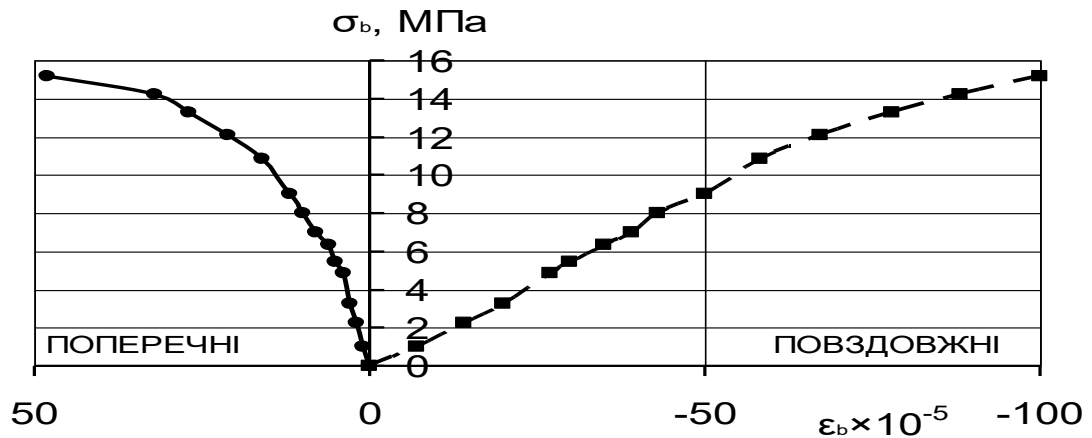
Фізико-механічні характеристики бетону визначались шляхом випробування контрольних кубиків  $100 \times 100 \times 100$  мм і призм  $100 \times 100 \times 400$  мм. Середні характеристики міцності бетону приводяться в табл. 3.4.

Залежність  $\sigma_b - \varepsilon_b$  для використаного бетону складу №1 не прямо пропорційна навантаженню (рис. 3.9). По отриманим поздовжнім і поперечним деформаціям при навантаженні 30% від руйнуючого визначався початковий модуль пружності  $E_b$  і коефіцієнт поперечних деформацій  $\nu_\varepsilon$  [4].

Таблиця 3.4.

## Фізико-механічні характеристики бетонних зразків

Склад бетону	Кубикова міцність $R_m$ , МПа	Середня призмova міцність $R_{bm}$ , МПа	Початковий модуль пружності $E_\epsilon$ , $10^3$ , МПа	Коефіцієнт Пуассона, $\nu_\epsilon$
№ 1	27,1	15,2	18,4	0,21

Рис 3.9. Залежність  $\sigma_b - \epsilon_b$  за результатами випробувань бетонних призм

Статистичні характеристики випробуваних бетонних зразків наведені в табл. 3.5 – 3.6.

Таблиця 3.5

## Статистичні характеристики бетонних зразків-кубиків

Склад бетону	Середня кубикова міцність бетону в партії $R_m$ , МПа	Розмах міцності бетону в партії $W_m$ , МПа	Середнє квадратичне відхилення міцності в партії $S_m$ , МПа	Коефіцієнт варіації міцності бетону в партії $V_m$ , %	Нормативна міцність бетону на стиск (клас бетону) $B$ , МПа
№1	27,1	2,8	1,66	6,1	19,4

Характеристики бетонних зразків – кубиків та призм – отримані в результаті статистичного аналізу, тобто середня кубикова та призмове міцність в партії зразків, відповідно, показують, що відхилення від нормативних аналогічних показників для кожного з прийнятих складів бетонної суміші є досить незначними і не перевищують 7 %. Середній коефіцієнт варіації міцності бетону для всіх випробуваних зразків як кубиків, так і призм дорівнює 6,35 %.

Таблиця 3.6

Статистичні характеристики бетонних зразків-призм

Склад бетону	Середня призмове міцність бетону в партії $R_{bm}$ , МПа	Розмах міцності бетону в партії $W_m$ , МПа	Середнє квадратичне відхилення міцності в партії $S_m$ , МПа	Коефіцієнт варіації міцності бетону в партії $V_m$ , %	Нормативна призмове міцність бетону на стиск (клас бетону) $R_{bn}$ , МПа
№1	15,2	1,7	1	6,6	12,7

### 3.5 Аналіз результатів експериментів. Згинальні елементи

#### 3.5.1. Особливості деформування і несуча здатність елементів сталезалізобетонних плит по профільованому настилу

Згідно прийнятого плану експериментальних досліджень передбачалося вивчення роботи та особливостей деформування елементів [103] плит із профільованим зовнішнім армуванням, в яких сумісна робота бетону і сталі забезпечувалася шляхом застосування профнастилу з виштамповками. Використане дослідне обладнання дало змогу в лабораторних умовах вивчити їх роботу під ступеневим статичним навантаженням та отримати характеристики напружено-деформованого стану на будь-якій стадії завантаження [6].

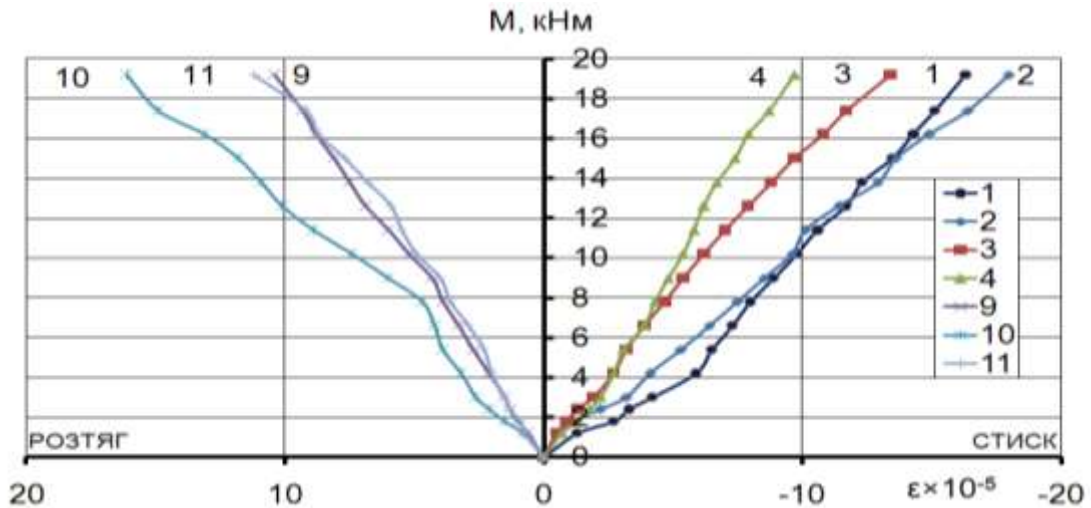


Рис. 3.10. Залежність відносних деформацій від навантаження в перерізі 1-1 зразка ПЗ заміряні електротензорезисторами

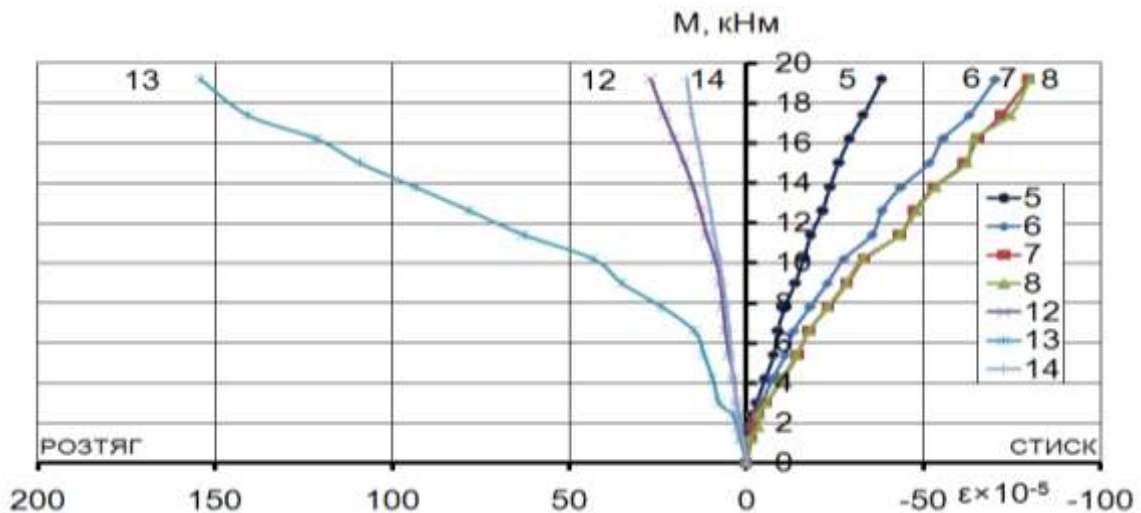


Рис. 3.11. Залежність відносних деформацій від навантаження в перерізі 2-2 зразка ПЗ заміряні електротензорезисторами

В ході проведення досліджень напружено-деформованого стану перерізів елементів сталезалізобетонних плит по профільованому настилу під дією навантаження відмічались характерні особливості розподілу відносних деформацій вздовж, впоперек і по висоті елементів. Використані електротензорезистори дали змогу отримати залежності відносних деформацій від згинального моменту в двох перерізах плит (рис. 3.10, 3.11) [144].

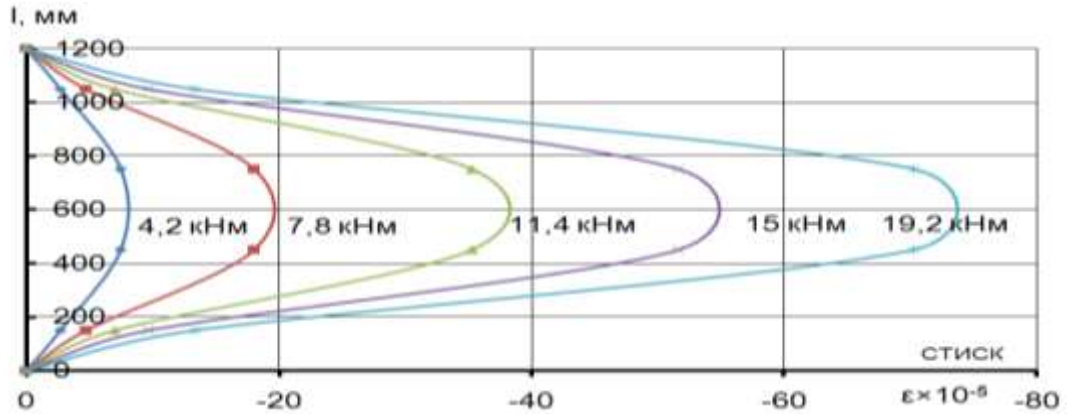


Рис. 3.12. Розподіл відносних деформацій бетону по довжині зразка ПЗ на відстані 20 мм від бокової грані

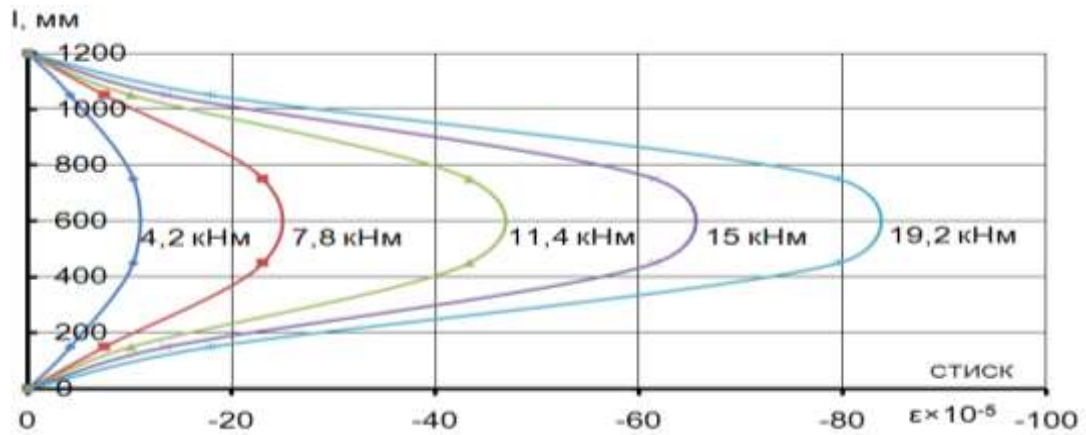


Рис. 3.13. Розподіл відносних деформацій бетону по довжині зразка ПЗ на відстані 320 мм від бокової грані

Використана схема розташування електротензорезисторів дала можливість їх раціонального застосування з урахуванням симетрії досліджуваних зразків [50]. Таким чином можна вважати, що значення деформацій отримані на 1/4 частині експериментального зразка будуть справедливими і для частин симетричних досліджень. Згідно цього припущення було отримано ряд графіків, які показують дійсний розподіл відносних деформацій як по довжині, так і впоперек дослідних зразків (рис. 3.12 – 3.20).

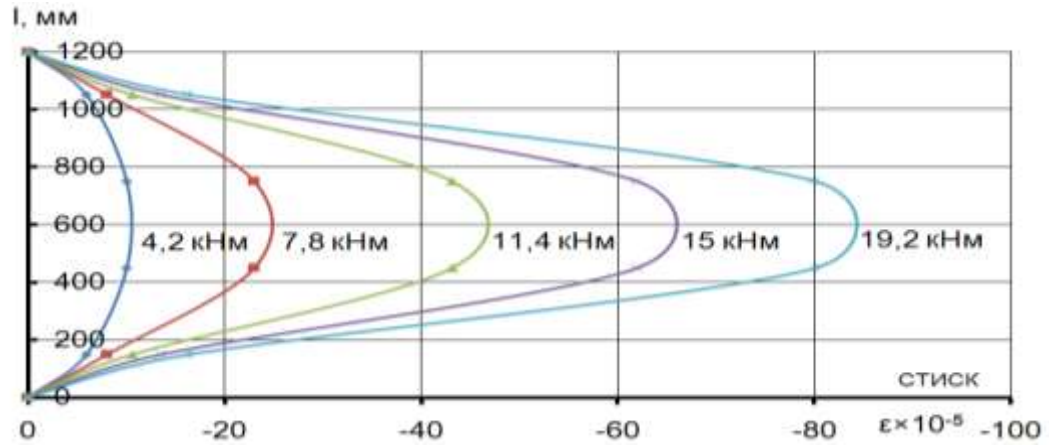


Рис. 3.14. Розподіл відносних деформацій бетону по довжині зразка ПЗ на відстані 450 мм від бокової грані

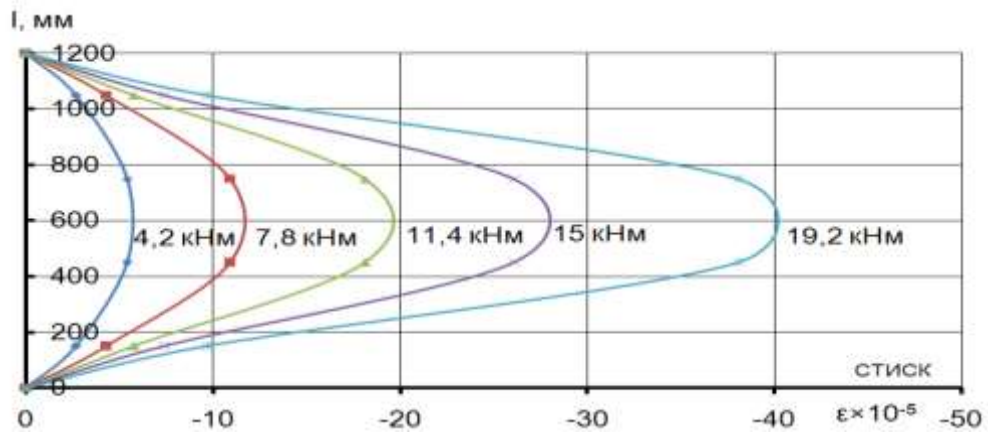


Рис. 3.15. Розподіл відносних деформацій бетону по довжині зразка ПЗ вздовж середини бокової грані

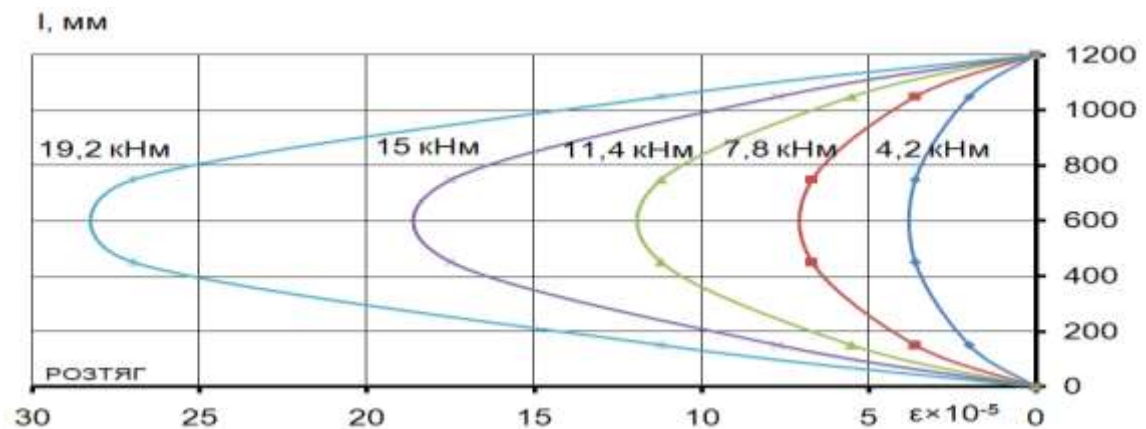


Рис. 3.16. Розподіл відносних деформацій сталі по довжині зразка ПЗ на відстані 20 мм від бокової грані

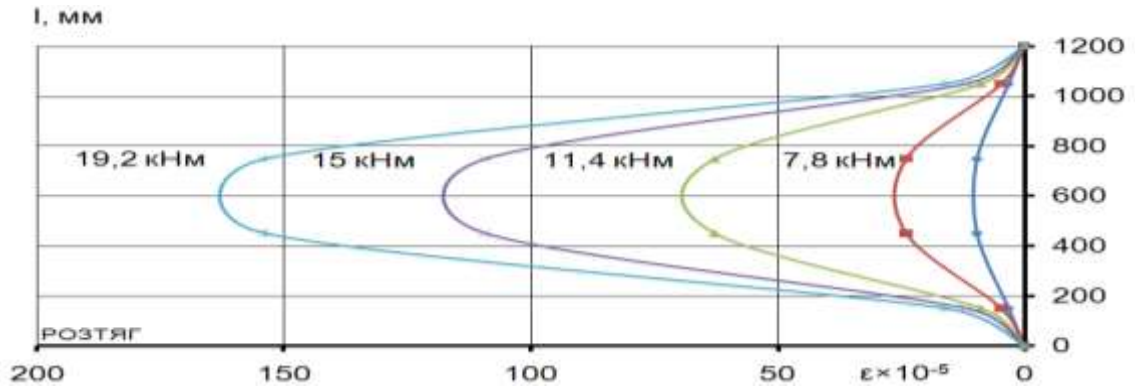


Рис. 3.17. Розподіл відносних деформацій сталі по довжині зразка ПЗ на відстані 320 мм від бокової грані

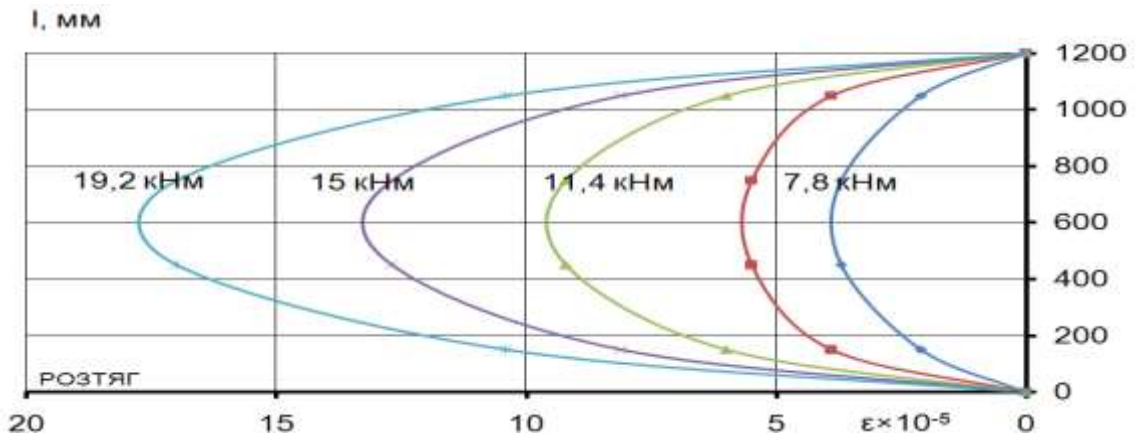


Рис. 3.18. Розподіл відносних деформацій сталі по довжині зразка ПЗ на відстані 450 мм від бокової грані

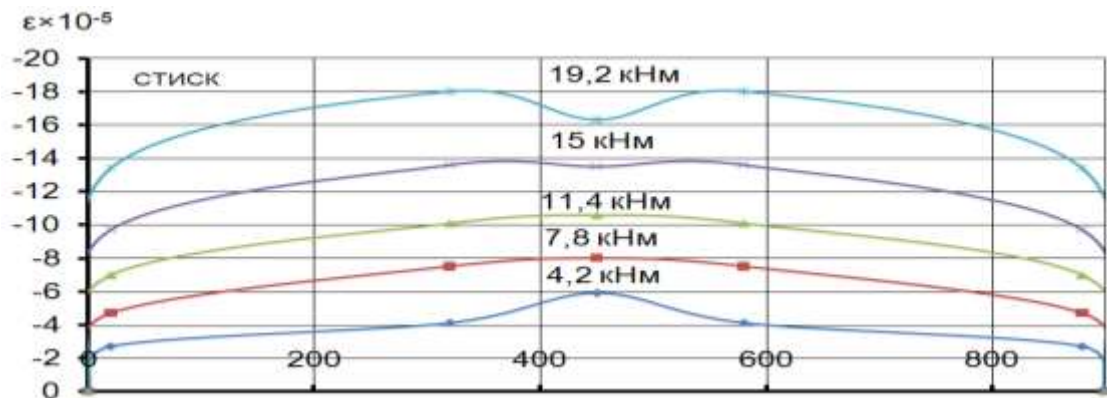


Рис. 3.19. Розподіл відносних деформацій бетону поперек зразка ПЗ на відстані 50 мм від торця

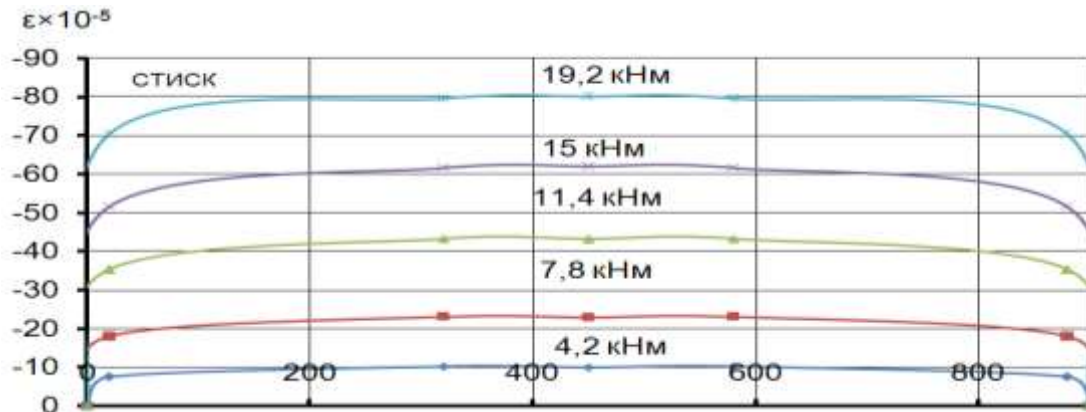


Рис. 3.20. Розподіл відносних деформацій бетону поперек зразка ПЗ на відстані 450 мм від торця

Отримані графіки показали, що під час зміни навантаження відбувається перерозподіл деформацій як вздовж, так і впоперек зразка, тобто на певному ступені завантаження найбільш деформованою була одна фібра, то під час наступного ступеню виявляється зовсім інша. Це характерно як для бетону, так і для сталі, що говорить про їх сумісну роботу протягом усього періоду дослідження.

Розподіл відносних деформацій по довжині зразка відповідав епюрі згинальних моментів для прийнятої схеми завантаження, тобто максимальний момент і деформації відмічались посередині прольоту.

Також було відмічено, що деформації волокон, які знаходяться ближче до краю плити мали значення більш ніж на 10% менші за аналогічні отримані на відстані 320 та 450 мм. Це дещо суперечить теоретичному розподілу, згідно якого всі волокна перерізу рівновіддалені від нейтральної лінії матимуть однакові деформації. Особливо добре це видно на рис. 3.19 та 3.20, де можна відмітити також характерний перерозподіл деформації поперек зразка.



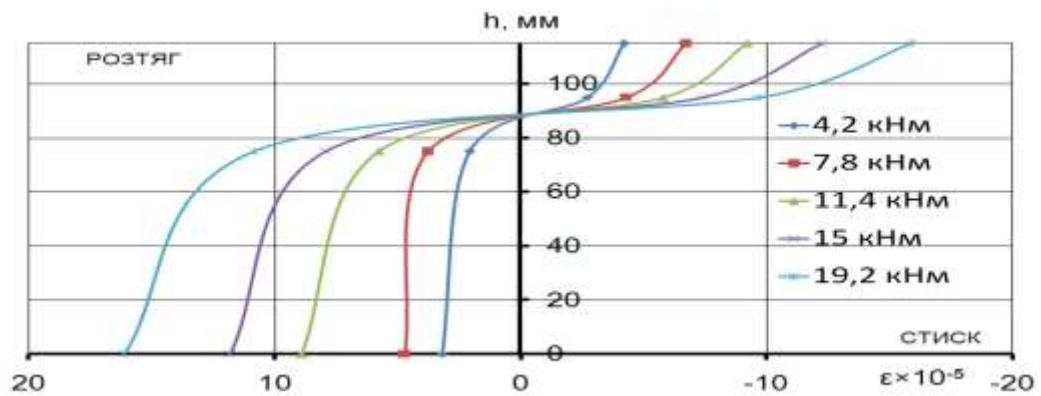


Рис. 3.21. Розподіл відносних деформацій по висоті зразка ПЗ в перерізі 1-1

Для наближеного визначення місця проходження нейтральної лінії було побудовано графіки розподілу відносних деформацій по висоті нормальних перерізів на відстані 150 та 450 мм від торця плити (рис. 3.21, 3.22). Також, використовуючи отримані вище характеристики прийнятих матеріалів, було отримано графіки розподілу напружень по висоті перерізів (рис. 3.23, 3.24), шляхом перемножування значень відносних деформацій на відповідний модуль пружності, які показали співпадіння можливого діапазону проходження нейтральної лінії 85-90 мм від найбільш розтягнутого волокна.

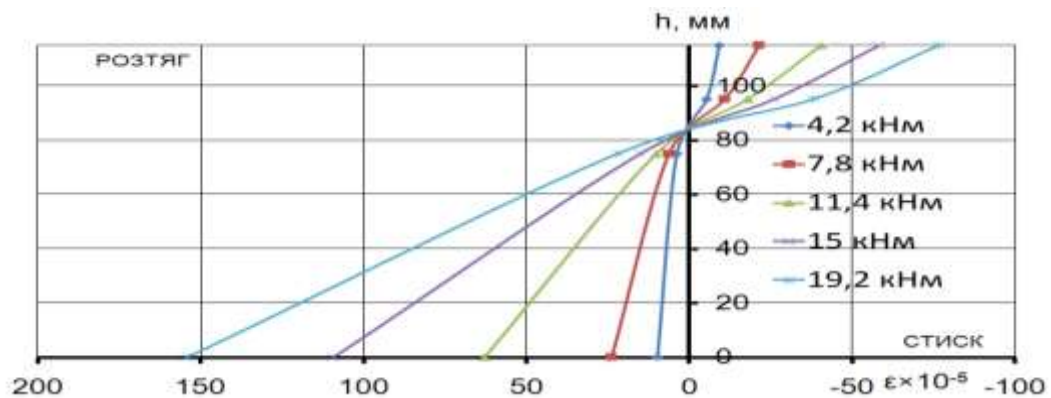


Рис. 3.22. Розподіл відносних деформацій по висоті зразка ПЗ в перерізі 2-2

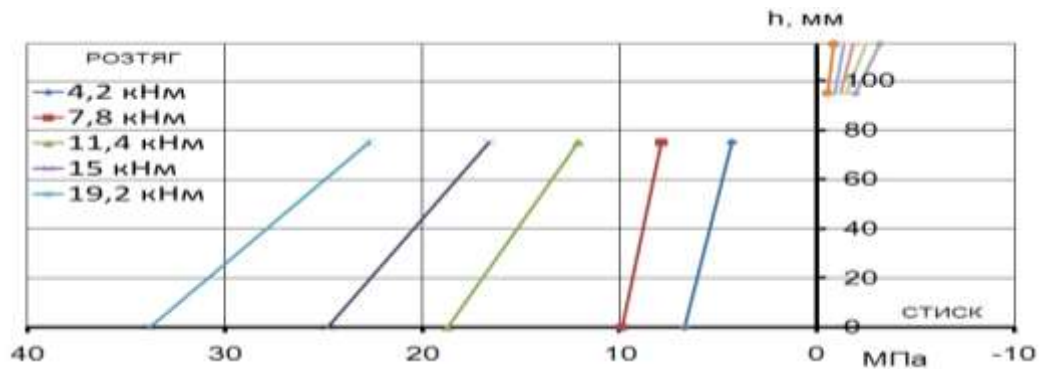


Рис. 3.23. Розподіл напружень по висоті зразка ПЗ в перерізі 1-1

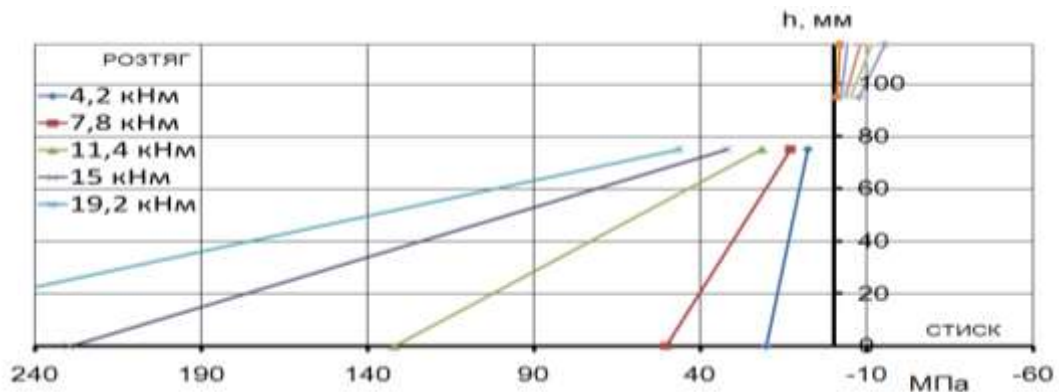


Рис. 3.24. Розподіл напружень по висоті зразка ПЗ в перерізі 2-2

З отриманих графіків можна зробити висновок, що розміри дослідних зразків плит були запроектовані вірно з розрахунку найбільш раціонального використання прийнятих матеріалів, тобто сталевий профнастил повністю працював на розтяг, а бетонна плита переважним чином на стиск. Це впливає з місця розташування нейтральної лінії, яка в нашому випадку розташована вище профнастилу [75].

Переважаючі деформації сталеві частини над деформаціями бетонного блоку свідчать про первинність руйнування розтягнутої частини. Це виражалось в відриві профнастилу від бетону з подальшою втратою місцевої стійкості вертикальних ребер, що призводило до згинання листа в місці виникнення максимальних внутрішніх зусиль та миттєвому розтріскуванню плити в тому ж перерізі.

В результаті вимірювання прогинів досліджуваних сталезалізобетонних елементів, заміряних за допомогою прогиномірів, отримано графік залежності

прогину від навантаження на розподілюючу траверсу для конструкцій з використанням виштамповок та без них (рис. 3.25).

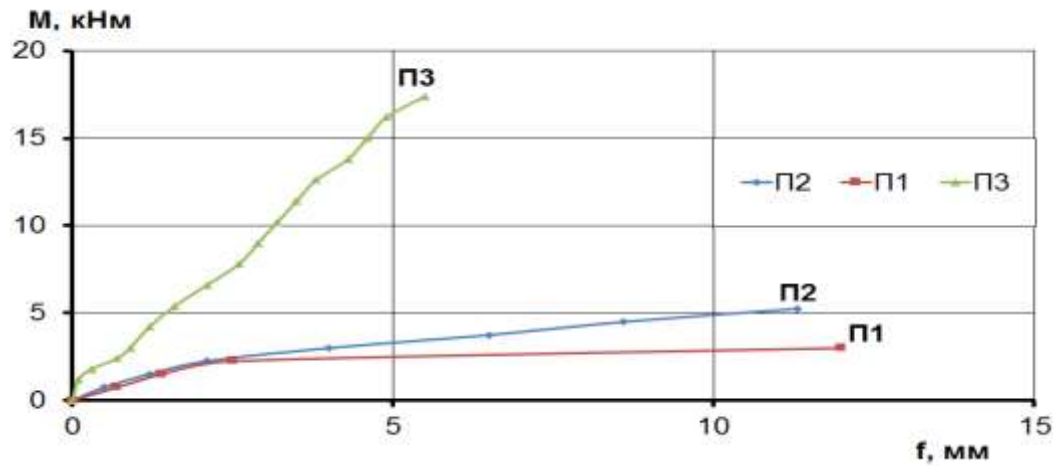


Рис. 3.25. Залежності прогину від зростання навантаження зразків П1, П2 та П3

Випробування запропонованих зразків дали змогу довести ефективність застосування виштамповок різного виду з бетонним блоком, тобто наявність такого з'єднання мала значний вплив на несучу здатність та деформативність дослідних зразків. Експериментальні значення несучої здатності та прогинів дослідних зразків наведено в табл. 3.9.

Таблиця 3.7

#### Несуча здатність та прогин елементів плит

Зразок	Навантаження на розподілюючу траверсу, N, кН	Прогин $f_{max}$ , см
П1	17,5	4,58
П2	30	4,02
П3	64	1,02

Говорячи про несучу здатність дослідних зразків, слід зауважити, що використання виштамповок для забезпечення сумісної роботи сталі та бетону дало змогу збільшити несучу здатність зразка П3 у порівнянні з П1 та П2 в 3,7 та 2,1 рази відповідно (рис. 3.26).

Руйнування дослідних зразків відбувалось внаслідок відриву профнастилу від бетонного блоку (рис. 3.27). Цей процес починався з крайніх граней (рис. 3.61), де меншим чином проявлявся складний напружено-деформований стан конструкцій, викликаний взаємним впливом складових частин одна на одну. Далі відбувався у зразків П1 та П2 поступовий відрив сталевго листа з візуальною фіксацією втрати місцевої стійкості ребер посередині прольоту, про що і свідчить значний ріст прогинів при малій несучій здатності.

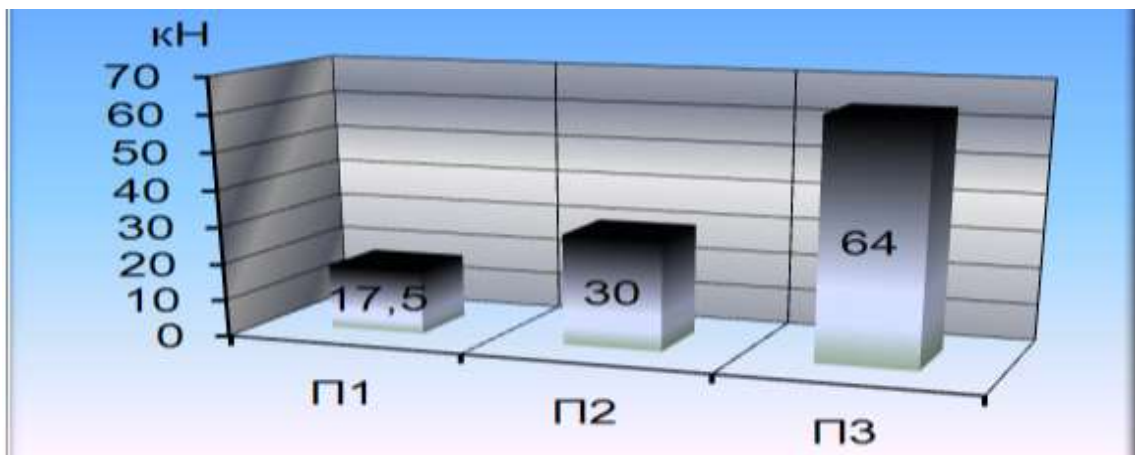


Рис. 3.26. Несуча здатність згинальних дослідних зразків



Рис. 3.27. Момент відриву профнастилу від бетонного блоку в зразка П3



Рис. 3.28. Відшарування листової профільованої арматури в торці конструкції



Рис. 3.29. Зміщення бетонного блоку відносно профнастилу



Рис. 3.30. Характер деформування конструкції



Рис. 3.31. Характер деформування та руйнування конструкції

Також в зразках П1 та П2 на відміну від П3 спостерігалось первинне руйнування бетонного блоку зі зміщенням в торцях (рис. 3.29), що і стало причиною відриву профнастилу з подальшим деформуванням. Проте зразок П3 руйнувався по дещо іншій схемі, що свідчить про добру сумісну роботу сталі та бетону. В нього профнастил відривався миттєво з одночасним руйнуванням бетонного блоку. Цей процес супроводжувався характерним звуком. Крижке руйнування бетону пояснюється відсутністю внутрішньої арматури. Також у зразка П3 не було відмічено стрімкого росту прогинів при незначному підвищенні навантаження, що характерно для інших зразків з моменту початку втрати зв'язку сталі з бетоном. Отже, причиною вичерпання несучої здатності дослідних зразків слід вважати відрив сталевого профнастилу від бетону (рис. 3.30-3.31).

### **Висновок до розділу 3:**

1. Прийнята методика випробувань та використані вимірювальні прилади дозволяють отримати необхідні експериментальні дані для визначення несучої здатності та деформацій із заданою точністю і характеру руйнування дослідних зразків.
2. Використання профнастилу з виштампівками дозволяють вивчити їх вплив на несучу здатність і деформативність досліджуваних елементів.
3. Прийняті для використання під час проведення експерименту вимірювальні прилади дозволяють отримати детальні характеристики

напружено-деформованого стану досліджуваних зразків на будь-якій стадії завантаження.

4. Використані схеми розміщення приладів на бічних поверхнях досліджуваних зразків дозволяють отримати чітку картину розвитку деформацій як в перерізах, так і по довжині елементів.

5. Прийняті для виготовлення досліджуваних зразків матеріали (сталь і бетон) мають фізико-механічні властивості, що характерні для матеріалів, які широко використовуються у практиці будівництва.

6. Текучість металевих елементів конструкцій в найбільш напружених волокнах перерізу відмічена при навантаженнях 85-90% від руйнуючих, що говорить про високу надійність таких конструкцій [114, 121].

7. При використанні з'єднань з виштамповкою для забезпечення сумісної роботи бетону та сталі несуча здатність елементів плит серії ПЗ попри атмосферний вплив на зразки збільшується майже в 4 рази у порівнянні із серією П1.

8. На всіх етапах завантаження в конструкціях забезпечується їх сумісна робота. Відшарування і втрата місцевої стійкості сталевих елементів спостерігалась тільки в момент руйнування. Ці обставини дозволяють вважати, що дані конструкції надійні в роботі та експлуатації.

## РОЗДІЛ 4

### ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ТА ПОРІВНЯЛЬНИЙ АНАЛІЗ РЕЗУЛЬТАТІВ РОЗРАХУНКУ АНАЛІТИЧНИМИ І ЧИСЕЛЬНИМИ МЕТОДАМИ З ДАНИМИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ СТАЛЕЗАЛІЗБЕТОННИХ ПЛИТ З ПРОФІЛЬОВАНИМ НАСТИЛОМ. ОБГРУНТУВАННЯ РОЗРАХУНКОВОЇ МЕТОДИКИ

#### 4.1. Короткий опис методу скінченних елементів для лінійних задач

##### 4.1.1. Загальні положення

Теоретичною основою ПК ЛПА є метод скінченних елементів (МСЕ) [33], реалізований у формі переміщень. Вибір саме цієї форми пояснюється простотою її алгоритмізації і фізичної інтерпретації, наявністю єдиних методів побудови матриць жорсткості і векторів навантажень для різних типів кінцевих елементів, можливістю обліку довільних граничних умов і складної геометрії розраховується конструкції [141].

Реалізований варіант МСЕ використовує принцип можливих переміщень

$$a(u, v) = (f, v), \quad (4.1)$$

де  $u$  - шукане точне рішення;  $v$  – будь-яке можливе переміщення;  $a(u, v)$ ,  $(f, v)$  - можливі роботи внутрішніх та зовнішніх сил.

Займана конструкцією область розбивається на кінцеві елементи  $\Omega_r$ , призначаються вузли та їх ступені свободи  $L_i$  (переміщення і кути повороту вузлів).

Ступенями свободи відповідають базисні (координатні, аппроксимуючі) функції  $\mu_i$ , відмінні від нуля тільки на відповідних зірках елементів і задовольняють рівностям

$$L_j \mu_i = \begin{cases} 1, & i = j \\ 0, & i \neq j \end{cases}. \quad (4.2)$$

Приблизне рішення  $U_h$  шукається у вигляді лінійної комбінації базисних функцій

$$U_h = \sum_{i=1}^N u_i \mu_i, \quad (4.3)$$



задовольняє головним (кінетичним) умовам,  
де:  $u_i$  - числа;  $N$  - кількість ступенів свободи.

Далі викладається МКЕ для лінійних задач, оскільки рішення нелінійних задач зводиться до послідовності лінійних.

Підставляємо в (4.1.)  $U_h$  замість  $U$  та  $\mu_j (j=1...N)$  замість  $v$ , отримаємо систему рівнянь МКЕ:

$$\sum_{i=1}^N u_i a(\mu_i, \mu_j) = (f, \mu_j), i=1, \dots, N. \quad (4.4)$$

Позначивши  $K$  матрицю жорсткості з елементами  $k_{i,j} = \alpha(\mu_i, \mu_j)$ ,  $P$  - вектор навантажень, з елементами  $P_i = (f, \mu_i)$  та  $X$ - шуканий вектор з елементами  $u_i$ , запишемо систему (3.1.4) в матричній формі

$$KX = P. \quad (4.5)$$

Таким чином, застосування МСЕ зводить задачу до системи лінійних алгебраїчних рівнянь (4.5).

Вирішивши її, знаходимо вектор  $X$ , потім з (4.3) - інші компоненти напружено-деформованого стану.

Важливою перевагою викладеного методу є те, що матрицю  $K$  і вектор  $P$  отримують підсумовуванням відповідних елементів матриць жорсткості і векторів навантажень, побудованих для окремих скінченних елементів.

Така теоретична основа дозволяє не тільки дослідити коректність застосування відомих кінцевих елементів, а й розробити принципи конструювання нових спільних і несумісних елементів і отримати для них оцінки похибки.

Бібліотека скінченних елементів (БСЕ) містить елементи, моделюють роботу різних типів конструкцій: елементи стрижнів, чотирикутні і трикутні елементи плоскої задачі, плити, оболонки, елементи просторової задачі - тетраедр, паралелепіпед, тригранна призма.

Крім того, в бібліотеці є різноманітні спеціальні елементи, що моделюють зв'язок кінцевої жорсткості, пружну податливість між вузлами, елементи, що задаються чисельною матрицею жорсткості [141].

Всі кінцеві елементи, включені в бібліотеку, теоретично обгрунтовані, для них отримані оцінки похибки за напругою і переміщенням. Похибка по напруженням оцінюється величиною, пропорційною  $h^\tau$ , де  $h$  – максимальний з розмірів кінцевих елементів,  $\tau = 2$  для прямокутних елементів плити,  $\tau = 1$  для інших елементів. Похибка за переміщенням оцінюється величиною, пропорційною  $h^t$ , де  $t=4$  для прямокутних елементів плити,  $t=2$  для інших елементів [107].

Значення цих параметрів дозволяє не тільки отримати впевненість в результатах рішення тієї або іншої задачі, але і оцінити напружено-деформований стан в цілому

При вирішенні плоскої задачі теорії пружності, МСЕ виходить із загальноприйнятих гіпотез про відсутність деформацій ( $\varepsilon_z, \gamma_{xz}, \gamma_{yz} = 0$  для випадків плоскої деформації) або напружень

( $\sigma_z, \tau_{xz}, \tau_{yz} = 0$  для випадків плоского напруженого стану). Функціонал Лагранжа, як для плоскої деформації, так і для плоского напруженого стану має вид:

$$\Pi(u, z) = \frac{1}{2} \iint_{\Omega} (\sigma_x e_x + \sigma_y e_y + \tau_{xy} e_{xy}) d\Omega - \iint_{\Omega} (P_x u + P_y v) dL, \quad (4.6)$$

де  $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$  – нормальне і дотичне напруження;

$$e_x = \frac{du}{dx}, e_y = \frac{dv}{dy}, e_{xy} = \frac{du}{dy} + \frac{dv}{dx} - \text{відповідні лінійні та кутова деформації};$$

$u(x, y), v(x, y)$  – лінійні зміщення точок серединної площини у напрямку осей X і Y відповідно;

$P_x, P_y$  – компоненти вектора внутрішнього навантаження по напрямку осей X та Y відповідно;

$\Omega$  – двумірна область пластини.

При вирішенні задач згину тонких пластин, МСЕ виходить з припущень (гіпотез), прийнятих при побудові інженерної теорії тонких пластин, а саме: гіпотези про прямі нормалі Кирхгофа-Лява ( $e_{xz} = e_{yz} = 0$ ); гіпотези про вертикальне зміщення точок серединної площини пластини; гіпотези про відсутність поперечного тиску ( $\sigma_z = 0$ ); плоске напружений склад [64].

Функціонал повної потенційної енергії згинальної пластини при таких припущеннях і при нульових граничних умовах має вигляд:

$$\Pi(w) = \frac{1}{2} \iint_{\Omega} (M_x \chi_x + M_y \chi_y + 2M_{xy} \chi_{xy}) d\Omega - \iint_{\Omega} f w d\Omega, \quad (4.7)$$

$$M_x = \int_z \sigma_x z dz, \quad M_y = \int_z \sigma_y z dz, \quad M_{xy} = \int_z \tau_{xy} z dz$$

– погонні згинальні моменти щодо осей  $Y$  і  $X$ , а також погонний крутний момент, що представляють собою інтегральні характеристики нормальних і дотичних напружень в напрямку осей

$$X \text{ і } Y: \chi_x = \frac{d^2 w}{dx^2}, \quad \chi_y = \frac{d^2 w}{dy^2}, \quad \chi_{xy} = \frac{d^2 w}{dxdy}$$

– кривизни серединної поверхні в напрямку осей  $X$  і  $Y$ ;

$f(x,y)$  – функція внутрішнього навантаження, ортогональної до серединної поверхні пластини;

$w(x,y)$  – функція прогинів по області серединної поверхні пластини;  $Z$  – відрізок  $\left[-\frac{\delta}{2}, \frac{\delta}{2}\right]$ .

Відносні лінійні та кутові деформації  $e_x, e_y, e_{xy}$  через кривизну запишуться наступним чином:

$$\begin{aligned} e_x &= \frac{du}{dx} = -\frac{d^2 w}{dx^2} z = -z \chi_x, \\ e_y &= \frac{dv}{dy} = -\frac{d^2 w}{dy^2} z = -z \chi_y, \\ e_{xy} &= \frac{du}{dy} + \frac{dv}{dx} = -2z \frac{d^2 w}{dxdy} = -2z \chi_{xy}. \end{aligned} \quad (4.8)$$

Для плоского напруженого стану деформації та напруження зв'язані між собою залежностями:

$$\begin{aligned} e_x &= \frac{1}{E}(\sigma_x - \nu\sigma_y), \\ e_y &= \frac{1}{E}(\sigma_y - \nu\sigma_x), \\ e_{xy} &= \frac{1}{G}\tau_{xy}, \end{aligned} \quad (4.9)$$

де:  $E$  – модуль Юнга;  $\nu$  - коефіцієнт Пуассона;  $G$  – модуль зсуву.

Для випадку плоскої деформації  $E$  в (4.9) замінюється на  $E/(1-\nu^2)$ ,  $\nu$  – на  $\nu/(1-\nu)$  та вираховується  $\sigma_z = \nu(\sigma_x + \sigma_y)$ .

При розрахунку плит і оболонки, що лежать на пружній основі, використовується двопараметрична модель пружної основи П. Л. Пастернака, в якій дві постійні  $C_1$  і  $C_2$  характеризують роботу пружної основи на стиск і зріз (зрушення). Якщо  $C_2=0$ , отримуємо однопараметричну модель пружної основи Вінклера. Потенціальна енергія системи в цьому випадку

$$U = \Pi + \Pi_1, \quad (4.10)$$

де:  $\Pi$  – потенціальна енергія власно конструкції, обумовлена виразом (4.7), що залежать від типу конструкції;

$\Pi_1$  — потенціальна енергія пружної основи, контактуючої з конструкцією, обумовлена виразом:

$$\Pi_1 = \frac{1}{2} \iint_{\Omega} \left\{ C_1 w^2 + C_{2,x} \left( \frac{dw}{dx} \right)^2 + 2C_{2,xy} \left( \frac{dw}{dx} \cdot \frac{dw}{dy} \right) + C_{2,y} \left( \frac{dw}{dy} \right)^2 \right\} d\Omega. \quad (4.11)$$

## 4.2. Вирішення системи канонічних рівнянь

Після того, як задана конструкція представлена у вигляді кінцево-елементної схеми, завдання про визначення переміщень вузлів зводиться до вирішення системи лінійних алгебраїчних рівнянь виду

$$AX=B, \quad (4.12)$$

де:  $A$  – симетрична позитивно визначена матриця розміром  $N * N$  ;

$B$  – матриця правих частей (завантажень) розміром  $N * k$  ( $k$ = кількість завантажень);

$X$  — шукана матриця переміщень розміром  $k * N$ .

Оскільки в більшості випадків матриця  $A$  є розрідженою, то для зменшення необхідної оперативної пам'яті, зовнішньої пам'яті і часу рахунку попередньо проводиться упорядкування невідомих системи (4.12) з метою мінімізації профілю матриці. Реалізовано кілька методів впорядкування, а саме: зворотній алгоритм Катхілла-Маккі, алгоритм «фактор дерев», метод вкладених перетинів і алгоритм паралельних перетинів.

Додатковим сервісним засобом є контроль вирішення системи (4.12). При появі повідомлення про великій величині помилки рішення, яке, як правило, є наслідком поганої обумовленості матриці  $A$ , слід уважно проаналізувати величини переміщень вузлів і переконатися в тому, що отримане рішення є прийнятним з інженерної точки зору [58].

Розрахункова схема являє собою ідеалізовану модель конструкції. Модель розбивається на кінцеві елементи. В результаті такої розбивки з'являються вузли. Елементи і вузли схеми нумеруються. В опорні вузли слід ввести відповідні зв'язку (заборонити переміщення з яких-небудь ступенями свободи, або обмежити переміщення вузла кінцевими елементами, що моделюють роботу зв'язку). Нумерація вузлів і елементів визначає послідовність завдання вихідної інформації на вхідній мові і читання результатів розрахунку. Кінцеві елементи, що мають однакові жорсткісні характеристики, об'єднуються в типи жорсткості.

Розрахункова схема розташовується в правій декартовій системі координат.

Для фіксації місця розташування кінцевого елемента в схемі служить місцева система координат -  $X_1 Y_1 Z_1$  яка є тільки правою декартовою. Місцева система координат необхідна для орієнтації місцевого навантаження, головних осей інерції в перерізі стрижня, зусиль і напружень, що виникають в елементі.

Для стрижневих СЕ місцева система координат має наступну орієнтацію: вісь  $X1$  спрямована від початку стрижня (перший вузол) до кінця (другий вузол). Осі  $Y1$  і  $Z1$  - це головні центральні осі інерції поперечного перерізу стрижня і разом з віссю  $X1$  утворюють праву трійку. При цьому вісь  $Z1$  спрямована завжди в верхнє напівпростір, а вісь  $Y1$  паралельна площині  $XOY$ .

Граничні умови [122] в розрахунковій схемі можуть бути задані безпосередньо на вузол, а також змодельовані за допомогою зв'язків кінцевої жорсткості.

Реалізована можливість формування ваги мас для динамічного впливу безпосередньо з будь-якого статичного завантаження.

При створенні розрахункової схеми можуть бути задіяні різні системи одиниць вимірювання. Основними одиницями є одиниці довжини ( $L$ ), сили ( $F$ ), розмірів перерізів ( $S$ ), температури ( $t$ ).

Одиниці виміру інших величин є похідними від основних.

Одиниця виміру часу - секунда.

Базовими одиницями, використовуваними по умовчанию, являються:

$L$  – метри,  $S$  – сантиметри,  $F$  – тони сили,  $t^0$  – градуси Цельсія.

Розрахункові процесори здійснюють розрахунок, використовуючи приблизно ці одиниці. Перевод з вихідних одиниць у базові відбувається автоматично.

Представляючи розрахункову схему споруди у вигляді кінцево-елементної моделі, користувач завжди прагне досягти компромісу між двома суперечливими бажаннями: отримати якомога більше точне розв'язання задачі і обумовити прийнятний час рахунку. Бажано також отримати осяжний обсяг результатів. Для досягнення такого компромісу необхідно вміти оцінювати обидва зазначені чинники. Так, час виконання завдання легко прогнозується за кількістю вузлів, елементів, завантажених, а також швидкодії комп'ютера. ПК ЛІРА автоматично дає прогноз часу рішення задачі для всіх етапів розрахунку.

### 4.3. Нелінійність в ЛІРА-САПР

Алгоритми створення розрахункових моделей з урахуванням нелінійної роботи конструкцій

Врахування нелінійної роботи [108] конструкції дозволяє здійснювати побудову адекватних розрахункових схем, виявляти додаткові резерви несучої здатності, знижувати матеріаломісткість забезпечувати конструктивну безпеку, здійснювати моделювання процесів життєвого циклу конструкцій – процес навантаження, процес зведення, процес зміни ПДВ конструкції в часі, стійкість від прогресуючого обвалення.

При розрахунку конструкцій розрізняють фізичну, геометричну, конструктивну і генетичну нелінійності [104].

**Фізична нелінійність** обумовлена урахуванням в розрахунку нелінійної залежності між компонентами узагальнених напруг і деформацій  $\sigma_i = f(\varepsilon_i)$  і характеризує роботу матеріалу конструкції в пружньопластичній області.

**Геометрична нелінійність** має місце, коли переміщення конструкції викликають значних змін її геометрії, так що рівняння рівноваги доводиться складати з урахуванням зміни форми і розмірів конструкції, т. е. за деформованою схемою.

**Конструктивна нелінійність** виникає внаслідок конструктивних особливостей системи, що викликають зміну розрахункової схеми в процесі її деформування (змінюються умови закріплення: випадають або утворюються нові зв'язки, вимикаються з роботи або включаються в неї ті чи інші елементи конструкції і т. д.).

У ПК ЛІРА-САПР для вирішення фізично і геометрично нелінійних, а також завдань з наявністю конструктивної нелінійності і попереднього напруження призначений нелінійний процесор. В лінійних задачах існує лінійна залежність між навантаженнями і переміщеннями внаслідок малості переміщень. Напруги (зусилля) і деформаціями пов'язані також лінійним законом Гука. Тому для лінійних задач справедливий принцип суперпозиції і незалежності дії сил. У

фізично нелінійних задачах відсутня лінійна залежність між напруженнями і деформаціями. Матеріал конструкції підпорядковується нелінійному закону деформування (нелінійна пружність). Закон деформування може бути симетричним і несиметричним – з різними межами опору розтягування і стиснення. Вирішення цих завдань проводиться кроковим методом. У геометрично нелінійних задачах відсутня лінійна залежність між деформаціями і переміщеннями. На практиці найбільшого поширення має випадок великих переміщень при малих деформаціях. Вирішення цих завдань проводиться кроковим методом, причому крок вибирається автоматично [51]. У завданнях конструктивної нелінійності має місце зміна розрахункової схеми в міру деформування конструкції. Так, наприклад, в контактних задачах при досягненні деякою точкою конструкції певної величини переміщення виникає контакт цієї точки з опорою. При вирішенні завдань конструктивної нелінійності, а також при вирішенні завдань з односторонніми зв'язками і завдань, які враховують наявність тертя, застосовується кроків-ітераційний метод. При вирішенні завдань, що моделюють пружно-пластичну роботу матеріалу, що описується діаграмою Прандтля, також застосовується кроків-ітераційний метод. Нелинейный процессор реализует несколько методов для решения нелинейных задач различных типов:

- Кроковий метод, як правило, застосовується для вирішення завдань фізичної і геометричної нелінійності.
- Метод перерізів, як правило, застосовується для вирішення фізично нелінійних задач в режимі «інженерна нелінійність».
- Ітераційний метод застосовується для вирішення завдань конструктивної нелінійності (односторонні зв'язку) і ґрунтових масивів.

#### **4.4. Задачі чисельного моделювання НДС сталезалізобетонних плит з профільованим настилом**

Розглянуті у даній роботі аналітичні методи розрахунку сталезалізобетонних плит можна вважати такими, що лише у деякій мірі



описують роботу плит, що розглядаються. Це пов'язано з тим, що для отримання кінцевих рівнянь використовують різноманітні припущення або гіпотези про характер деформування плит [51].

Більшості цих недоліків позбавлені чисельні методи, що базуються на безпосередньому розв'язанні рівнянь теорії пружності. Залежно від задач, що розглядаються, ці методи можна використовувати як для дослідження НДС плит, так і для їх спрощених інженерних розрахунків.

Серед різноманітних програмних комплексів, що реалізують розрахунок напружено-деформованого стану методом скінчених елементів, найбільш поширеними та потужними, як зазначено вище, є ЛІРА-САПР, SCAD та ін., в роботі використовували ЛІРА-САПР для інженерних розрахунків. Можливості цієї програми чудово підійшли для наукових досліджень, у тому числі для побудови моделі скінчених елементів, нелінійностей, контакту матеріалів і т.ін.

У цьому підрозділі приділено увагу розрахунку і дослідженню НДС сталезалізобетонних плит (СЗБП) методом скінчених елементів (МСЕ). Основною метою є визначення порядку побудови моделей СЗБП, що відповідають реальній роботі таких конструкцій, а також дати практичні рекомендації по моделюванню СЗБП за допомогою МСЕ.

Дослідження НДС МСЕ буде проводитися для усіх типів плит, що досліджувалися експериментально (див. Розділ 3) та у кожній їх точці. При цьому буде визначено порядок підготовки тривимірної геометрії до накладання сіток; порядок застосування моделей матеріалів, типів скінчених елементів, навантажень та граничних умов, контакту матеріалів та іншого.

#### **4.4.1. Передумови чисельного моделювання НДС сталезалізобетонних плит з профільованим настилом**

Обов'язковою умовою при моделюванні є наявність контактної шару між бетоном та профнастилом, з метою змоделювати розшарування та вивчити його вплив на параметри НДС плит.

По умовам досліджень експериментальних зразків, необхідно визначати НДС у кожній точці профнастилу або плити. При такій постановці задачі, враховуючи форму перерізу, необхідно використовувати тривимірні моделі МСЕ. Відповідно, тривимірне моделювання потребує створення тривимірних геометричних моделей як профнастилу, так і важкого бетону [51].

Окрім цього, для зменшення затрат часу на розрахунки та підвищення їх точності, було вирішено використовувати сітки об'ємних скінченних елементів у вигляді гексаєдрів та призм. Такий підхід дозволяє зменшити кількість помилок як при накладанні сіток, так і в геометрії самих елементів.

Зворотною стороною використання гексаєдрів і призм є те, що досліджуваний об'єкт повинен складатися тільки із п'яти- або шестигранників. Відповідно, на таку підготовку (розбиття) об'єкта необхідно затратити деякий час і мати певний досвід у цій області.

Для моделювання профнастилу використовували плоскі (2D) скінчені елементи (СЕ), так як сам профнастил є геометричним об'єктом, що складається з тонких площин. Вибір таких елементів обумовлений тим, що зміна параметрів НДС напружень за товщиною профнастилу несуттєва і не досліджується у цій роботі.

Із аналізу конструкції плит було вирішено виділити такі їх складові: профнастил, бетонний масив, арматура і контакт. Для моделювання кожної складової використовували відповідний тип СЕ. Лінійними СЕ моделювалася арматура, плоскими – профільований настил, тривимірними – бетонний масив і контакт. У результаті були створені моделі, що комбінують лінійні (1D), плоскі і об'ємні (3D) СЕ, що з'єднані між собою у вузлах. Комбінація різних типів СЕ в одній моделі дозволяє значно спростити її без втрати точності розрахунків, полегшує обробку даних і зменшує час розрахунку [44].

При дослідженні НДС плит П-1, П-2 і П-3 була виконана спроба застосувати для моделювання профнастилу 3D СЕ з метою вивчення впливу типа СЕ на точність розрахунків.

Контактний шар моделювався за допомогою об'ємних (3D) скінчених елементів. Контактний шар поєднував 3D скінчені елементи важкого бетону і 2D скінчені елементи профнастилу.

#### 4.4.2. Підготовка геометрії до накладання сіток

Для створення скінченно-елементних моделей були використані оригінальні креслення профнастилу і СЗБП, що наведені на рисунку 4.1.

Створені геометричні моделі повністю відповідали цим кресленням.

#### 4.4.3. Геометрична модель сталевого профільованого настилу

Як зазначено вище, для моделювання профнастилу використовували 2D СЕ. Такі скінчені елементи накладаються на площини або оболонки. Відповідно, геометрична модель профнастилу повинна складатися з таких форм [84].

Побудову геометричної моделі виконували безпосередньо у програмному комплексі ЛПРА-САПР, побудувавши лінію профілю і «витягнувши» її у зв'язані між собою площини та поверхні (рисунок 4.1). Довжина профнастилу відповідала довжині експериментальних зразків і дорівнювала 1500 мм.

Аналогічний підхід використовували і у випадку моделювання профнастилу при дослідженнях плит [45].



Рис. 4.1. Тривимірна геометрична модель профільованого настилу Н-85

Додатково для плит П-1, П-2, П-3 була побудована геометрична модель профнастилу у вигляді тривимірного тіла. Модель будувалася як площина товщиною 0,7 мм, що відповідає профілю профнастилу, яка потім

«втягувалася» на довжину 1500 мм засобами ЛПРА-САПР. Геометрична модель П-1 з 3D моделлю профнастилу наведений на рисунку 4.2.

#### **4.4.4. Геометричні моделі плит П-1, П-1...П-3**

Для розрахунку плит використовували усі типи СЕ – лінійні, плоскі та об'ємні. Відповідно до типу СЕ будувалися геометричні моделі для складових плит. Для бетонного масиву і контакту використовували тривимірні тіла; для профнастилу – крайні нижні площини вже побудованого контакту; для арматури – лінії, що утворювалися на перетині січних площин.

Побудова геометричних моделей виконувалася за допомогою засобів ЛПРА-САПР. Основою для побудови був профіль профнастилу, на базі якого утворювали необхідні площини поперечного перерізу плити. Після цього площини «втягували» у тіла.

Подальші перетворення базових геометричних моделей були пов'язані із моделюванням будови конкретних плит. Вони полягали у розбитті базових геометричних моделей на п'яти- і шестигранники у відповідності до форми і розташування арматури засобами ЛПРА-САПР. Таке розбиття виконували за допомогою розрізання тіл повздовжніми площинами (вертикальними, горизонтальними і похилими). Для моделювання криволінійної арматури (П-2) базові тіла розрізалися криволінійними поперечними поверхнями. У результаті отримували сотні простих за формою тіл, на які і накладали сітки СЕ. На рисунках 4.3-4.4 наведені геометричні перерізи плит, повністю готових до накладання сіток СЕ. На цих рисунках також наведено розбиття перерізу на прості площини і зазначено сумарну кількість тіл моделі [44, 45].

Кількість тіл – 1239 (910 для моделі профнастилом, який моделюється плоскими СЕ).

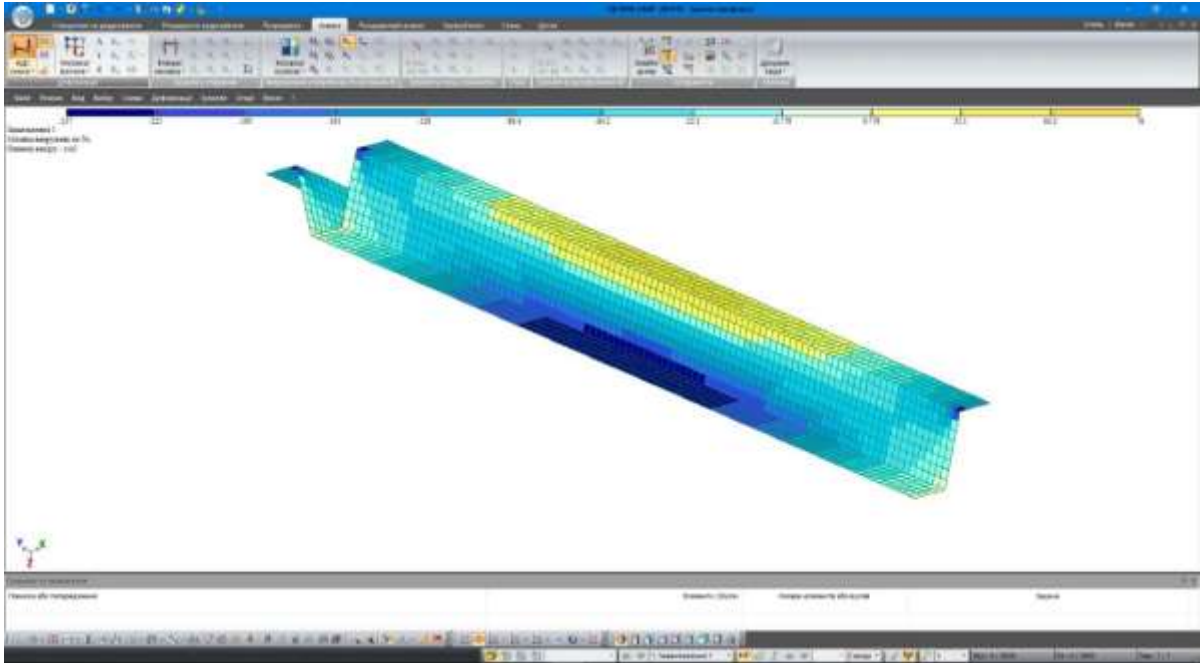


Рис. 4.2. Діаграма розподілу еквівалентних напружень Мізеса і характер

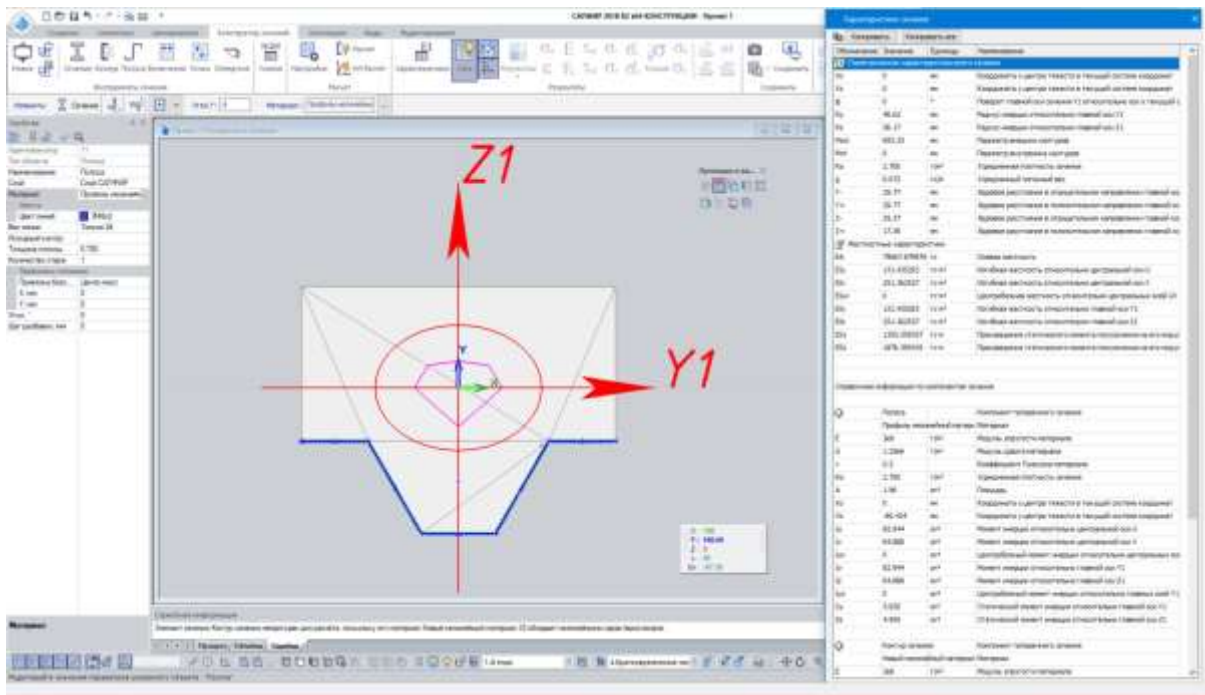


Рис. 4.3. Геометричні характеристики перерізу плити П-1

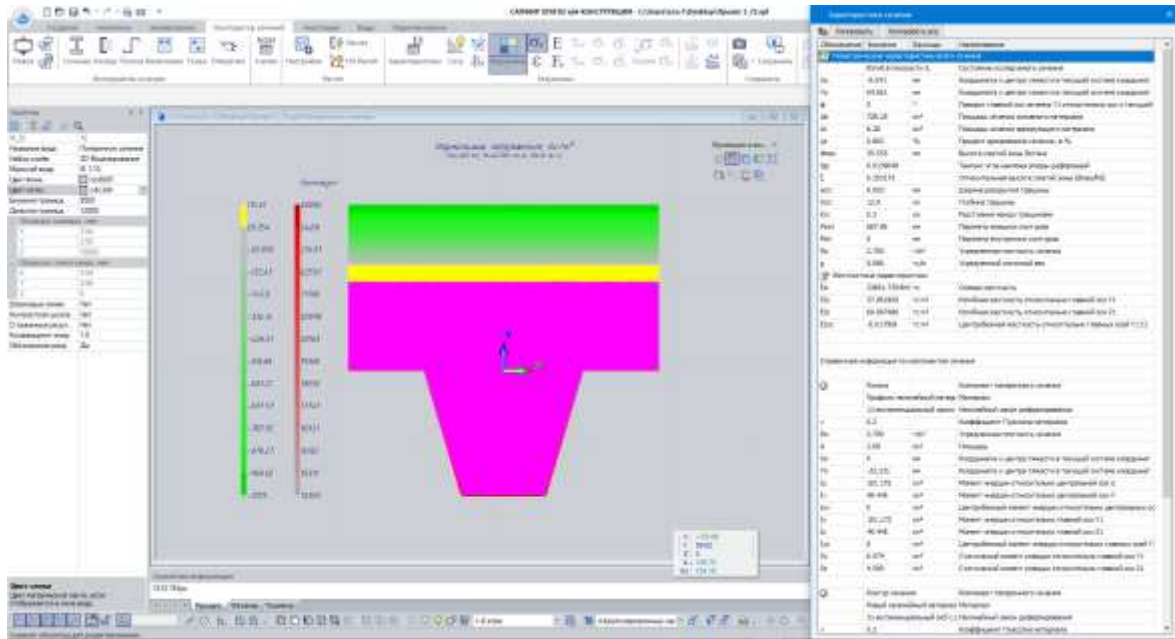


Рис. 4.4. Геометричні характеристики перерізу плити

#### 4.4.5. Моделювання матеріалів і контакту

Моделювання матеріалів і контакту базувалося на результатах експериментального визначення фізико-механічних характеристик та на поведінці матеріалів під час навантаження, про що йдеться у третьому розділі.

При моделюванні МСЕ для кожного матеріалу необхідно задати модель його поведінки (роботи). Вибір тієї, чи іншої моделі роботи матеріалу залежить як від типу розрахунку, який передбачається використовувати для дослідження НДС у ЛІРА-САПР, так і від очікуваних умов роботи і поведінки матеріалу [44]. Найбільш поширеними моделями є лінійно-статична, нелінійно-пружна, пружно-пластична (білінійна) та пластична. В нашому випадку для дослідження усіх конструкцій використовувався як лінійний, так і нелінійний статичний розрахунок. Відповідно до останнього, частина або усі матеріали повинні задаватися як нелінійні із зазначенням моделі нелінійної поведінки. Обраний для кожного із матеріалів тип нелінійності зазначений нижче.

Прийняті для розрахунків за МСЕ діаграми деформування матеріалів задавалися у ЛІРА-САПР у вигляді функцій  $s - e$ , після чого вводилися в якості додаткових характеристик у модулі пружності матеріалів.

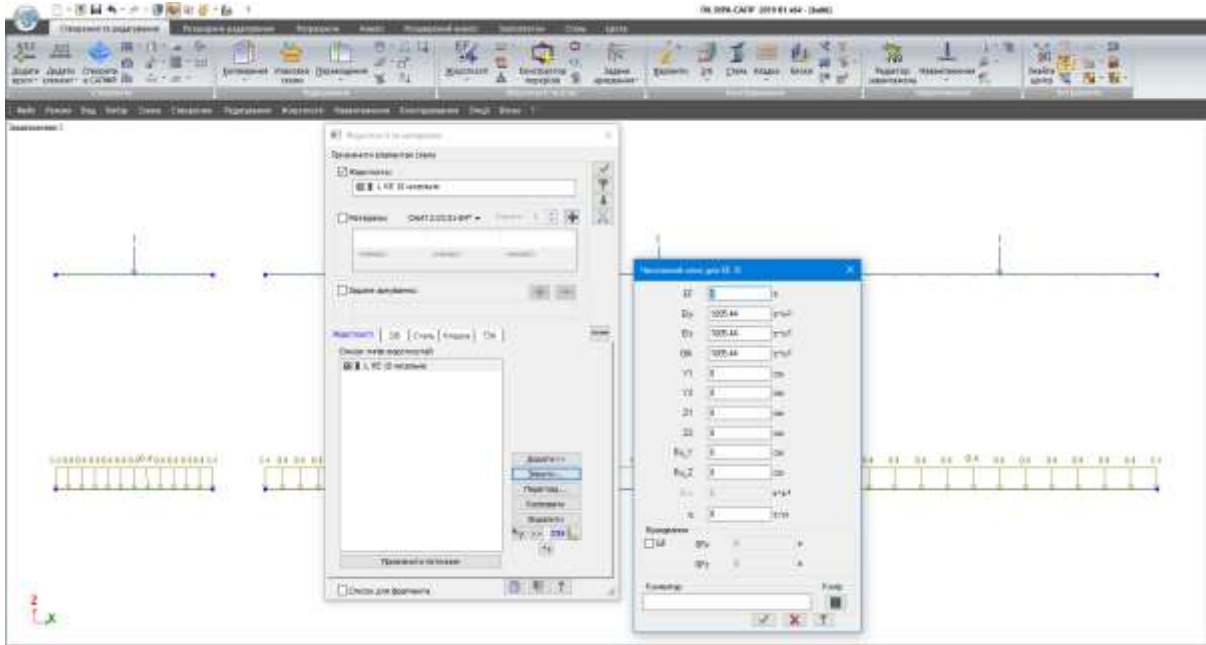


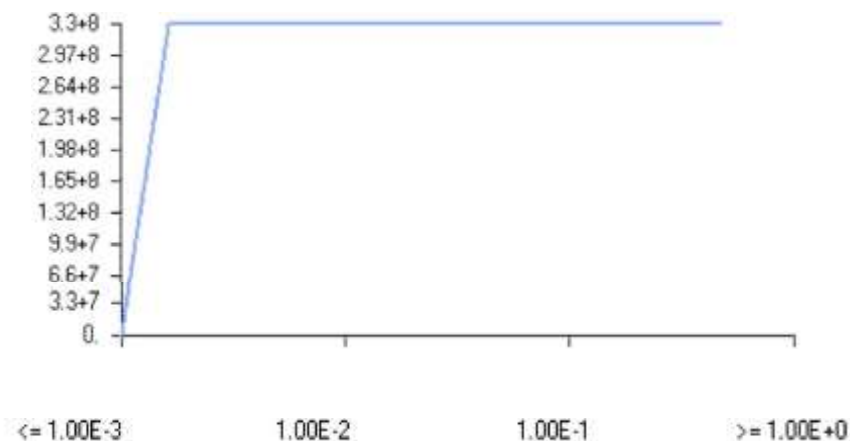
Рис. 4.5. Чисельний опис для КЕ

### Профільований настил і арматура

Матеріал профнастилу і арматури – сталь, що має модуль пружності  $E=2,1 \cdot 10^5$  МПа і коефіцієнт Пуассона  $\nu=0,3$ . Модуль зсуву  $G$  не задається (обраховується автоматично).

Матеріал профнастилу задається як ізотропний нелінійний пружно-пластичний, тому що сталь однаково працює на стиск і розтяг. Така модель роботи матеріалу передбачає дволінійний графік деформування (рис. 4.6). Знайдена експериментально границя текучості  $f_y = 330$  МПа.

Границя міцності у розрахунках не використовувалася. Зведені дані по використаних матеріалах наведені у таблиці 4.1.

Рис.4.6. Діаграма  $s - e$  пружно-пластичної моделі профнастилу

### Важкий бетон

Для сталезалізобетону використовувалася дволінійна спрощена діаграма деформування (рис. 4.7). Вона базувалася на діаграмі деформування експериментальних зразків (призм). Характерною точкою для її побудови була границя міцності та відповідні відносні деформації. Визначені експериментально початковий модуль пружності та границя міцності дорівнювали:  $E_{ck}=480$  МПа,  $f_{ck} = 1$  МПа. Коефіцієнт Пуассона  $\nu=0,1$ . Модуль зсуву  $G$  не задається. Для важкого бетону використовувалася нелінійно-пружна модель роботи матеріалу, так як він по різному працює на розтяг і стиск.

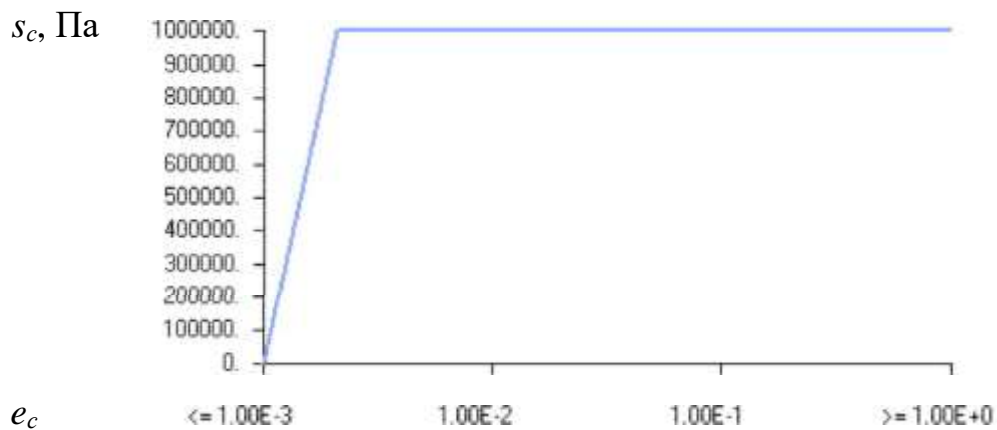


Рис. 4.7. Діаграма  $s_c - e_c$  нелінійно-пружної моделі бетону

### Контакт

Щоб змоделювати контакт використали частину масиву бетону товщиною 0,3 мм. При цьому до границі міцності контакту його робота відповідала роботі бетону з відповідними фізико-механічними характеристиками, а після – деформації контакту нічим не обмежувалися, що відповідало розшаруванню матеріалів і незалежному їх деформуванню. Границя міцності контакту також визначалася експериментально і дорівнювала 20 кПа (див. розділ 3). Для контакту використовувалася нелінійно-пружна модель роботи матеріалу (рис. 4.8).



$s_k$ , Па

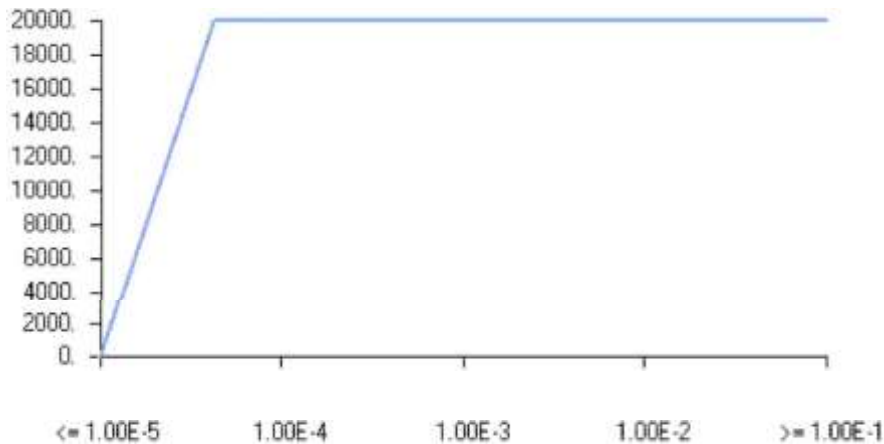


Рис. 4.8. Діаграма  $s_k - e_k$  нелінійно-пружної моделі контакту

#### 4.4.6. Побудова сітки скінченних елементів

##### Скінчені елементи

До початку побудови сіток СЕ необхідно визначити і задати типи СЕ, які будуть використовуватися для розрахунків, а також вказати їх властивості. В наших розрахунках для моделювання використовували усі типи СЕ – лінійні, плоскі, об’ємні, а також абсолютно жорсткі СЕ (див. таблиці 4.1- 4.4).

Лінійний (1D) СЕ – це елемент, який поєднує два суміжних вузла. Він використовується у тому випадку, коли по умовам розрахунку немає потреби досліджувати НДС у кожній точці тіла, а достатньо визначити тільки найбільші значення напружень і деформацій [45]. Ці елементи використовують для моделювання роботи брусів або стержнів, тобто тіл у яких один розмір набагато більший за два інших. Застосування таких елементів відповідає рівню розрахункових схем опору матеріалів, коли реальна конструкція замінюється лінією або кривою із характерними властивостями перерізу. До властивостей таких елементів відносять: фізико-механічні характеристики матеріалу, форму і розміри поперечного перерізу, його геометричні характеристики.

Таблиця 4.1

Тип скінчених елементів, що використано для моделювання профлиста, та його властивості

Компонент плити	Тип СЕ		Властивість
		1)	$E=2,1 \cdot 10^5$ МПа; $\nu=0,3^*$
	3D Solid	2)	$f_y = 330$ МПа
			пружно-пластична модель (рисунок 4.7)
Профнастил		4)	кількість вузлів (п'ять або шість)
		1)	$E=2,1 \cdot 10^5$ МПа; $\nu=0,3^*$
	2D Plate	2)	$f_y = 330$ МПа
			пружно-пластична модель (рисунок 4.7)
		4)	товщина $t=0,7$ мм
		5)	кількість вузлів (три або чотири)

\* модулі зсуву обраховувалися автоматично

Таблиця 4.2

Тип скінчених елементів, що використано для моделювання важкого бетону, та його властивості

№п/п	Компонент плити	Тип СЕ	Властивість
2	Важкий бетон	3D Solid	1) $E_{ck}=480$ МПа; $\nu=0,1^*$ 2) $f_{ck} = 1$ МПа 3) нелінійно-пружна модель (рисунок 4.8) 4) кількість вузлів (п'ять або шість)

\* модулі зсуву обраховувалися автоматично

Таблиця 4.3

Тип скінчених елементів, що використано для моделювання важкого бетону,  
та його властивості

№п/п	Компонент плити	Тип СЕ	Властивість
3	Контакт	3D Solid	1) $E_k=480$ МПа; $\nu=0,1^*$ 2) $f_k = 20$ кПа 3) нелінійно-пружна модель (рисунок 4.9) 4) кількість вузлів (п'ять або шість)

Таблиця 4.4

Тип скінчених елементів, що використано для моделювання важкого бетону,  
та його властивості

№п/п	Компонент плити	Тип СЕ	Властивість
5	Навантаження, опори	Rigid	Абсолютно жорсткий СЕ, який не змінює своєї форми, а лише положення у просторі

Плоский (2D) СЕ – це елемент, який поєднує три або чотири суміжних вузла є трикутником або чотирикутником відповідно. Такі СЕ використовуються для дослідження НДС пластинок і оболонок, тобто тіл у яких один розмір (товщина) набагато менший за два інших. Такі елемент дозволяють визначити розподіл параметрів НДС по поверхні (площині), але не дають можливості досліджувати зміну напружень і деформацій за товщиною, замінюючи їх значеннями на верхній нижній поверхнях СЕ. Прикладами застосування лінійних СЕ можуть бути сосуди під тиском, тонкостінні конструкції і т.ін. До основних властивостей плоских СЕ відносять: фізико-механічні характеристики матеріалу, товщину пластинки або оболонки [44, 45].

Об'ємний (3D) СЕ – це елемент, який, найчастіше, поєднує чотири, п'ять або шість вузлів. Такі СЕ використовують, коли необхідно дослідити НДС у кожній точці тіла. Найчастіше їх використовують для дослідження масивних

тривимірних тіл, у яких три розміри приблизно однакові. Такі елементи можуть бути у вигляді тетраедрів, гексаедрів та призм. До основних властивостей об'ємних СЕ відносять фізико-механічні характеристики матеріалу [21].

Абсолютно жорсткий СЕ (АЖСЕ) – це елемент, який не змінює своєї форми під дією навантаження (його форма залишається сталою за будь-яких умов), але може змінювати своє відносне положення у просторі. АЖСЕ обов'язково складається з одного повідного вузла і одного або кількох ведених. При переміщенні повідного вузла увесь АЖСЕ рухається без деформування у його напрямку. Ця властивість дозволяє моделювати з'єднання елементів моделі між собою, але найчастіше використовується для моделювання навантажень і опор.

#### Побудова сіток СЕ

Головною умовою для коректного розрахунку була зв'язаність сіток у вузлах, що об'єднують різні матеріали і типи СЕ. Для цього, при визначенні розміру і конфігурації сіток необхідно їх одночасно накладати на усі геометричні тіла моделі. Процедура накладання сіток була наступною:

- попередньо засобами ЛПРА-САПР визначався крок сіток;
- на усі геометричні тіла моделі, побудовані у попередньому підрозділі, накладалися сітки 3D СЕ з властивостями важкого бетону. При цьому зв'язування сіток у вузлах відбувалося автоматично;
- у 3D СЕ, що належали профнастилу і контакту, змінювали властивості на притаманні їм;
- у випадку використання 2D СЕ для моделювання роботи профнастилу на найнижчі площини і поверхні контакту накладали сітки 2D СЕ, які також автоматично зв'язувалися у вузлах;
- по границях контактуючих тіл (лініях та кривих), що відповідали місцям розташування арматури, накладали сітки 1D СЕ;
- у деяких випадках, при незначних відхиленнях у геометрії контактуючих між собою тіл, утворювалися СЕ, які не були пов'язані у вузлах. Для знаходження і виправлення таких елементів виконували перевірку зв'язаності

сіток, яка полягала у перевірці мінімальної відстані між сусідніми вузлами. Якщо ця відстань була меншою за 0,1 мм, то вузли додатково об'єднували між собою. Усі дії, пов'язані із знаходженням та поєднанням вузлів, також виконувалися засобами ЛІРА-САПР [53].

На рисунку 4.1 наведено повні СЕ моделі профнастилу, які використовувалися для дослідження його роботи окремо від плит. Модель складається із сітки 2D СЕ, опор та навантажень (див. підрозділ 4.1.6) Через простоту моделі було можливим збільшити кількість СЕ, за рахунок зменшення кроку сітки, на відміну від інших випадків. Так як полицки експериментальних зразків були додатково з'єднані металевими смужками, у СЕ модель профнастилу додатково увели абсолютно жорсткий СЕ, що поєднував протилежні полицки моделі профнастилу. В експериментальних зразках таких смужок було п'ять, в СЕ моделі – одна, так як тільки одна смужка обмежувала деформації, а усі інші втратили стійкість і на подальшу роботу не впливали. Як з'ясувалося під час попередніх розрахунків, наявність такого жорсткого зв'язку суттєво впливає на результати розрахунку профнастилу, оскільки сам профнастил достатньо гнучкою конструкцією і будь-які заходи, що зменшують його гнучкість, а, відповідно, обмежують деформації, суттєво впливають на його роботу. Аналогічне зауваження стосується і моделювання опорних вузлів профнастилу. В експерименті полицки профнастилу були додатково з'єднані із опорою, що обмежувало їх рух у поперечному напрямку. Відповідно, при моделюванні опор враховували і цей факт [45].

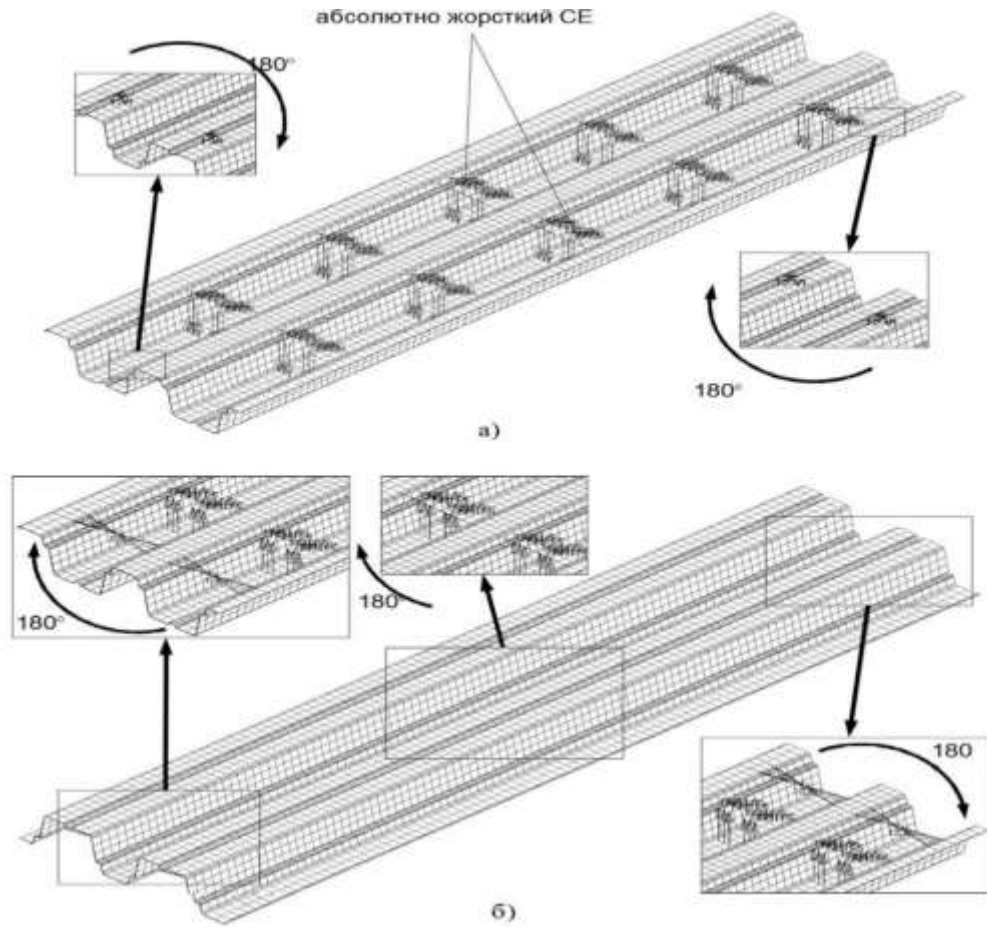


Рис. 4.9. Повні СЕ моделі профнастилу у положенні позитив (а) і негатив (б), які використовувалася для дослідження його роботи окремо від плит

На рисунку 4.9 подано повні СЕ моделі плит. У таблицю 4.5 зведено дані про елементний склад моделей. Як бачимо, найбільш складною була модель плити П-2.

Таблиця 4.5

Елементний склад моделей

№п/п	Модель	Кількість СЕ по типах	
		2D Plate	3D Solid
1	Профнастил	8400	–
2	П-1	2030	7250
3	П-1	–	14256
		2304	11952
4	П-2	6496	40816
5	П-3	–	12462

Таблиця 4.6

## Прогин для зразків П1, П2, П3

Зразок	Навантаження на розподілюючу траверсу, N, кН	Прогин $f_{max}$ , см
П1	17,5	4,58
П2	30	4,02
П3	64	1,02

**4.4.7. Лінійний та нелінійний розрахунок**

Для усіх моделей, що розглянуті вище, проводили лінійний та нелінійний статичні розрахунки. При лінійному статичному розрахунку ігноруються нелінійні властивості матеріалів і геометрична нелінійність конструкції. Розрахунок проводиться по початкових модулях пружності [119]. При цьому не можливо виявити такі ефекти, як розшарування матеріалів та їх руйнування при досяганні границі текучості. Розрахунок іде у відповідності до закону Гука.

Нелінійний розрахунок передбачає прикладання навантаження у декілька кроків, збільшуючи його від нуля до максимального значення. На кожному кроці навантаження обраховуються значення січних модулів пружності, відповідно до діаграми деформування матеріалів, а також зміни у розмірах конструкції, що можуть впливати на результати розрахунку. На базі, обрахованих на даному кроці параметрів НДС, будують розв'язок для наступного кроку навантаження. Цей процес закінчується тоді, коли досягають максимального навантаження, або коли конструкція перетворюється у механізм – з'являються пластичні шарніри, втрачається місцева або загальна стійкість і т.д.

Для виконання розрахунку у програмному комплексі ЛІРА-САПР необхідно послідовно вказати, який тип розрахунку буде виконуватися, які випадки навантажень і опор застосувати. Додатково для нелінійного розрахунку

вказують кількість кроків навантажень, та який набір параметрів НДС видавати на кожному кроці навантаження [5].

В усіх нелінійних розрахунках кількість кроків навантаження дорівнювала 20, але не для всіх плит досягли максимального значення навантажень. Так для пліфнастилу і 0,829687 від максимального при використанні 3D СЕ для профнастилути П-2 розрахунок припинився при навантаженні 0,8 від максимального; для П-1 – 0,75625 від максимального при використанні 2D СЕ. В обох випадках причиною припинення розрахунку була втрата місцевої стійкості полицок профнастилу після відшарування від важкого бетону. В експерименті було можливим збільшувати навантаження за таких умов. На жаль при розрахунках МСЕ така можливість відсутня [120].

Перед розрахунком обов'язково вказують шукані параметри НДС, які необхідно отримати у результаті розрахунку. В нашому випадку шуканими параметрами НДС були абсолютні і відносні деформації, прогини, нормальні, а також дотичні напруження по трьох координатних осях. Після цього виконується розрахунок, і отримані дані можна використовувати для подальшої обробки та аналізу.

Час розрахунку залежав як від складності моделі, так і від збіжності системи рівнянь. У випадках, коли навантаження наближалось до критичного (втрата стійкості, поява пластичних шарнірів) розрахунок починав повторюватися декілька разів для точного визначення моменту переходу від статичної конструкції до механізму. Значення навантаження у такий момент і буде максимальним значенням, яке можна прикласти до конструкції [5].

#### **4.5. Результати розрахунків та їх аналіз**

Для зручності аналізу результати розрахунків викладені у наступному порядку: профільований настил; плита П-1, (згруповані, в схожі за будовою), плита П-2, плита П-3.



#### ***4.5.1. Профільований настил***

На рисунках 4.9-4.11 зображено діаграми розподілу напружень Мізеса і характер деформування профнастилу у положеннях позитив і негатив при максимальному навантаженні. Як свідчать рисунки, профнастил у положенні негатив був дещо жорсткішим, ніж у положенні позитив. Це пояснюється більш жорсткими граничними умовами, які не дозволяли поличкам профнастилу вільно переміщуватися на опорах. Діаграми показують, що найбільші напруження у положенні позитив виникають у опорних зонах під дією опорних реакцій. У той же час у положенні негатив найбільші напруження виникають у зоні дії найбільшого згинаючого моменту. В обох випадках напруження не перевищують границю текучості сталі (330 МПа). Посередині прольоту, у місцях розташування АЖСЕ видно невеликі збурення (концентрації) напружень, які виникають у відповідь на обмеження деформації поличок АЖСЕ.

Відмітимо, що у положенні позитив внаслідок необмеженого деформування поличок, у крайових точках поличок виникали значні деформації, які за величиною перевищували прогини посередині прольоту (рисунок 4.10). На це необхідно звертати увагу при аналізі роботи конструкції і визначати прогини у тих точках, де в експерименті розташовувалися прогиноміри.

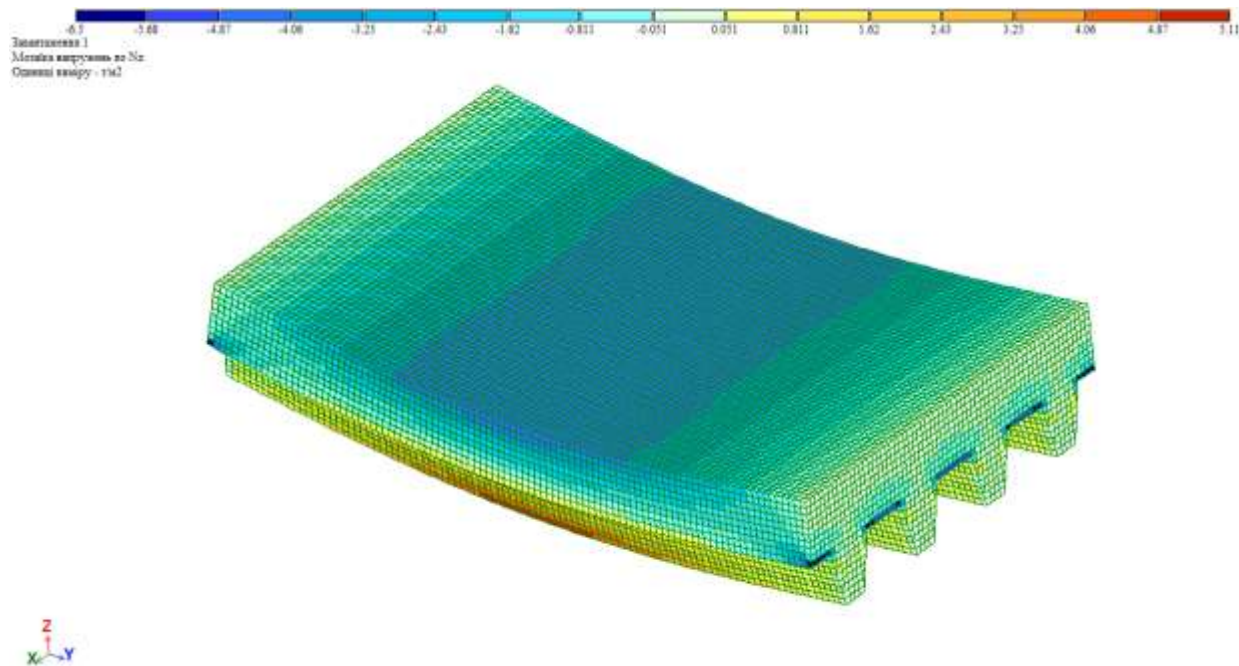


Рис. 4.10. Діаграма розподілу напружень Мізеса і характер деформування профнастилу у положенні позитив

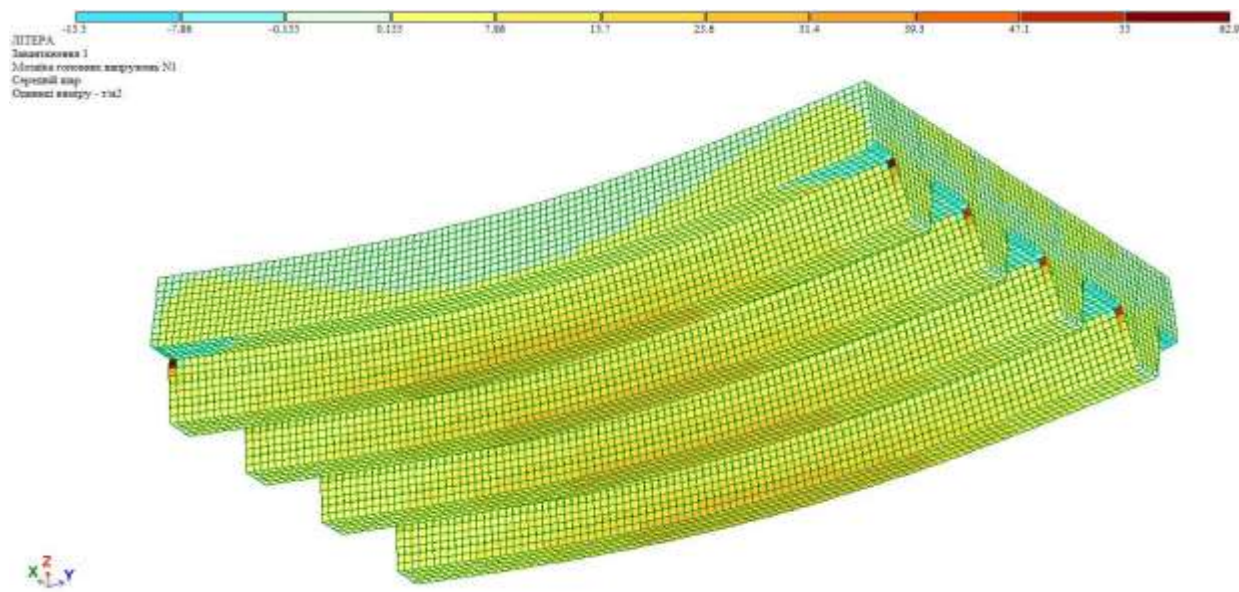


Рис. 4.11. Мозаїка напружень

Таблиця 4.7

**Прогини профнастилу посередині прольоту у його крайній нижній точці**

Ступінь навантаження	Профнастил у положенні позитив			Профнастил у положенні негатив		
	Навантаження, Н	Прогини, мм		Навантаження, Н	Прогини, мм	
		Нелін. розр.	Лін. розр.		Нелін. розр.	Лін. розр.
0	0	0	0	0	0	0
1	247	0,19	0,20	246	0,19	0,19
2	493	0,37	0,41	491	0,39	0,38
3	740	0,56	0,61	737	0,58	0,58
4	986	0,75	0,82	982	0,78	0,77
5	1233	0,95	1,02	1228	0,97	0,96
6	1479	1,14	1,23	1473	1,17	1,15
7	1726	1,34	1,43	1719	1,37	1,34
8	1972	1,54	1,64	1965	1,57	1,53
9	2219	1,74	1,84	2210	1,77	1,73
10	2465	1,94	2,05	2456	1,98	1,92
11	2712	2,15	2,25	2701	2,18	2,11
12	2958	2,36	2,46	2947	2,39	2,30
13	3205	2,57	2,66	3192	2,60	2,49
14	3451	2,78	2,87	3438	2,81	2,68
15	3698	3,00	3,07	3684	3,02	2,88
16	3944	3,22	3,28	3929	3,23	3,07
17	4191	3,44	3,48	4175	3,44	3,26
18	4437	3,67	3,68	4420	3,66	3,45

Так у таблиці 4.7 приведені результати розрахунку прогинів посередині прольоту для крайніх нижніх точок профнастилу, де і були встановлені прогиноміри. Загалом, характер зміни прогинів посередині прольоту для обох положень профнастилу практично ідентичний. Це пояснюється тим, що профнастил зроблений із сталі, яка є пластичним ізотропним матеріалом, а відношення прольоту до висоти профнастилу досить велике. В такому випадку, в ньому не виникають значні зсувні деформації, а результати розрахунку не будуть значно відрізнятися від розрахунків методами опору матеріалів. Тим не менш, на графіках прогинів (рис. 4.12) ми можемо спостерігати незначну нелінійність у роботі профнастилу, яка викликана геометричною нелінійністю, тобто зміною умов навантаження, що спричинена зміною форми профнастилу [109].

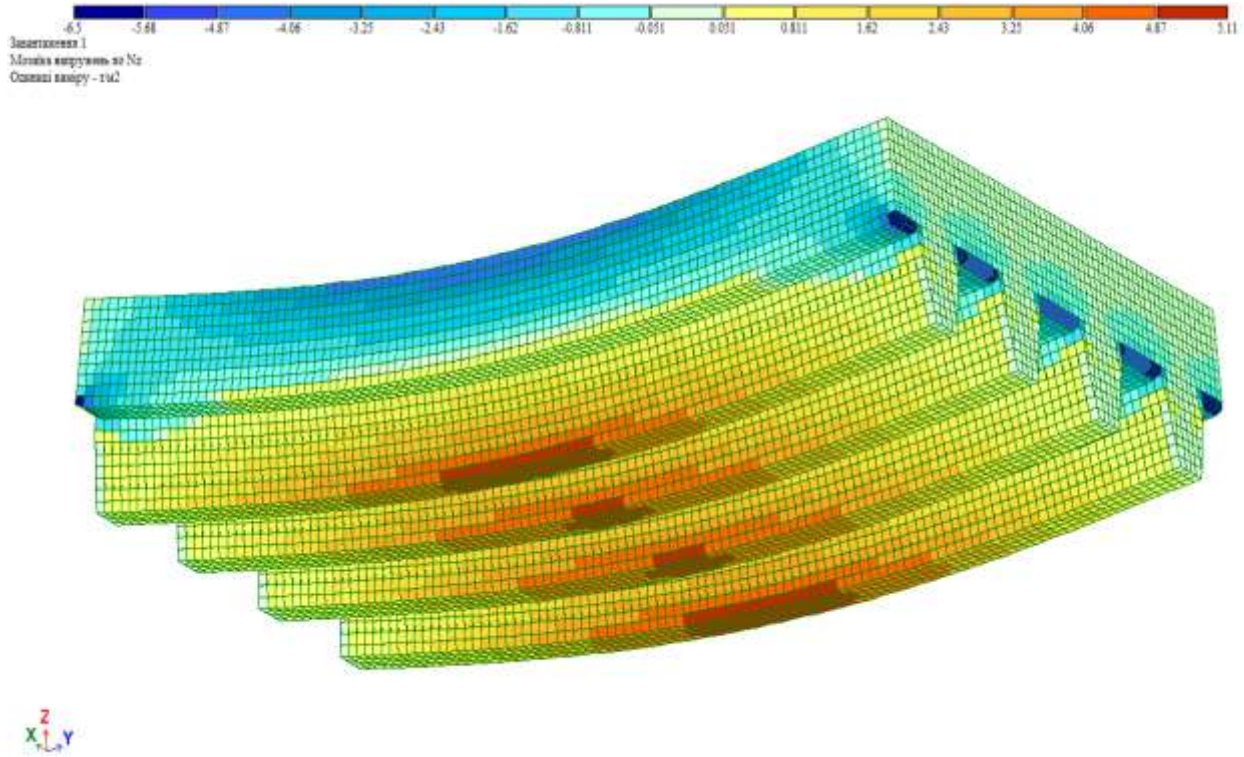


Рис. 4.12 . Діаграма розподілу еквівалентних напружень Мізеса і характер деформування профнастилу у положенні негатив:

а) загальні деформації; б) прогини у вертикальній площині

#### 4.5.2. Плити П-1, П-2, П-3

Як зазначено вище, плита П-1 розраховувалася з двома варіантами СЕ для моделювання профнастилу – дво- і тривимірними, для визначення найбільш ефективного методу моделювання профнастилу [118]. В обох випадках під час нелінійного розрахунку не вдалося досягти максимального експериментального значення навантаження – при моделюванні 2D СЕ розрахунок закінчився на значенні  $0,75625F_{\max}$ , а при моделюванні 3D СЕ – на значенні  $0,829687F_{\max}$ . Причиною зупинки розрахунку була втрата місцевої стійкості полицками профнастилу. При цьому, у разі застосування 3D СЕ, було можливим візуально зафіксувати момент початку втрати стійкості (рисунки 4.13 і 4.14), чого не відбувалось при застосуванні 2D СЕ. Тобто при застосуванні 2D СЕ момент втрати стійкості визначався точніше, ще до появи змін у геометрії полицки. Розрахунки плит з обома варіантами СЕ показали (див. таблицю 4.13), що

застосування 2D або 3D СЕ несуттєво впливає на результати. Основні відмінності були такими:

- застосування 3D СЕ дозволяє дещо збільшити граничну межу навантаження, при якому втрачається стійкість, що у деяких випадках приводить до візуалізації змін геометричної форми тіла в момент втрати стійкості;
- застосування 3D СЕ дає кращу збіжність під час розрахунку;
- застосування 3D СЕ незначною мірою зменшує значення прогинів після розшарування матеріалів. Інших відмінностей не було.

Базуючись на отриманих для плити ПМА-1 результатах, було вирішено застосовувати 3D СЕ для моделювання профнастилу в інших плитах.

Результати розрахунку плит П-1, П-2, П-3 та залежність прогину від зростання навантаження зразків П1 (пр відсутності з'єднання) та П2 (профнастил з виштамповками) та П3 (поєднанні залізобетону з виштамповками) наведені на рисунках 4.12-4.13. Максимальні прогини, що визначались посередині прольоту у місці розташування прогиноміра наведені у таблиці 4.5.

На усіх плитах наочно спостерігається концентрація напружень по краях АЖСЕ, що моделюють дошки [132]. Причому під самою «дошкою» напруження значно менші за напруження по її краях. На опорах напруження досягали критичних значень у 1 МПа при навантаженні близько 6000 Н, у той час як посередині прольоту при навантаженні 12000 Н. Подальше збільшення навантаження збільшувало розміри зон з граничним напруженням.

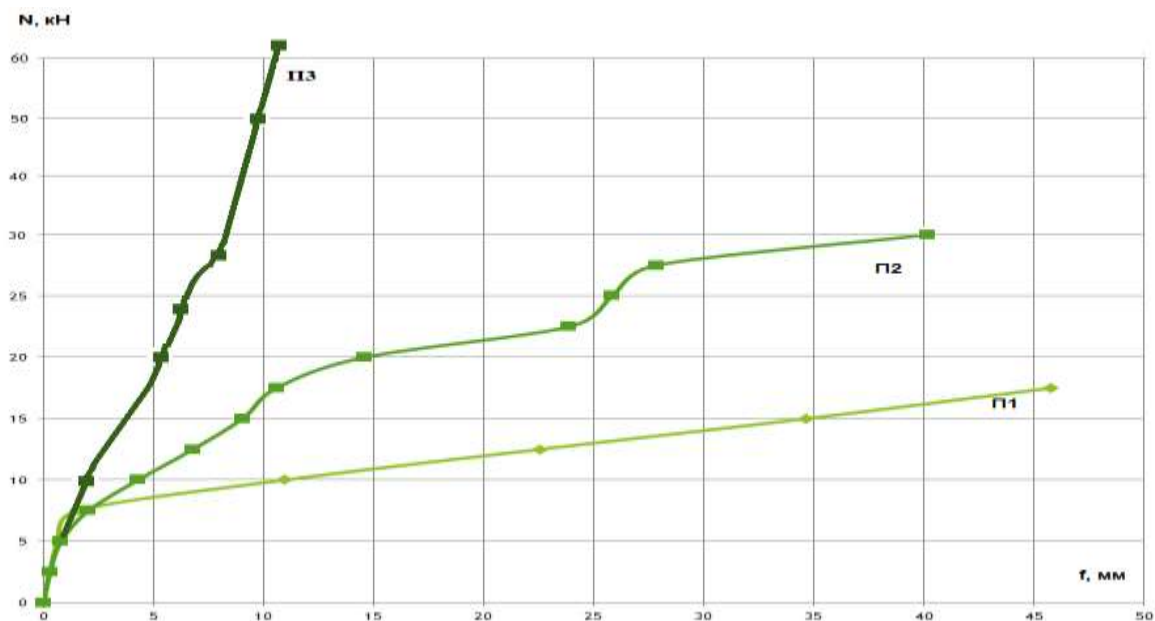


Рис. 4.13. Залежність прогину від зростання навантаження зразків П1 (пр відсутності з'єднання) та П2 (профнастил з виштамповками) та П3 (поєднанні залізобетону з виштамповками)

*Руйнування дослідних зразків відбувалось внаслідок відриву профнастилу від бетонного блоку*

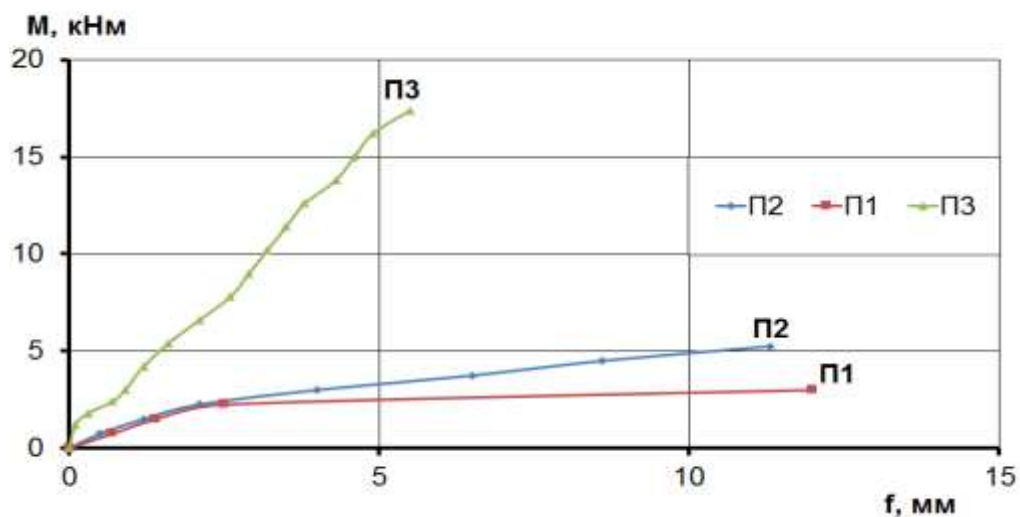


Рис. 4.14. Несуча здатність та прогин елементів плит

Таблиця 4.8

Залежності прогину від зростання навантаження зразків П1, П2 та П3

Зразок	Навантаження на розподілюючу траверсу, N, кН	Прогин $f_{max}$ , см
П1	17,5	4,58
П2	30	4,02
П3	64	1,02

### **Практичні рекомендації по моделюванню НДС сталезалізобетонних плит з профільованим настилом МСЕ**

На підставі виконаних розрахунків розроблені наступні практичні рекомендації по моделюванню НДС сталезалізобетонних плит з профільованим настилом МСЕ:

1. Використовувати у розрахунках СЕ у формі гексаєдрів та призм для чого перетворити (розбити) геометрію на п'яти або шестигранники.
2. Для моделювання кривих застосовувати розрізи при перетині площин із кривими поверхнями.
3. Задавати реальні моделі деформування матеріалів криві т.ін., і не обмежуватися тільки початковими модулями пружності.
4. При моделюванні матеріалів враховувати їх руйнування у вигляді незакінченого переміщення при сталому навантаженні (горизонтальна пряма), що відповідає границі міцності або текучості.
5. Використовувати нелінійні моделі роботи матеріалів – пружньо-пластичну або нелінійно-пружну, разом із нелінійним статичним розрахунком.
6. Залежно від умов розрахунку використовувати плоскі або об'ємні СЕ для моделювання профнастилу. Якщо необхідно дослідити початковий момент втрати стійкості і її форму, то застосовується 3D СЕ. У випадку використання 2D СЕ для моделювання роботи профнастилу накладали сітки 2D СЕ на відповідні площини і поверхні.

7. Для моделювання бетону використовувати 3D CE.
8. Для моделювання арматури використовувати 1D CE. Елементи накладати на контактуючі грані тіл, де повинна бути розташована арматура, причому тільки на одну грань (лінію) із декількох контактуючих.
9. Накладати сітку одразу на усі тіла з однією властивістю, після чого змінювати властивості елементів тих тіл, де необхідно. Це дозволяє автоматично отримувати зшиті сітки. Спочатку накладати сітки 3D CE, потім 2D CE і в кінці 1D CE.
10. Виконувати перевірку зв'язаності сіток.
11. Використовувати нелінійний розрахунок із невеликим кроком навантаження і виводом усіх шуканих даних.
12. Проводити аналіз результатів по окремих компонентах із застосуванням інтерактивних перерізів.

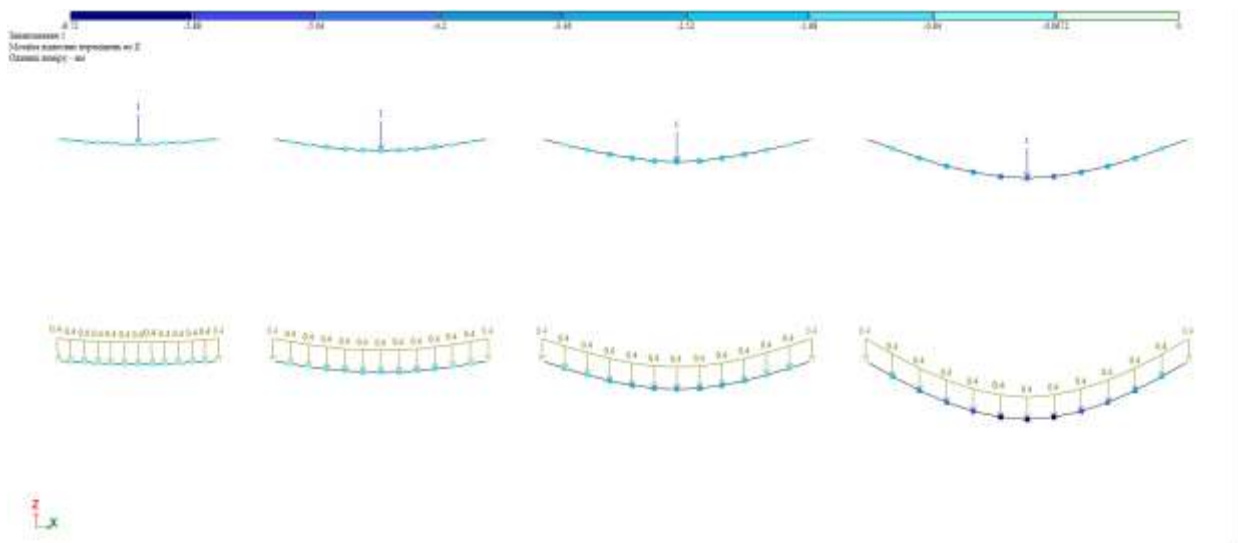


Рис. 4.15. Відносні переміщення



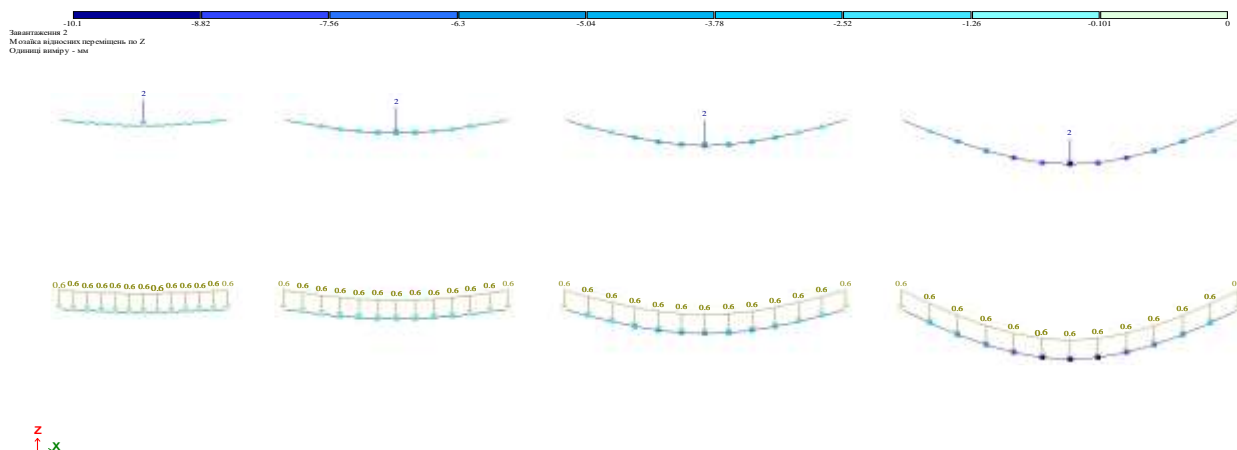


Рис. 4.16. Відносні переміщення

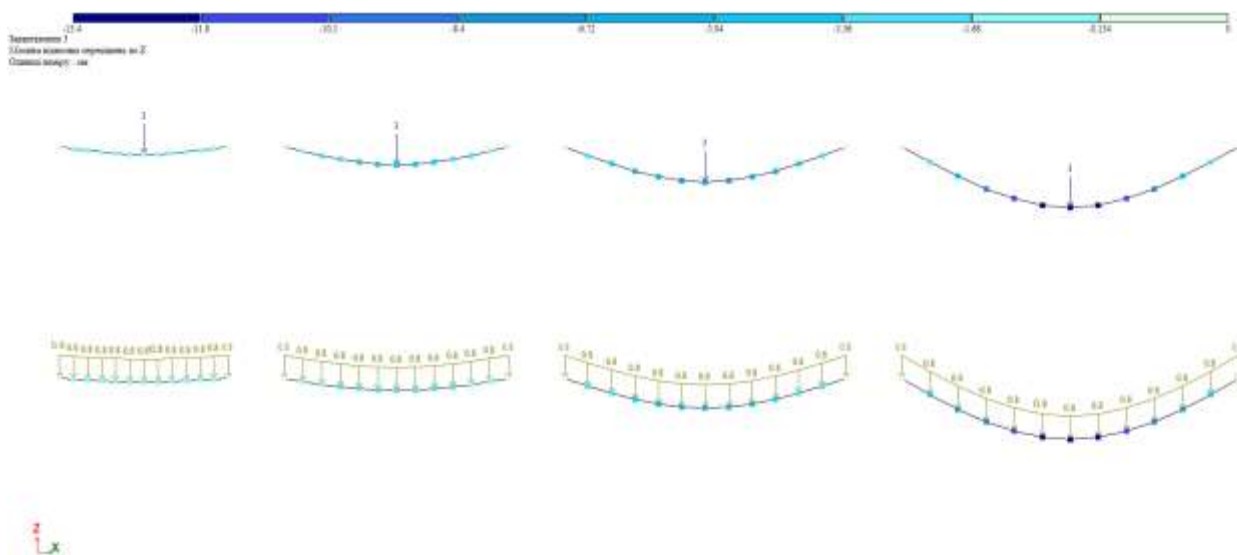


Рис. 4.17. Відносні переміщення

#### 4.6. Порівняльний аналіз результатів розрахунку аналітичними і чисельними методами з даними експериментальних досліджень

Для порівняння наведених у попередніх розділах результатів з інженерними методиками, був виконаний розрахунок плити П-3 [48].

Під час експерименту і у розрахунках були отримані значення прогинів посередині прольоту плит і профнастилу. Оскільки при нелінійному розрахунку при максимальному навантаженні в усіх випадках, окрім плити П-1, відбулося відшарування профнастилу від важкого бетону, то при порівнянні усереднювалися дані прогинів по суміжним парам вузлів.

Таблиця 4.9

## Характеристичні навантаження

Довжина прольоту, м	Граничне навантаження, яке може бути прикладене на перекрите, виходячи з несучої здатності перерізу, $H / м^2$	Характеристичне навантаження від бетонної плити, $H / м^2$	Характеристичне навантаження від профнастилу, $H / м^2$	Розрахункове корисне навантаження на перекриття, яке можна прикласти, виходячи з несучої здатності перерізу, $P$ , $H / м^2$	Навантаження на з/б монолітне перекриття (з таблиці збору навантажень, $H$ ), $H / м^2$	Умова відносно $P > H$
0,50	31168,00	1783,33	67,5	29135,46	3250	ні
0,75	13852,44	1783,33	67,5	11819,90	3250	ні
1,00	7792,00	1783,33	67,5	5759,46	3250	так
1,25	4986,88	1783,33	67,5	2954,34	3250	ні
1,50	3463,11	1783,33	67,5	1430,57	3250	ні
1,75	2544,33	1783,33	67,5	511,78	3250	ні
2,00	1948,00	1783,33	67,5	-84,54	3250	ні
2,25	1539,16	1783,33	67,5	-493,38	3250	ні
2,50	1246,42	1783,33	67,5	-785,82	3250	ні
2,75	1030,35	1783,33	67,5	-1002,19	3250	ні
3,00	868,78	1783,33	67,5	-1166,76	3250	ні
3,25	737,7	1783,33	67,5	-1294,84	3250	ні

Таблиця 4.10

## Характеристичні навантаження

Довжина прольоту, м	Граничне навантаження, $H / м^2$	від бетонної плити, $H / м^2$	від профнастилу, $H / м^2$	Розрахункове корисне, $H / м^2$	Навантаження на з/б монолітне перекриття, $H / м^2$	$P > H$
3,50	636,08	1783,33	67,5	-1396,46	3250	ні
3,75	554,10	1783,33	67,5	-1478,44	3250	ні
4,00	487,00	1783,33	67,5	-1545,54	3250	ні
4,25	431,39	1783,33	67,5	-1601,15	3250	ні
4,50	384,79	1783,33	67,5	-1647,75	3250	ні
4,75	345,35	1783,33	67,5	-1687,19	3250	ні
5,00	311,68	1783,33	67,5	-1720,86	3250	ні
5,25	282,70	1783,33	67,5	-1749,84	3250	ні
5,50	257,59	1783,33	67,5	-1774,95	3250	ні
5,75	235,67	1783,33	67,5	-1796,87	3250	ні
6,00	216,44	1783,33	67,5	-1816,10	3250	ні
3,50	636,08	1783,33	67,5	-1396,46	3250	ні

Таблиця 4.11

## Характеристичні навантаження

Довжина прольоту, м	Граничне навантаження, $H / м^2$	від бетонної плити, $H / м^2$	від профнастилу, $H / м^2$	Розрахункове корисне, $H / м^2$	Навантаження на з/б монолітне перекриття, $H / м^2$	$P > H$
0,50	58272,00	2533,33	67,5	55416,46	3250	так
0,75	25898,67	2533,33	67,5	23041,13	3250	так
1,00	14568,00	2533,33	67,5	11710,46	3250	так
1,25	9323,52	2533,33	67,5	6465,98	3250	так
1,50	6474,67	2533,33	67,5	3617,13	3250	так
1,75	4756,90	2533,33	67,5	1899,36	3250	ні
2,00	3642,00	2533,33	67,5	784,46	3250	ні
2,25	2877,63	2533,33	67,5	20,09	3250	ні
2,50	2330,88	2533,33	67,5	-526,66	3250	ні
2,75	1926,35	2533,33	67,5	-931,19	3250	ні
3,00	1618,067	2533,33	67,5	-1238,88	3250	ні
3,25	1379,22	2533,33	67,5	-1478,32	3250	ні

Таблиця 4.12

## Характеристичні навантаження

Довжина прольоту, м	Граничне навантаження, $H / м^2$	від бетонної плити, $H / м^2$	від профнастилу, $H / м^2$	Розрахункове корисне, $H / м^2$	Навантаження на з/б монолітне перекриття, $H / м^2$	$P > H$
3,50	1189,22	2533,33	67,5	-1668,32	3250	ні
3,75	1035,95	2533,33	67,5	-1821,60	3250	ні
4,00	910,50	2533,33	67,5	-1947,04	3250	ні
4,25	806,53	2533,33	67,5	-2051,01	3250	ні
4,50	719,41	2533,33	67,5	-2138,13	3250	ні
4,75	645,67	2533,33	67,5	-2211,87	3250	ні
5,00	582,72	2533,33	67,5	-2274,82	3250	ні
5,25	528,54	2533,33	67,5	-2329,00	3250	ні
5,50	481,59	2533,33	67,5	-2375,95	3250	ні
5,75	440,62	2533,33	67,5	-2416,92	3250	ні
6,00	404,67	2533,33	67,5	-2452,88	3250	ні

Таблиця 4.13

**Порівняння експериментальних даних для плити П-3 з розрахунком за математичною зсувною моделлю**

Макс. нав-ня, Н	Прогини, мм						
	Експеримент	Розрахунок за «Рекомендаціями...» [114]		Зсувна модель			
		Величина	Похибка, %	Без урах. зсувів	Похибка, %	З урах. зсувів	Похибка, %
11821	4,63	8,6	86	2,95	36	3,34	28

Наведені у таблиці 4.13 дані не є показовими, оскільки містять усереднення по сумісним парам вузлів у контакті, що є досить умовним. Вони наведені з метою показати відмінність між лінійним і нелінійним розрахунком та їх точність. Таблиці 4.13 та 4.14 показують, що розрахунок значно завищує значення прогинів, а розрахунок за математичною зсувною моделлю – навпаки. В першому випадку похибка складає 86%; у другому – 36% без урахування зсувів і 28% з їх урахуванням.

Розрахунки за МСЕ мають кращу збіжність з експериментом. Найбільша похибка досягає 8,4% для плити П-2 при нелінійному розрахунку, і 34% для плит П-1 і П-2 при лінійному.

Таблиця 4.14

**Порівняння результатів розрахунку плит П-1, П-2, П-3 з експериментальними даними**

Плита	Експер.		Нелінійний розрахунок						Похибка, %	Лін. розр.		Похибка, %
	Нав-ня на посл. ступ., Н	Прогин, мм	Нав-ня на посл. ступ., Н	№ вузла	Прогин, мм	№ вузла	Прогин, мм	Сер., мм		Макс. нав-ня, Н	Прогин, мм	
П-1	11480	4,88	11536	19406	5,36	3595	4,12	4,74	–	16480	4,63	–
	12480	5,27	12360		5,84		4,48	5,16				
Апр.	11821	5,01	11821	–	5,53	–	4,25	4,89	2,4	11821	3,32	34
П-2	11480	4,41	11814	1261	4,17	2149	4,12	4,15	–	21480	6,52	–
	12480	4,72	12888		4,68		4,55	4,62				
Апр.	11821	4,52	11821	–	4,17	–	4,12	4,14	8,4	11821	3,59	21
П-3	11480	4,06	11088	13461	3,70	37236	3,71	3,71	–	18480	5,91	–
	12480	4,41	12012		4,04		4,04	4,04				
Апр.	11821	4,18	11821	–	3,97	–	3,97	3,97	1,0	11821	3,0	10

Після апроксимації даних підтвердився висновок розділу 2, про те, що кількість вертикальної арматури не впливає на роботу плит при лінійному розрахунку – прогини плит П-1, П-2, П-3 при лінійному розрахунку виявилися однаковими. При нелінійному розрахунку спостерігається незначний вплив кількості арматури на деформований стан плит, що виражається у зменшенні прогинів із 4,89 мм до 4,07 мм.

Наведені графіки демонструють, що на початкових етапах розрахунку МСЕ дає дещо занижені результати, які починають збігатися на кінцевих етапах навантажень. Це свідчить про те, що на початкових етапах відбувається припрацювання плити та вибирання зазорів.

Що стосується методу анкерування і кількості арматури, то найбільш ефективним є метод анкерування, використаний у плиті П-3. Метод анкерування плити П-2 не можна вважати вдалим, з точки зору деформацій і кількості використаної арматури. Як свідчать результати (таблиця 4.14), розрахункові прогини плити П-2 лежать між розрахунковими прогинами плит П-3 та П-2, у той час експериментальні – більші за них.

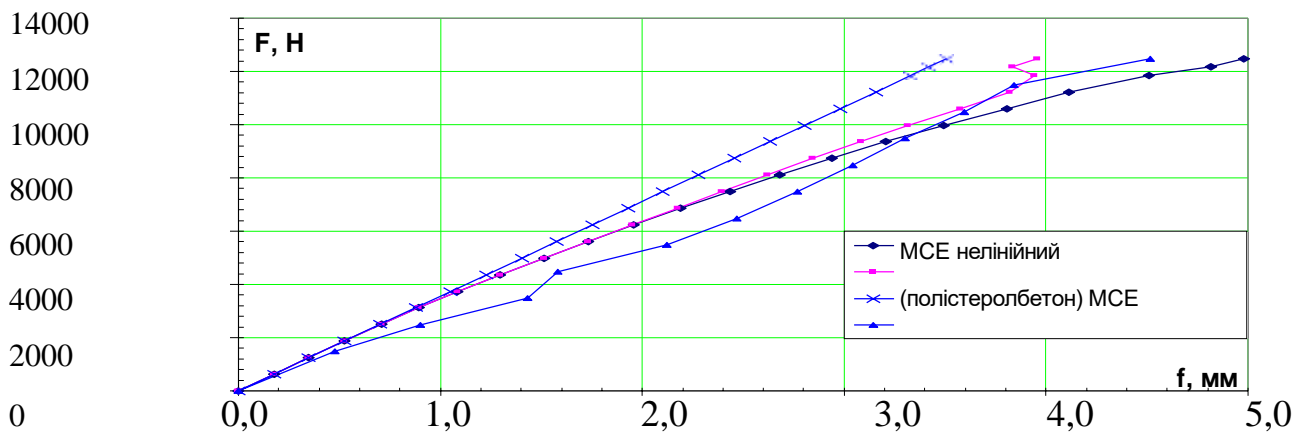


Рис. 4.18. Порівняння прогинів, обчислених за МСЕ для плити П-3, з експериментальними даними

Базуючись на цих висновках, метод анкерування, застосований у плиті П-2, можна рекомендувати до застосування у випадках, коли необхідно значно підвищити несучу здатність за рахунок незначного зменшення деформативних властивостей плити.

Що стосується порівняння експериментальних досліджень і розрахунку профнастилу, то вони практично збігаються між собою (рисунки 4.21 і 4.22). Дивлячись на це, нелінійний розрахунок профнастилу необхідно проводити у випадках, коли необхідно детально вивчити роботу профнастилу, у тому числі і втрату його стійкості.

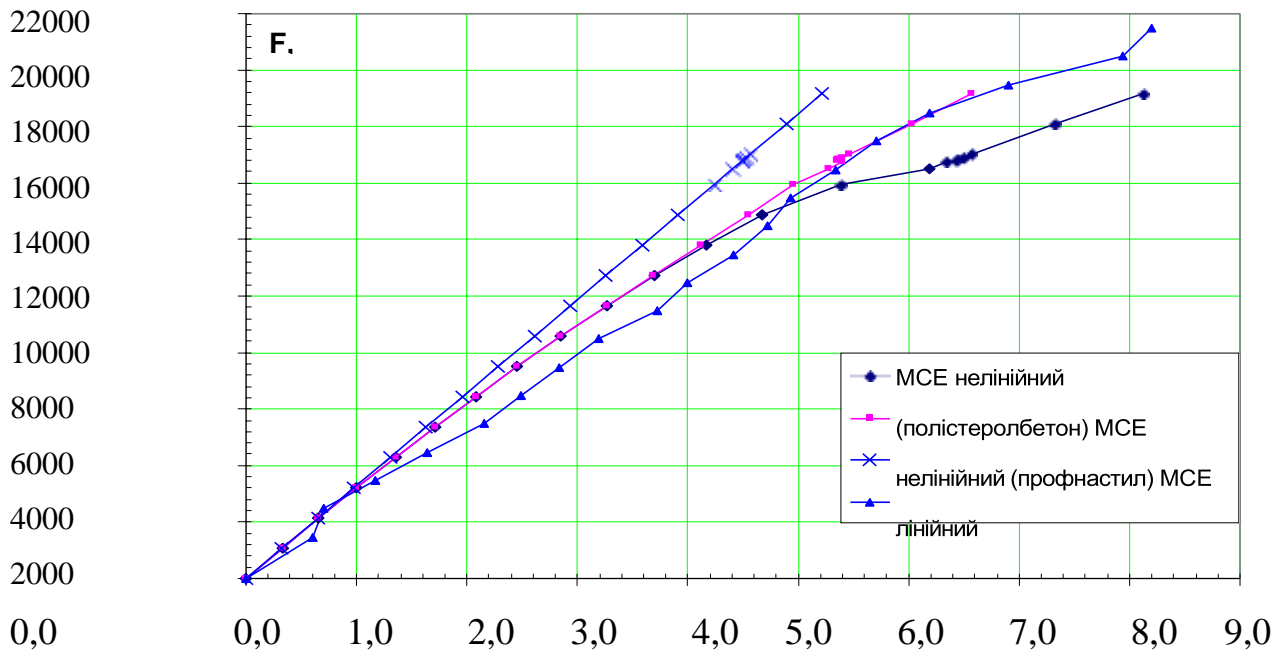


Рис. 4.19. Порівняння прогинів, обчислених за МСЕ для плити П-2, з експериментальними даними

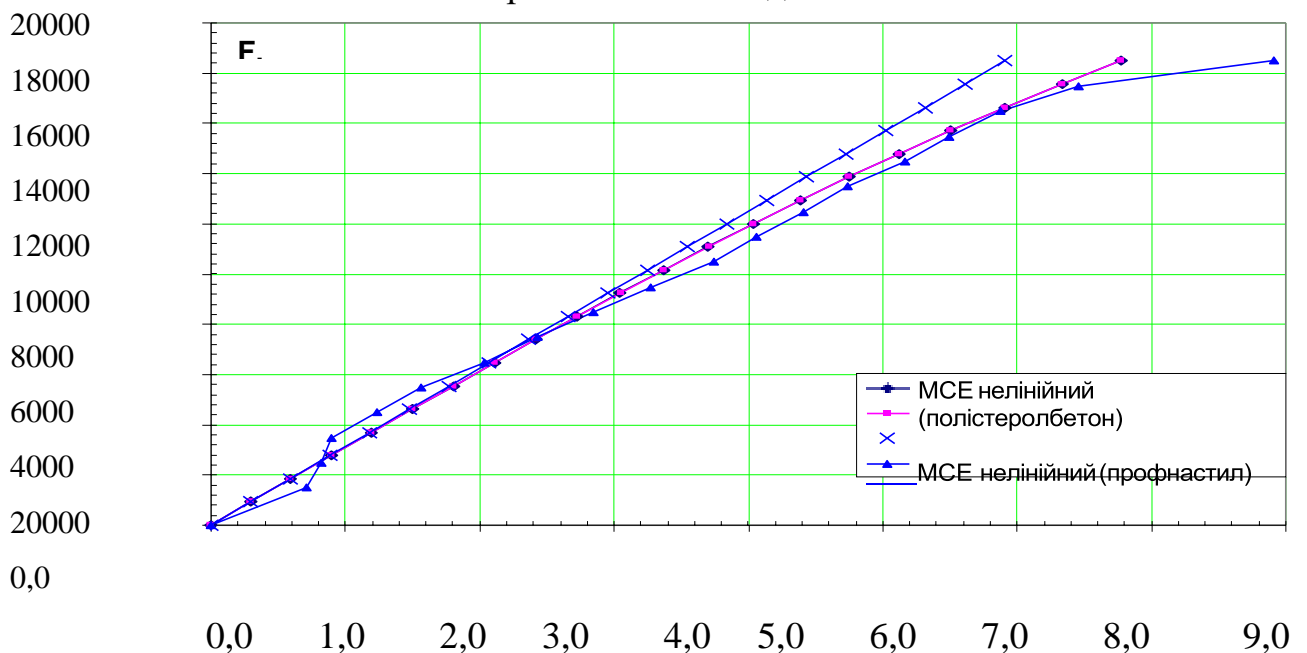


Рис. 4.20. Порівняння прогинів, обчислених за МСЕ для плити П-3, з експериментальними даними

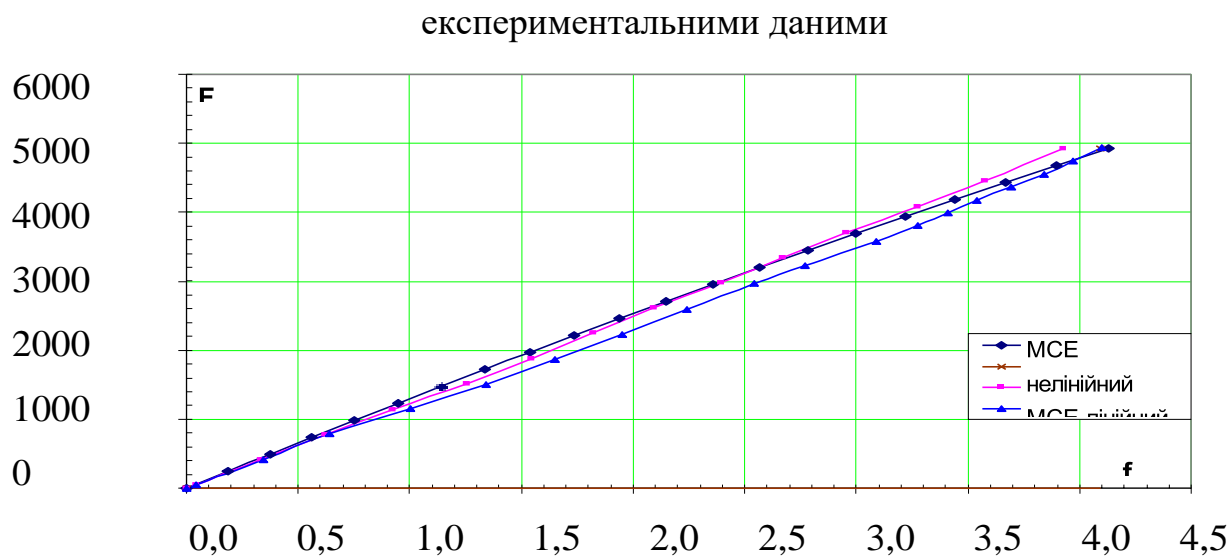


Рис. 4.21. Порівняння прогинів, обчислених за МСЕ для профнастилу у положенні «позитив» з експериментальними даними

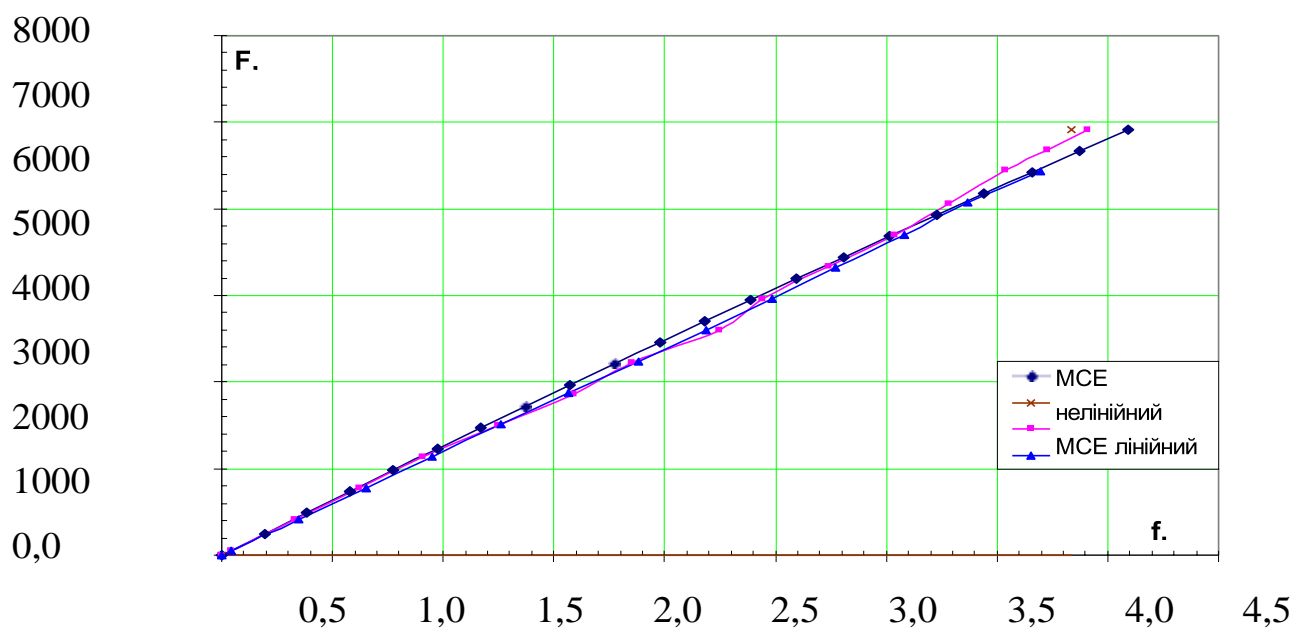


Рис.4.22. Порівняння прогинів, обчислених за МСЕ для профнастилу у положенні «негатив» з експериментальними даними

#### **Висновок до розділу 4**

1. Побудовані скінчено-елементні моделі профнастилу і плит, на основі яких проведено їх розрахунки методом скінчених елементів.

2. Виконані розрахунки дозволили дослідити роботу профнастилу, контакту матеріалів, їх розшарування, а також роботу арматури та її вплив на параметри НДС важкого бетону і профнастилу. Найбільш ефективно арматура використана у плиті П-3 і його можна рекомендувати у якості основного виду армування сталезалізобетонних плит з профільованим настилом.

В інших випадках гнучка арматура перенапружувала або важкий бетон (плити П-1, П-2, П-3), або профнастил (П-2), що призводить до появи поздовжніх тріщин і виключає з подальшої роботи арматуру.

3. Дослідження НДС плит МСЕ дозволили дослідити відшарування матеріалів, а також виявити моменти втрати стійкості полицками профнастилу.

4. Відповідно виконаних досліджень розроблені практичні рекомендації щодо моделювання і розрахунку сталезалізобетонних плит з профільованим настилом МСЕ, у тому числі, дано обґрунтування вибору типу СЕ для моделювання профнастилу.

5. Виконано порівняння та аналіз результатів експериментальних досліджень з розрахунками плит за МСЕ та аналітичними методами. Проведений аналіз показав добрий збіг результатів розрахунку за МСЕ з експериментальними даними – похибка не перевищує 8,4% для плити П-2. Розрахунок за математичною зсувною моделлю плити П-1 давав прогини на 28% менші за експериментальні, у той час як за "Рекомендаціями..." – на 86% більші, тобто розрахунок іде у запас деформативності.



6. Розрахунки за МСЕ та математичною зсувною моделлю довели, що вплив зсувів на напружений стан розглядуваних конструкцій незначний. Найбільший вплив зсуви мають на деформований стан плит. Тому у практичних розрахунках напруження можна визначати за класичними моделями та лінійним розрахунком без урахування зсувів.

7. Розрахунок несучої здатності для плити П-1 давав на 4 % більші значення, ніж це було отримано в експерименті. Для інших плит виконати розрахунок за ДСТУ було неможливо.

8. Загалом, із виконаних розрахунків та їх аналізу витікає, що для дослідження напруженого стану та несучої здатності можна використовувати МСЕ та математичну зсувну модель без урахування зсувів.

## ВИСНОВКИ

У дисертації вирішено актуальну науково-технічну задачу з оцінки методів розрахунку напружено-деформованого стану сталезалізобетонних плит перекриття з профільованим настилом. Проведені дослідження дозволяють зробити наступні висновки:

1. Удосконалено аналітичну зсувну модель згину плит з кусково-неоднорідною будовою перерізу з метою її адаптації до розрахунку сталезалізобетонних плит із профільованим настилом та з профільованим настилом з виштамповками;

2. Виконано порівняльний аналіз напружено-деформованого стану сталезалізобетонних перекриттів із застосуванням зовнішнього армування різними видами профільованого настилу. Методика розрахунку, дозволяє обраховувати конструкції, що розглядаються, але дає значно завищені (на 86%) значення прогинів. Це ж стосується і несучої здатності.

3. Експериментальним шляхом досліджено особливості роботи під дією навантаження, отримано навантаження напружено-деформованого стану, міцність та деформативність сталезалізобетонних плит із профільованим настилом із застосуванням різних типів профільованого настилу;

4. Виконано співставлення результатів експериментальних та теоретичних (із застосуванням аналітичних та чисельних методів) досліджень несучої здатності і деформативності сталезалізобетонних плит із метою верифікації аналітичних моделей і визначення меж їхнього застосування. Оцінка міцності і жорсткості нормальних перерізів дослідних сталезалізобетонних плит за нелінійною деформаційною моделлю складає до 8,1%;

5. Розроблено пропозиції щодо методики чисельного моделювання дійсної роботи сталезалізобетонних плит із профільованим настилом базуючись на методу скінчених елементів;

Розроблені пропозиції щодо моделювання, розрахунку, конструювання сталезалізобетонних плит з профільованим настилом, а також раціональних типів анкерів для забезпечення сумісної роботи комплексного складеного перерізу.

## СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Айрумян Э. Л. Особенности расчета монолитных плит сталежелезобетонных перекрытий по профилированному стальному настилу / Э. Л. Айрумян, Н. И. Каменщиков, И. А. Румянцева // Промышленное и гражданское строительство. – 2015. – № 9. – С. 21–26.
2. Бабич В. І. Розрахунок залізобетонних елементів і їх перерізів деформаційним методом / В. І. Бабич, Д. В. Кочкар'юв, В. В. Різак // Бетон и железобетон в Украине. – 2004. – №2. – С. 2 – 7.
3. Бабич Є. Є. Порівняння визначення напружено-деформованого стану стиснуто-зігнутих залізобетонних елементів з використанням різних діаграм деформування бетону / Є. Є. Бабич // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – 2009. – Вип. 16. Ч. 2. – С. 48–54.
4. Бамбура А.Н. К построению деформационной теории железобетона стержневых систем на экспериментальной основе / А.Н. Бамбура, А.Б. Гурковский // Строительные конструкции. – К. : НИИСК, 2003. –Вып. 59. –С. 121–130.
5. Барабаш М. С. Компьютерное моделирование процессов жизненного цикла объектов строительства : монография / Мария Сергеевна Барабаш. – К. : Изд-во «Сталь», 2014. – 301 с.
6. Беляева С. Ю. К вопросу совершенствования методики расчета прочности изгибаемых железобетонных элементов, армированных стальным профилированным настилом / С. Ю. Беляева, Н. В. Присяжнюк, А. И. Давиденко // Будівельні конструкції. – 2004. – Вип. 60. – С. 542 –546.
7. Беляева С. Ю. Экспериментальные исследования железобетонных плит, армированных стальным профилированным настилом / С.Ю. Беляева // Зб.
8. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ Б.В.2.6–156:2010. – [Чинний з 2011-06-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2011. – 118 с. – (Державний стандарт України).

9. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинний з 2011-07-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2011. – 71 с. – (Державні будівельні норми).
10. Беляева С.Ю. К расчету прочности монолитной железобетонной конструкции перекрытия с двойным профилированным настилом / С.Ю. Беляева // Міжвід. науково-техн. зб. наук. праць «Будівельні конструкції». – Київ : НДІБК, 2005 – Вип. 63. – С. 37– 42.
11. Бліхарський З. Я. Реконструкція та підсилення будівель та споруд : навч. посібник / З. Я. Бліхарський. – Львів : Львівська політехніка, 2008. – 108 с.
12. Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення призмової міцності, модуля пружності і коефіцієнта Пуассона : ДСТУ Б В.2.7-217:2009. – [Чинний з 2010-09-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2010. – 16 с. – (Державний стандарт України).
13. Городецький О. С. Порівняльний аналіз різних методик розрахунку на сейсмічні впливи. / О.С. Городецький, Ю. В. Гензерський // Вісник ОДАБА. – , Optimum, 2018. – Вип.60. – С. 285 – 292.
14. Глазунов Ю. В. Технично-економические исследования и область применения сталежелезобетонных конструкций // Коммунальное хозяйство городов. – 2008. – № 80. – С. 89–94.
15. Голышев А. Б. Теория и расчет железобетонных сборно-монолитных конструкций с учетом длительных процессов : монографія / А. Б. Голышев, В. И. Колчунов, И. А. Яковенко. – К. : «Талком», 2013. – 337 с.
16. Городецкий А. С. Информационные технологии расчета и проектирования строительных конструкций / А. С. Городецкий, В. С. Шмуклер, А. В. Бондарев. – Киев–Харьков , 2003. – 889 с.
17. Городецкий А. С. Компьютерные модели конструкций / А. С. Городецкий, И. Д. Еврезов. –К. : Изд–во «Факт», 2005. – 344 с.
18. Давиденко А. И. Расчет железобетонной конструкции перекрытия, армированной стальным профилированным настилом, на основе

упругопластической диаграммы работы материалов./ А. И. Давиденко, С. Ю. Беляева // Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури. – 2003. – №8. – С.10–15.

19. Джонсон Р. П. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 4: проектирование сталежелезобетонных конструкций / В.О. Алмазов, А.Н. Топилин : научн. ред. перевода МГСУ. – М. : МГСУ, 2012. – С. 298–346.

20. Ефименко В. И. Эксплуатационная надежность сталежелезобетонных конструкций / В.И. Ефименко // Сталезалізобетонні конструкції: зб. наук. праць. – 2000. – Вып. 4. – С. 9–13.

21. Замалиев Ф. С. Численные эксперименты в исследованиях пространственной работы сталежелезобетонных перекрытий // Известия КГАСУ. – 2012. – № 4 (22). – С. 102– 107.

22. Замалиев Ф. С. Экспериментальные исследования пространственной работы сталежелезобетонных конструкций // Вестник МГСУ. – 2012. – № 12. – С. 53–60.

23. Золотов М. С. Анкерні болти: конструкція, розрахунок, проектування / М. С. Золотов. – Харків : ХНАМГ, 2005. – 121 с.

24. Избаш М. Ю. Конструкции сталежелезобетонных перекрытий для продления ресурса зданий // Науковий вісник будівництва. – 2003. – № 23. – С.109-115.

25. Избаш М. Ю. Эффективные опертые по контуру сталежелезобетонные плиты // Науковий вісник будівництва. – 2001. – № 15. –С.68-73.

26. Избаш М. Ю. Эффективный тип перекрытий для реконструкции зданий и сооружений / М. Ю. Избаш, В. В. Асанов // Коммунальное хозяйство городов. – 2002. – Вып.45. – С.212 – 216.

27. Избаш М.Ю. Повышение несущей способности эксплуатируемых сталежелезобетонных однопролетных изгибаемых элементов / М.Ю. Избаш // Коммунальное хозяйство городов. – 2011. – №99. – С. 424–430.

28. Карпенко Н. И. Общие модели механики железобетона /

Н. И. Карпенко. – М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.

29. Карпюк В. М. Розрахункові моделі силового опору прогінних залізобетонних конструкцій у загальному випадку напруженого стану : монографія / В. М. Карпюк. – Одеса : ОДАБА, 2014. – 352 с.

30. Клименко Є. В. Методика прогнозування технічного стану // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – 2007. – Вип.26. – С. 172–179.

31. Клименко Є. В. Технічна експлуатація і реконструкція будівель та споруд / Євгеній Володимирович. – К. : Центр навчальної літератури, 2004. – 299 с.

32. Клименко Ф. Є. Металеві конструкції: підручник / Ф. Є. Клименко, В. М. Барабаш, Л. І. Стороженко. – Л. : Світ, 2002. – 312 с.

33. Клованич С. Ф. Метод конечных элементов в механике железобетона : монография / С. Ф. Клованич, И. Н. Мироненко. – Одесса, 2007. – 110 с.

34. Козарь В. І. Розрахунок монолітних залізобетонних плит по сталевому профільованому настилу / В. І. Козарь // Проблеми теорії і практики залізобетону : зб. наук. пр. / Полт. держ. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – Полтава, 1997. – С. 236–239.

35. Козарь В. І. Напружено-деформований стан залізобетонних плит по сталевому профільованому настилу // Зб. наук. пр. (галузеве машинобудування, будівництво) Полтавський державний технічний університет ім. Юрія Кондратюка. – 1999. – Вип. 4. – С. 87-90.

36. Колбасин В. Г. Плиты с арматурой из профилированного стального настила // Бетон и железобетон. – 1980. – №1. – С. 11–13.

37. Конструкції будинків і споруд. Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6.-160:2010.– [Чинний з 2011-09-01]. - К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 93 с. – (Державні будівельні норми).

38. Король Е. А. Деформационная модель для расчета трехслойных железобетонных элементов // Известия вузов : сер. Строительство. – 2004. – № 5.

– С.11–17.

39. Кочкаръов Д. В. Нелінійний опір залізобетонних елементів і конструкцій силовим впливам : монографія / Д. В. Кочкаръов. – Рівне : О. Зень, 2015. – 384 с.

40. Лапенко О. І. Впровадження конструкцій з профільного настилу при реконструкції будівель та споруд / О. І. Лапенко, Д. С. Скребнева // Вісник Інженерної академії України. – 2017. – Вип. 4. – С. 162–165.

41. Лапенко О. І. Залізобетонні конструкції з робочим армуванням незнімною опалубкою / О. І. Лапенко. – Полтава : АСМІ, 2009. – 360 с.

42. Лапенко О. І. Застосування профільного настилу при реконструкції будівель та споруд / О.І. Лапенко, Д.С. Скребнева // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – 2016. – Вип. № 61. – С. 243–248.

43. Лапенко О. І. Згинані наскрізні залізобетонні конструкції в незнімній опалубці // Зб. наук. праць Української державної академії залізничного транспорту. – 2009. – Вип.11. – С.274–282.

44. Лапенко О. І. Метод розрахунку будівельних конструкцій з різними видами профнастилу / О. І. Лапенко, Д. С. Скребнева // Міське середовище – ХХІ сторіччя. Архітектура. Будівництво. Дизайн: II Міжнар. наук.-практ. конгрес, м. Київ, 15 – 16 березня 2016р.: тези доп. – К., 2014. – С.165-166.

45. Лапенко О. І. Метод розрахунку будівельних конструкцій з різними видами профнастилу. / О. І. Лапенко, Д. С. Скребнева // Науково-технічний збірник “Проблеми розвитку міського середовища”. – 2016. – Вип. № 2 (16). – С. 27–34.

46. Лапенко О. І. Питання стійкості при розрахунку залізобетонних конструкцій у незнімній опалубці // Вісник інженерної академії України. – 2009. – Вип.2. – С. 280–284.

47. Лапенко О. І. Проблема забезпечення сумісної роботи бетону і сталі в сталезалізобетонних конструкціях // Містобудування та територіальне планування. – 2013. – Вип. 48. – С. 255–260.

48. Лапенко О. І. Проблеми армування залізобетону незнімною опалубкою // *Строительство, материаловедение, машиностроение*. – 2009. – Вып. 50. – С. 279–284.
49. Лапенко О. І. Розрахунок залізобетонних конструкцій у незнімній опалубці // *Містобудування та територіальне планування*. – 2009. – Вип. 35. – С.184–190.
50. Лапенко О. І. Стиснуті наскрізні залізобетонні конструкції в незнімній опалубці // *Науковий вісник будівництва*. – 2009. – Вип.55. – С. 124–130.
51. Лапенко О. І. Чисельне моделювання та порівняльний аналіз результатів розрахунку сталезалізобетонних плит з профільованим настилом / О. І. Лапенко, С. М. Скребнева, Д. С. Скребнева // *Проблеми розвитку міського середовища*. – 2018. – Вип. 1(20). – С.104 – 110.
52. Лычев А. С. Надежность строительных конструкций / А. С. Лычев. – М. : АСВ, 2008. – 184 с.
53. Методика расчета прогибов составных внецентренно сжатых железобетонных конструкций / В. И. Колчунов [и др.] // *Строительная механика и расчет сооружений*. – 2011. – № 5. – С. 21–25.
54. Микула М. В. Міцність та механіка руйнування матеріалів / М. В. Микула. – Кривий Ріг : Мінерал, 2002. – 150 с.
55. Митрофанов В. П. О методах определения предельной деформации бетона железобетонных элементов / В. П. Митрофанов, А. А. Шкурупий, Д. Н. Лазарев // *Науковий вісник будівництва: зб. наук. пр.* – 2008. – Вип. 45.– С. 34 – 45.
56. Навантаження і впливи. Норми проектування : ДБН В.1.2–2:2006. – [Чинний з 2007-01-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2006. – 68 с. – (Державні будівельні норми).
57. Настоящий В. А. История возникновения и практика применения сталежелезобетонных конструкций для объектов дорожного и гражданского строительства / В. А. Настоящий, В. В. Дариенко // *Модернизация и научные исследования в транспортном комплексе*. – 2014. – № 1. – С.467–470.



58. Немчинов Ю. И. Метод пространственных конечных элементов (с приложением к расчету зданий и сооружений) : монография / Ю. И. Немчинов. – К. : Изд-во НИИ строит. конструкций, 1995. – 368 с.

59. Нове в проектуванні залізобетонних та сталезалізобетонних конструкцій / А. М. Бамбура [та ін.] // Будівельні конструкції : міжвідом. наук.-техн. зб. наук. праць (будівництво) ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» Міністерства регіонального розвитку та житлово-комунального господарства України. – 2013. – Вип. 78: В 2-х кн.. : Книга 1. – С. 3–13.

60. Особливості роботи залізобетонних плит по профільованому настилу / О. І. Лапенко [та ін.] // Науково-технічний збірник “Проблеми розвитку міського середовища”. – 2017. – Вип. 2 (18). – С. 89–96.

61. Павліков А. М. Нелінійна модель напружено-деформованого стану косо завантажених залізобетонних елементів у закритичній стадії : монографія / А. М. Павліков. – Полтава: ПолтНТУ, 2007. – 259 с.

62. Пат. 37444 Україна, МПК (2006), E04B1/00. Збірна плита перекриття / Стороженко Л. І., Лапенко О. І., Нижник О. В.; заявл. 01.07.2008 ; опубл.25.11.2008, Бюл. №22.

63. Пат. 43486 Україна, МПК (2009), E04G21/00. Залізобетонна плита по профільованому настилу / Стороженко Л. І., Лапенко О. І., Нижник О. В.; заявл. 17.12.2008 ; опубл.25.08.2009, Бюл. №16.

64. Перельмутер А. В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер. – К. : Изд-во «Сталь», 2002. – 600 с.

65. Першаков В. М. Каркасні будинки з тришарнірних залізобетонних рам : монографія / В. М. Першаков. – К. : Книжкове вид-во НАУ, 2007. – 301 с.

66. 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) / [Бабаєв В. М. та ін.] ; за ред. В. С. Шмуклера. – Харків : Золоті сторінки, 2015. – 208 с.

67. Присяжнюк М.В. Исследования напряженно-деформированного состояния многопустотных железобетонных плит, армированных стальным профилированным настилом / М.В. Присяжнюк // Дороги і мости : зб. наук. праць. – К., 2007. – Вип. 7. – С. 133–136.

68. Проектування сталезалізобетонних конструкцій. Частина 1–1. Загальні правила і правила для споруд : ДСТУ-Н Б EN 1994–1–1:2010. – [Чинний з 2014-07-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2012. – 167 с. – (Державний стандарт України).

69. Проектування сталезалізобетонних конструкцій. Часть 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість : ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2:2012. – [Чинний з 2014-07-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2012. – 96 с. – (Державний стандарт України).

70. Реконструкція будівель і споруд агропромислового комплексу/ Вахненко П. Ф. [та ін.]. – К. : Урожай, 1994. – 296с.

71. Роговий С. І. Посібник із розрахунку міцності нормальних перерізів елементів залізобетонних конструкцій на основі нелінійної деформаційної розрахункової моделі / С. І. Роговий. – Полтава : ПолтНТУ, 2004.– 40 с.

72. Розрахунок і конструювання згинальних і стиснутих елементів сталезалізобетонних конструкцій будівель та споруд : ДСТУ Б В.2.6-206:2015. – [Чинний з 2016–04–01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2015. – 80 с. – (Державний стандарт України).

73. Ромашко В. М. Деформаційно-силова модель опору бетону та залізобетону : монографія / В. М. Ромашко. – Рівне : О. Зень, 2016. – 424 с.

74. Рубановский М. Л. Основы планирования и обработки результатов факторных экспериментов: метод. пособие / М. Л. Рубановский. – Полтава, 1996. – 112 с.

75. Calculation of compressed and bended steel reinforced concrete constructions in the retained formwork / Lепенко О. [та ін.] // Збірник наукових праць УкрДУЗТ. – 2017. – С. 142– 149.

76. Семко О. В. Експериментально-теоретичні дослідження нерозрізних сталезалізобетонних балок з гнучкими анкерами / О. В. Семко, С. А. Гудзь, В. В. Дарієнко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – 2008. – Вип. 16. – Ч. 2. – С. 345.

77. Семко О. В. Імовірнісні аспекти розрахунку сталезалізобетонних конструкцій / О. В. Семко. – К. : Сталь, 2004. – 316 с.

78. Семко О. В. Керування ризиками при проектуванні та експлуатації сталезалізобетонних конструкцій [Текст] : [монографія] / О. В. Семко, О. П. Воскобійник. – Полтава : ПолтНТУ, 2012. – 514 с.

79. Семко О. В. Результати проведення експериментальних досліджень гнучких анкерів на зріз / О. В. Семко, В. В. Дарієнко, В. Р. Білярчик // Строительство, материаловедение, машиностроение. – 2007. – Вып. 43. – С. 499–506.

80. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд : ДБН В.1.2.-14-2018.– [Чинний з 2019-01-01]. - К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 43 с. – (Державні будівельні норми).

81. Сколибог О. В. Розрахунок згинальних сталезалізобетонних елементів деформаційним методом // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – 2005. – Вип. 16. – С. 153 – 159.

82. Сколибог О.В. Розрахунок згинальних сталезалізобетонних елементів деформаційним методом // Зб. наук. праць ПолтНТУ : Галузеве машинобудування, будівництво. – Вип. 65. – Полтава : ПолтНТУ. – 2005. –С. 153–159.

83. Сравнительный технико-экономический анализ плит перекрытия : науч.-техн. отчет. – М. : ООО Курсор-Холдинг, 2011 – 20 с.

84. Сталеві конструкції. Норми проектування : ДБН В.2.6.-198:2014. – [Чинний з 2015-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2014. – 199 с. – (Державні будівельні норми).

85. Сталезалізобетон: збірник наукових праць ; под ред. Л. І. Стороженко. – Полтава: ПолтНТУ, 2006. – 386 с.
86. Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація./ Л. І. Стороженко, В. М. Сурдин, В. І. Єфименко, В. І. Вербицький. – Кривий ріг, 2007. – 446 с.
87. Стороженко Л. І. Дослідження збірного сталезалізобетонного ригеля із металевою опалубкою, що не знімається / Л. І. Стороженко, О. В. Семко, О. В. Сколибог // Ресурсоекономні матеріали та конструкції, будівлі та споруди. – 2003. – Вип. 9. – С.330–336.
88. Стороженко Л. І. Дослідження та впровадження в будівництво сталезалізобетонних згинальних елементів, армованих сталевими листами / Л. І. Стороженко, О. В. Семко, О. В. Сколибог // Міжвідомчий науково-технічний збірник «Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону». – 2007. – Вип. 67. – С. 342–348.
89. Стороженко Л. І. Експериментальні дослідження конструкцій, виготовлених в незнімній опалубці / Л. І. Стороженко, О. І. Лапенко, Н. М. Магас // Коммунальное хозяйство городов. – 2009. – С.44–49.
90. Стороженко Л. І. Залізобетонні конструкції в незйомній опалубці : монографія / Л. І. Стороженко, О. І. Лапенко. – Полтава : АСМІ, 2008. – 312 с.
91. Стороженко Л. І. Залізобетонні конструкції в незнімній опалубці / Л. І. Стороженко, О. І. Лапенко. – Полтава: АСМІ, 2008. – 312 с.
92. Стороженко Л. І. Збірна залізобетонна плита зі сталевим обрамленням / Л. І. Стороженко, О. І. Лапенко, О. В. Нижник // Строительство, материаловедение, машиностроение. – 2009. – Вип. 50. – С. 538–543.
93. Стороженко Л. І. Згинальні залізобетонні елементи, армовані сталевими листами./ Л. І. Стороженко, О. В. Семко, О. В. Сколибог // Будівельні конструкції. – 2003. – Вип. 59, кн. 2. – С. 31–38.
94. Стороженко Л. І. Конструкції залізобетонних перекриттів по профільному настилу із забезпеченням сумісної роботи бетону і сталі за

допомогою склеювання / Л. І. Стороженко, О. І. Лапенко, О. Г. Горб // Вісник Нац. ун-ту “Львівська політехніка”. – 2010. – № 662. – С. 360–365.

95. Стороженко Л. І. Проектування й будівництво сталезалізобетонних конструкцій в незнімній опалубці / Л. І. Стороженко, О. І. Лапенко // Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону. – 2007. – Вип.67. – С. 750–758.

96. Стороженко Л. І. Результати експериментальних досліджень елементів збірного сталезалізобетонного структурного покриття / Л. І. Стороженко, В. М. Тимошенко, Г. М. Гасій // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – 2008. – Вип. 16. – Ч. 2. – С. 376–381.

97. Стороженко Л. І. Розрахунок міцності нормальних перерізів згинаних сталезалізобетонних елементів на основі нелінійної деформаційної моделі / Л. І. Стороженко, О. В. Сколибог // Науковий вісник будівництва. – 2005. – Вип.33. – С. 291–294.

98. Стороженко Л. І. Сталезалізобетонні конструкції / Л. І. Стороженко, О. В. Семко, В. Ф. Пенц. – Полтава: 2005. – 181 с.

99. Стороженко Л. І. Розрахунок міцності похилих перерізів сталезалізобетонних балок із зовнішнім листовим армування./ Л. І. Стороженко, О. В. Семко, О. В. Сколибог // Будівельні конструкції. – 2006. – Вип.65. – С. 123–126.

100. Сурдин В. М. Новое в расчете несущей способности сталебетонных элементов в Германии / В. М. Сурдин, В. М. Кебенко // Сталезалізобетонні конструкції : зб. наук. праць. – 2000. – Вип. 4. – С. 35–41.

101. Теплова Ж. С Прочность сталежелезобетонных образцов при центральном сжатии / Ж. С. Теплова, Н. А. Виноградова // Строительство уникальных зданий и сооружений. – 2015. – № 5. – С. 29 – 38.

102. Чихладзе Э. Д. Теория деформирования сталебетонных плит / Э. Д. Чихладзе, А. Д. Арслаханов // Межвуз. сб. научн. тр. – 1996. – Вып. 27. – С. 4 – 39.

103. Шевчук С.Г. Несуча здатність і деформативність трипролітних балкових плит з використанням зовнішнього армування з хвилястих сталевих

листв / С.Г. Шевчук, Ф.Є. Клименко, В.В. Білозір, Р.А. Шмиг // Матеріали VI науково-технічної конференції “Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди”. – Рівне : Національний університет водного господарства та природокористування, 2008. – С. 195–202.

104. Шмуклер В. С. К упрощению нелинейного расчета железобетонных элементов // Бетон и железобетон в Украине. – 2012. – №4. – С. 17–20.

105. Шмуклер В. С. Каркасные системы облегченного типа : монография / В. С. Шмуклер, Ю. А. Климов, Н. П. Буряк. – Харьков : Золотые страницы, 2008. – 336 с.

106. Яковенко И. А. Реализация метода физических моделей сопротивления применительно к расчету реконструируемых зданий из железобетона // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2014. – №1. – С. 17–21.

107. Яременко О. Ф. Застосування реальних діаграм матеріалів у розрахунках залізобетонних конструкцій / О. Ф. Яременко, М. М. Сорока, А. С. Карнаухова // Проблеми теорії і практики залізобетону: зб. наук. ст. – 1997. – С. 489 – 492.

108. Abdel-Fttah A., Said M., Salah A. (2016). Nonlinear finite element analysis for reinforced concrete slabs under punching loads. *International Journal of Civil Engineering and Technology*, vol. 7(2016)3, pp.392 – 397.

109. Balomenos G.P., Genikomsou A.S., Polak M.A., Pandey M.D. (2015). Efficient method for probabilistic finite element analysis with application to reinforced concrete slabs. *Engineering Structures*, vol. 103(2015), pp.85–101.

110. Belletti, B., Trapani, F., Walraven, J.C. (2015). Evaluation of compressive membrane action effects on punching shear resistance of reinforced concrete slabs. *Engineering Structures*, vol. 95(2015), pp.25–39.

111. Concrete Structures. *Journal of Structural Engineering*, vol. 10(2004), pp. 1570-1577.

112. DIN 1045. Beton und Stahlbeton. Bemessung und Ausführung, Berlin, 1997. – 143 s.

113. Einpaul J., Ospina C.E., Fernández Ruiz M., Muttoni A. (2016). Punching shear capacity of continuous slabs. *ACI Structural Journal*, vol. 113(2016)4, pp.861–872.
114. Elmohandes F., Vecchio F.J. (2016). Reliability of temperature-dependent models for analysis of reinforced concrete members subjected to fire. *ACI Structural Journal*, vol. 113(2016)3, pp.481–490.
115. ENV 1992 – Eurocode 2. Design of concrete structures. Part 2, Annex 3, Draft – May, 1994.
116. ENV 1992–1–1: 1991 : Eurocode 2 : Desing 2 : Design of Concrete Structures. – Part 1 : General rules and Rules for Buildings. – European Prestandart. June, 1992.
117. Eurocod 4. Common Unified Rules for Composite Steel and concrete Structures European Committee for Standardization. (CEN) ENV. 1994 – 1-1:1992. – 180 p.
118. Fraile-Garcia, E., Ferreiro-Cabello, J., Martinez-Camara, E., Jimenez-Macias, E. (2016). Frail Optimization based on life cycle analysis for reinforced concrete structures with one-way slabs. *Engineering Structures*, vol. 109(2016), pp.126-138
119. Fraquiacomo M., Amadio C., Macorini L. (2004). Finite-Element Model for Collapse and Long-Term Analysis of Steel-Concrete Composite Beams. *Journal of Structural Engineering*, vol. 3(2004), pp. 489 – 497.
120. Genikomsou A.S., Polak M.A. (2016). Finite-Element Analysis of Reinforced Concrete Slabs with Punching Shear Reinforcement. *Journal of Structural Engineering United States*, vol. 142(2016)12.
121. Iakovenko I., Kolchunov V., Lyamar I. (2017). Rigidity of reinforced concrete structures in the presence of different cracks. *MATEC Web of Conferences*. 6th International Scientific Conference «Reliability and Durability of Railway Transport Engineering Structures and Buildings». Transbud-2017. Kharkiv, Ukraine, April 19–21, 2017. Vol. 0216, 12 p.

122. Iakovenko I., Kolchunov VI. (2017). The development of fracture mechanics hypotheses applicable to the calculation of reinforced concrete structures for the second group of limit states. *Journal of Applied Engineering Science*, vol. 15(2017) 3, article 455, pp. 366–375. (In English), doi:10.5937/jaes15-14662

123. Klimenko F., Barabash V. (1994). Periodical profile sheet and efforts of its coping with concrete. *Proceedings of the 4th ASCCS International Conference „Steel-Concrete Composite Structural” – Kosice Slovakia June, 20th – 23th, 1994*, pp. 597 – 600.

124. Kwan, A.K.H., Ma, F.J. (2016). Crack width analysis of reinforced concrete under direct tension by finite element method and crack queuing algorithm. *Engineering Structures*, vol. 126(2016), pp. 618–627

125. Lakshmi B., Shanmugam N.E. (2002). Nonlinear Analysis of In-Filled Steel-Concrete Composite Columns. *Journal of Structural Engineering*, vol.7 (2002), pp. 922–931.

126. Lantsoght E.O.L., van der Veen C., Walraven J., de Boer A. (2015). Experimental investigation on shear capacity of reinforced concrete slabs with plain bars and slabs on elastomeric bearings. *Engineering Structures*, vol. 103(2015), pp.1–14

127. Li C.W., Melchers R. *Structural Systems Reliability under Stochastic Loads*. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Structures and Buildings*.

128. Lu Y., Gu X., Guan J. (2005). Probabilistic Drift Limits and Performance Evaluation of Reinforced Concrete Columns. *Journal of Structural Engineering*, vol. 6(2005), pp. 966–978.

129. Mackie, R.I. (2015). Finite element modeling of structural concrete. *Computers and Structures*, vol. 160(2015), pp. 40–41.

130. Meléndez, C., Miguel, P.F., Pallarés, L. (2016). A simplified approach for the ultimate limit state analysis of three-dimensional reinforced concrete elements. *Engineering Structures*, vol. 123 (2016), pp.330–340.

131. Meuss H. (1996). *Der Neubau der Siemens AG Verkehrstechnik in Berlin –*



Treptow. Stahlbau, vol. 2(1996), pp. 34 – 40.

132. Mursi M., Uy B. (2003). Strength of Concrete Filled Steel Box Columns Incorporating Interaction Buckling. Journal of Structural Engineering, vol. 5(2003), pp. 626–639.

133. Muthulingam, S., Rao, B.N. (2016). Effects of rebar on chloride ingress in steel reinforced concrete components. Journal of Structural Engineering India, vol. 43(2016)2, pp. 135–149

134. Nie J., Cai C. S. (2003). Steel-Concrete Composite Beams Considering Shear Slip Effects. Journal of Structural Engineering, vol. 4 (2003), pp. 495–506.

135. Nie J., Xiao Y., Chen L. (2004). Experimental Studies on Shear Strength of Steel-Concrete Composite Beams. Journal of Structural Engineering, vol. 8 (2004), pp. 1206–1214.

136. Numerical methods of calculation of stress-strain state of combined elements of plating from profiled sheeting/ D. S. Skrebnieva / Міське середовище – XXI сторіччя. Архітектура. Будівництво. Дизайн: III Міжнар. наук.-практ. конгрес, м. Київ, 14-16 березня 2018р.: тези доп. – К., 2018. – С.169–170.

137. Oreta A.W.C., Kawashima K. (2003). Neural Network Modeling of Confined Compressive Strength and Strain of Circular Concrete Columns. Journal of Structural Engineering, vol. 4 (2003), pp. 553–561.

138. Ramirez-Garcia, A.T., Micah Hale, W., Floyd, R.W., Martí-Vargas, J.R. (2016). Effect of concrete compressive strength on transfer length. Structures, vol. 5(2016), pp.131-140.

139. Rehman N., Lam, D., Dai, X., Ashour, A.F. (2016). Experimental study on demountable shear connectors in composite slabs with profiled decking. N., 2016 Journal of Constructional Steel Research, vol. (2016), article 122, pp.178–189.

140. Sener S., Barr B.J.G., Abusiaf H.F. (2004). Size Effecting Axially Loaded Reinforced Concrete Columns. Journal of Structural Engineering, vol. 4 (2004), pp. 662 – 670.

141. Skrebnieva D. S. Numerical methods of calculation of stress-strain state of

combined elements of plating from profiled sheeting // Проблеми розвитку міського середовища: Наук.-техн. збірник. – 2018. – Вип. 1(20). – С.121–128.

142. Skrebnieva D. S. Assessment of strength criteria of rc slabs strengthened with various frp strips / D. S. Skrebnieva K. V. Protchenko // Проблеми розвитку міського середовища. – 2016 – Вип. № 1(15). – С.117 – 125.

143. Steel-concrete composite structures proceeding of the 4<sup>th</sup> international conference. Kosice Slovakia. – June 1994.

144. Storozhenko L.I. Experimental research of bendable framings made from Steel double-T with cavity filled with concrete / L.I. Storozhenko, S.V. Yakhin, O.V. Nizhnik // XLIX Conferences Naukowa. – Krunica, 2003. – P. 237 – 244.

145. Tikka T. K., Mirza S. (2005). Equivalent Uniform Moment Diagram Factor for Composite Columns in Major Axis Bending. Journal of Structural Engineering, vol. 4(2005), pp. 569–581.

146. Tung, N.D., Tue, N.V. (2016). A new approach to shear design of slender reinforced concrete members without transverse reinforcement. Engineering Structures, vol. 107(2016), pp.180-194.

147. Xiao Y., Li, B., Fujikake, K. (2016). Experimental study of reinforced concrete slabs under different loading rates. ACI Structural Journal, vol. 113(2016)1, pp.157-168.

148. Zhao Y.-G., Ang A. H.-S. (2003). System Reliability Assessment by Method of Moments. Journal of Structural Engineering, vol. 10(2003), pp.1341–1349.

149. Assessment of strength criteria of rc slabs strengthened with various frp strips/ K.Protchenko, D. Skrebnieva, / Міське середовище – XXI сторіччя. Архітектура. Будівництво. Дизайн: II Міжнар. наук.-практ. конгрес, м. Київ, 15-16 березня 2016 – Вип. №1: тези доп. – К., 2014. – С.117 – 125.

## ДОДАТОК А

### АКТИ ВПРОВАДЖЕННЯ

«ЗАТВЕРДЖУЮ»


 Директор  
 Товариство з обмеженою відповідальністю «Недра»  
 КОМПАНІЯ  
 «НЕДРА»  
 Ідентифікаційний номер 32158501  
 Дибка В.О.  
 «25» березня 2019 р.

#### АКТ

про впровадження результатів дисертаційного дослідження здобувача Баранецької Д.С. на тему «Напружено-деформований стан сталезалізобетонних перекриттів із застосуванням зовнішнього армування різними видами профільованого настилу» на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук за спеціальністю 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» (192 – Будівництво та цивільна інженерія).

Комісія в складі:

Голова- головний інженер Перцов М.М.

Член комісії - заступник директора по виробництву Стоянов М.Г.

цим Актом засвідчує, що результати дисертаційного дослідження здобувача Баранецької Д.С. на тему «Напружено-деформований стан сталезалізобетонних перекриттів із застосуванням зовнішнього армування різними видами профільованого настилу» використані при проектуванні складського приміщення і впроваджені у виробництво.

Використання розроблених у дисертації сталезалізобетонних перекриттів дозволило значно пришвидшити темпи будівництва та заощадити значні кошти при менших праце- та енергозатратах.

Голова комісії – головний інженер

  
 Перцов М.М.

Член комісії – заст. директора по виробництву

  
 Стоянов М.Г.

«25» березня 2019 р.

«ЗАТВЕРДЖУЮ»

  
 Директор  
 ТОВ «Геофіпольсільбуд»  
 Табаркевич О.М.  
 «13» 02 2019 р.

### АКТ

про впровадження результатів дисертаційного дослідження здобувача Баранецької Д.С. на тему «Напружено-деформований стан сталезалізобетонних перекриттів із застосуванням зовнішнього армування різними видами профільованого настилу» на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук за спеціальністю 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» (192 – Будівництво та цивільна інженерія).

Комісія в складі:

Голова- головний інженер Табаркевич Н.М.

Член комісії - заступник директора по виробництву Корнійчук Т.О.

цим Актом засвідчує, що результати дисертаційного дослідження здобувача Баранецької Д.С. на тему «Напружено-деформований стан сталезалізобетонних перекриттів із застосуванням зовнішнього армування різними видами профільованого настилу» використані при проектуванні складського приміщення і впроваджені у виробництво.

Використання розроблених у дисертації сталезалізобетонних перекриттів дозволило значно пришвидшити темпи будівництва та заощадити значні кошти при менших праце- та енергозатратах.

Голова комісії – головний інженер  Табаркевич Н.М.

Член комісії –заст. директора по виробництву  Корнійчук Т.О.

«14» 02 2019 р.

«ЗАТВЕРДЖУЮ»

Директор

ТОВ «ІнвіктаФасадБуд»

Котенко В.О.

« 11 » 02 2019 р.

## АКТ

про впровадження результатів дисертаційного дослідження здобувача Баранецької Д.С. на тему «Напружено-деформований стан сталезалізобетонних перекриттів із застосуванням зовнішнього армування різними видами профільованого настилу» на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук за спеціальністю 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» (192 – Будівництво та цивільна інженерія).

Комісія в складі:

Голова – Котенко В.О.

Членів комісії:

- Притуп Д.А., майстер

- Юраш А.І., виконроб

цим Актом засвідчує, що результати дисертаційного дослідження здобувача Баранецької Д.С. на тему «Напружено-деформований стан сталезалізобетонних перекриттів із застосуванням зовнішнього армування різними видами профільованого настилу» використані при проектуванні та монтажі промислової будівлі і впроваджені у виробництво.

Використання розроблених у дисертації будівельних конструкцій дозволило суттєво зменшити енерго- та трудовитрати і заощадити кошти на об'єкті.

Голова комісії

Члени комісії:

Котенко В.О.

Притуп Д.А.

Юраш А.І.

« 11 » 02 2019 р.



## ДОДАТОК Б

### СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА

#### Наукові праці, в яких опубліковані основні результати дисертації

1. Лапенко О. І. Метод розрахунку будівельних конструкцій з різними видами профнастилу / О. І. Лапенко, Д. С. Скребнева // Проблеми розвитку міського середовища: Наук.-техн. збірник.– 2016. – Вип. № 2 (16). – С. 27–34.

2. Лапенко О. І. Застосування профільного настилу при реконструкції будівель та споруд / О. І. Лапенко, Д. С. Скребнева // Вісник ОДАБА. – 2016.– Одеса : 2016. – Вип. № 61. – С. 243–248.

3. Skrebnieva D. S. Calculation of compressed and bended steel reinforced concrete constructions in the retained formwork / O. I. Lapenko, D. S. Skrebnieva, O. V. Shevchenko, N. Masud // Збірник наукових праць УкрДУЗТ. – Харків: УкрДУЗТ, – 2017. – С. 27–34. (Входить до наукометричної бази Index Copernicus).

4. Лапенко О. І. Впровадження конструкцій з профільного настилу при реконструкції будівель та споруд / О. І. Лапенко, Д. С. Скребнева // Вісник Інженерної академії України. – 2017. – Вип. 4. – С. 162–165.

5. Лапенко О. І. Особливості роботи залізобетонних плит по профільованому настилу / О. І. Лапенко, Д. С. Скребнева, С. М. Скребнева, А. І. Глушаниця // Проблеми розвитку міського середовища: Наук.-техн. збірник. – 2017. – Вип. 2 (18). – С. 89–96.

6. Skrebnieva D. S. Numerical methods of calculation of stress-strain state of combined elements of plating from profiled sheeting // Проблеми розвитку міського середовища: Наук.-техн. збірник. – 2018. – Вип. 1(20). – С. 121–128.

#### Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації

7. Лапенко О. І. Метод розрахунку будівельних конструкцій з різними видами профнастилу / О. І. Лапенко, Д. С. Скребнева // II Міжнародна наук.-практ. конгрес, м. Київ, 15–16 березня 2016 : тези доп. – К., 2014. – С. 165–166.

8. Skrebnieva D. Assessment of strength criteria of rc slabs strengthened

with various frp strips/ К. Protchenko, D. Skrebnieva / Міське середовище – XXI сторіччя. Архітектура. Будівництво. Дизайн: II Міжнар. наук.-практ. конгрес, м. Київ, 15–16 березня 2016. – Вип. № 1: тези доп. – К., 2014. – С. 117–125.

9. Skrebnieva D. S. Numerical methods of calculation of stress-strain state of combined elements of plating from profiled sheeting / D. S. Skrebnieva / Міське середовище – XXI сторіччя. Архітектура. Будівництво. Дизайн: III Міжнар. наук.-практ. конгрес, м. Київ, 14–16 березня 2018 : тези доп. – К., 2018. – С. 169–170.

**Наукові праці, які додатково відображають результати дисертаційного дослідження:**

10. Лапенко О. І. Чисельне моделювання та порівняльний аналіз результатів розрахунку сталезалізобетонних плит з профільованим настилом / О. І. Лапенко, С. М. Скребнева, Д. С. Скребнева // Проблеми розвитку міського середовища: Наук.-техн. збірник. – 2018. – Вип. 1(20). – С.104–110.

11. Skrebnieva D. S. Assessment of strength criteria of rc slabs strengthened with various frp strips / D. S. Skrebnieva, K. V. Protchenko // Проблеми розвитку міського середовища: Наук.-техн. збірник. – 2016. – Вип. № 1(15). – С. 117–125.



## ДОДАТОК В

### ВІДОМОСТІ ПРО АПРОБАЦІЮ РЕЗУЛЬТАТІВ ДИСЕРТАЦІЇ

1. «АВІА-2015» (м. Київ, НАУ, 28-29 квітня 2015 р., «Розрахунок зігнутих сталезалізобетонних конструкцій в незнімній опалубці»);
2. «Експлуатація та реконструкція будівель та споруд» (м. Одеса, ОДАБА, 13-15 жовтня 2015 р., «Застосування профільного настилу при реконструкції будівель та споруд»);
3. «Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація» (м. Полтава, 24-25 жовтня 2016 р., «Розрахунок будівельних конструкцій з різними видами профнастилу»);
4. «Міське середовище – XXI ст. Архітектура. Будівництво. Дизайн» (м. Київ, НАУ, 14-15 березня 2018 р., “Numerical methods of calculation of strain-stress state of combined elements and their usage for calculation of plating from profiled sheeting”);
5. «Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація» ( м. Полтава, 24-25 жовтня 2018 р., «Розрахункова методика проектування сталезалізобетонних конструкцій»)

## ДОДАТОК Г

ЗАТВЕРДЖУЮ

Проректор із наукової  
та інноваційної роботиПолтавського національного технічного  
університету імені Юрія Кондратюка

В.В.Муравльов

" 09 2017 р.

**Довідка про відповідність вимірювальних приладів та обладнання**

Вимірювальні прилади та обладнання, які були використані при проведенні експериментальних досліджень в рамках виконання дисертаційної роботи Скрєбневої Дарії Сергіївни «Напружено-деформований стан сталобетонних перекриттів із застосуванням зовнішнього армування різними видами профільованого настилу» у період з 05.05.2015 по 30.10.2016 р. в лабораторіях кафедри конструкцій із металу, дерева і пластмас та кафедри залізобетонних і кам'яних конструкцій та опору матеріалів Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка, проходили періодичну перевірку в ДП «Полтавський регіональний науково-технічний центр стандартизації, метрології та сертифікації» (ДП Полтавастандартметрологія) відповідно до вимог діючих нормативних документів.

Науковий керівник,  
завідувач кафедри комп'ютерних  
технологій будівництва ННІАП НАУ  
д.т.н., професор

*O. I. Lapenko* О.І.Лапенко

## ДОДАТОК Г

### Приклад 1



Рис. Г. 1. Застосування сталезалізобетонних перекриттів із зовнішнім армування профільованого настилу з виштамповками



Рис. Г. 2. Застосування сталезалізобетонних перекриттів із зовнішнім армуванням профільованого настилу з виштамповками



Рис. Г. 3. Застосування сталезалізобетонних перекриттів із зовнішнім армуванням профільованого настилу з виштамповками



Рис. Г. 4. Впровадження сталезалізобетонних перекриттів із зовнішнім армування профільованого настилу з виштамповками



Рис. Г. 5. Впровадження сталезалізобетонних перекриттів із зовнішнім армування профільованого настилу з виштамповками