

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
«ПОЛТАВСЬКА ПОЛІТЕХНІКА ІМЕНІ ЮРІЯ КОНДРАТЮКА»

На правах рукопису

ДРОБОТЯ ОЛЕКСАНДР ВАСИЛЬОВИЧ

УДК 624.016:624.042.65

**МІЦНІСТЬ ТА ДЕФОРМАТИВНІСТЬ НЕСУЧИХ
ТА ОГОРОДЖУВАЛЬНИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ
З ХОЛОДНОФОРМОВАНИХ СТАЛЕВИХ ПРОФІЛІВ**

Спеціальність 192 – «Будівництво та цивільна інженерія»

Галузь знань 19 – «Архітектура та будівництво»

Подається на здобуття наукового ступеня доктора філософії

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



Олександр ДРОБОТЯ

Науковий керівник:

доктор технічних наук, професор

Семко Олександр Володимирович

Полтава – 2026

АНОТАЦІЯ

Дроботя О.В. Міцність та деформативність несучих та огорожувальних сталезалізобетонних конструкцій з холодноформованих сталевих профілів. – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора філософії за Спеціальність 192 – «Будівництво та цивільна інженерія», Галузь знань 19 – «Архітектура та будівництво» Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка». – Полтава, 2026.

Холодноформовані сталеві профілі слід розглядати як сучасний, економічно доцільний та універсальний матеріал для виготовлення несучих та огорожувальних сталезалізобетонних конструкцій, потенціал яких в умовах України залишається реалізованим не повною мірою.

У **вступі** обґрунтовано актуальність проблеми, що вирішується, сформульовано мету, завдання дослідження, наукову новизну та практичне значення одержаних результатів роботи, наведено відомості про особистий внесок та апробацію матеріалів дисертації, представлено її загальну структуру та обсяг.

У **першому розділі** проаналізовано історію виникнення холодноформованих сталевих конструкцій, що розпочинається ще з XII століття, коли металеві конструкції почали використовувати як зв'язки в кам'яних будівель. У Європі та Америці холодноформовані сталеві конструкції швидко набули популярності в одноповерхових та малоповерховому зведенні будівель, промислових і будівлях, які будувати під склади. Конструктивна різноманітність холодноформованих сталевих конструкцій включає лінійні профілі для колон, балок, прогонів і ферм, а також площинні – профільовані настили трьох основних груп: з прямолінійними елементами; поздовжніми чи поздовжніми; поперечними ребрами жорсткості. Холодноформовані сталеві конструкції чутливі до різних форм втрати стійкості, що підкреслює актуальність і доцільність їх застосування у композитних конструкціях, зокрема у сталезалізобетонних. Надійне закріплення сталі із бетоном у композитних конструкціях забезпечується анкерними елементами різних типів:

жорсткими упорами; гнучкими анкерами; рельєфними виштампівками на профнастил; привареними шпильками. Перспективним способом підвищення несучої здатності та жорсткості балок з холодноформованих сталевих конструкцій є попереднє напруження, яке економить витрати сталі при зменшенні прогинів і дозволяє ефективніше застосовувати високоякісні марки.

У **другому розділі** розглянуто теоретичні основи визначення міцності та деформативності сталезалізобетонних балок з холодноформованих сталевих профілів. Перш за все, розглянуто доцільність застосування для визначення параметрів напружено-деформованого стану згинаних сталезалізобетонних конструкцій метод приведених перерізів. Доведено, що найбільш доцільно виконувати приведення бетонного перерізу до сталевому за допомогою коефіцієнту приведення, порахованого співвідношеннями і бетону: розрахункового значення міцності бетону на стиск та розрахункової міцності сталеві частини перерізу на межі текучості. Окрема увага приділена розрахунку сталезалізобетонних конструкцій із холодноформованих сталевих профілів при двовісному навантаженні. Далі у роботі розглянуто загальні засади створення раціональних попередніх напружень у компонентах сталебетонних прогонів, виготовлених із холодноформованих сталевих профілів. Ефективним методом попереднього вигину сталеві частини сталезалізобетонних конструкцій є їх попереднє деформування вигинами, що протилежні експлуатаційним. Такі вигини створюються або домкратами, або шляхом влаштування додаткових попередньо напружених стержнів. При цьому попередньо зігнутий стан сталеві частини фіксується або зварюванням її складових частин під час виготовлення, або зміною умов закріплення цієї сталеві балкової частини з колонами, або власне влаштуванням напружених додаткових стержнів, або обетонуванням сталеві частини перерізу сталезалізобетонних конструкцій. У роботі запропоновано фіксувати попередньо зігнутий стан сталеві частини конструкції заповненням бетоном внутрішньої порожнини сталеві U-подібної частини перерізу сталебетонного стержня, що може використовуватися у якості стінового прогону. Також наведено основні розрахункові залежності обчислення зусиль у зв'язках

зсуву балок, завантажених по центру прольоту зосередженою силою при жорсткому поєднанні бетонної та сталеві частин перерізу. Зсувні зусилля у контактному шві будуть визначатися, як для монолітної двошарової балки за залежностями теорії складених стержнів.

У **третьому розділі** наведено результати проведених експериментальних досліджень напружено-деформованого стану та несучої здатності попередньо напружених сталобетонних стінових прогонів, що виготовлені із гнутих швелерів №10 з товщиною стінки 3 мм довжиною 3000 мм із заповненою бетоном U-подібною порожниною та працюють в умовах косого (двовісного) згину. Встановлено наступне:

- шляхом заповнення бетоном внутрішньої порожнини сталеві U-подібної частини перерізу можливо фіксувати її попередньо напружений (попередньо вигнутий) стан. Після набору бетоном міцності та відпуску домкрату попередній вигин зменшується на 81% для зразків із заповненням бетоном в рівень з перами швелеру і на 31% для зразків із заповненням бетоном на 30 мм (в 1,6 рази) вище від рівня пера полицок швелера;
- заповнення внутрішньої порожнини швелера бетоном підвищує до 2 раз несучу здатність і жорсткість сталобетонних прогонів, що працюють на косий згин;
- попередній вигин сталеві частини перерізу сталобетонного прогону, що працює на косий згин, підвищує його несучу здатність до 10% та жорсткість до 25%;
- збільшення в 1,6 рази висоти перерізу бетонного осердя попередньо напруженого сталобетонного прогону, що працює на косий згин, підвищує його несучу здатність до 33% та жорсткість до 60%.

Таким чином, експериментально досліджені попередньо напружені сталобетонні прогони, що складаються із гнутого швелеру №10 з товщиною стінки 3 мм заповненого бетоном та працюють на косий згин (при умові, що горизонтальне навантаження вдвічі більше за вертикальне) мають практично таку ж несучу здатність при вищій до 67% жорсткості, як, наприклад, сталевий прогін, виконаний із труби 80×3 мм, що дозволяє зменшити витрати сталі на 38,5%.

У четвертому розділі доведено ефективність ресурсоощадної технології влаштування сталезалізобетонних конструкцій з холодноформованих сталевих профілів, що базується на оптимізації та врівноваженні рівня використання несучої здатності монолітної залізобетонної плити сталезалізобетонних згинаних конструкцій. Дана технологія була впроваджена під час влаштування консольних балконних плит реконструйованої будівлі у м. Харків. Отримані результати досліджень слугували основною оптимізації комплекту робочих креслень марки КБ по влаштуванню балконних плит вказаної будівлі. Також у четвертому розділі наведено статистичну обробку порівняння теоретичних і експериментальних результатів проведених досліджень.

Ключові слова: сталезалізобетонні конструкції, холодноформовані сталеві профілі, напружено-деформований стан, міцність, деформативність, розрахунок, проектування, виготовлення, експериментальні дослідження.

ABSTRACT

Drobotya O.V. Strength and deformability of load-bearing and enclosing reinforced concrete structures from cold-formed steel profiles. – Qualification scientific work in the form of a manuscript.

Dissertation for the degree of Doctor of Philosophy in the specialty 192 – Construction and civil engineering (19 “Architecture and construction”). – National University “Poltava Polytechnic named after Yuriy Kondratyuk”. – Poltava, 2026.

Cold-formed steel profiles should be considered as a modern, economically feasible and universal material for the manufacture of load-bearing and enclosing reinforced concrete structures, the potential of which in the conditions of Ukraine remains not fully realized.

The **introduction** substantiates the relevance of the problem being solved, formulates the goal, objectives of the research, scientific novelty and practical significance of the results obtained, provides information on personal contribution and approval of the dissertation materials, presents its general structure and scope.

The **first section** analyzes the history of the emergence of cold-formed steel structures, which begins in the 12th century, when metal structures began to be used as ties in stone buildings. In Europe and America, cold-formed steel structures quickly gained popularity in single-story and low-rise construction of buildings, industrial and warehouse buildings. The structural diversity of cold-formed steel structures includes linear profiles for columns, beams, girders and trusses, as well as planar - profiled decks of three main groups: with rectilinear elements; longitudinal or longitudinal; transverse stiffeners. Cold-formed steel structures are sensitive to various forms of loss of stability, which emphasizes the relevance and feasibility of their use in composite structures, in particular in steel-reinforced concrete. Reliable fastening of steel to concrete in composite structures is ensured by anchor elements of various types: rigid stops; flexible anchors; relief stampings on corrugated board; welded studs. A promising method for increasing the bearing capacity and stiffness of beams from cold-formed steel structures is

prestressing, which saves steel consumption while reducing deflections and allows for more efficient use of high-quality grades.

The **second section** considers the theoretical foundations of determining the strength and deformability of steel-reinforced concrete beams from cold-formed steel profiles. First of all, the feasibility of using the reduced cross-section method to determine the parameters of the stress-strain state of bent steel-reinforced concrete structures is considered. It is proved that it is most expedient to reduce the concrete cross-section to the steel cross-section using the reduction factor calculated from the ratios of concrete: the calculated value of the compressive strength of concrete and the calculated strength of the steel part of the cross-section at the yield point. Special attention is paid to the calculation of reinforced concrete structures from cold-formed steel profiles under biaxial loading. Further, the work considers the general principles of creating rational prestresses in the components of reinforced concrete girders made from cold-formed steel profiles. An effective way to prestress the steel part of reinforced concrete structures is to pre-deform them with bends that are opposite to the operational ones. Such bends are arranged either with jacks or by installing additional prestressed rods. In this case, the pre-bent state of the steel part is fixed either by welding its components during manufacture, or by changing the conditions of fastening this steel beam part to the columns, or by installing additional stressed rods, or by concreting the steel part of the cross-section of steel-reinforced concrete structures. The work proposes to fix the pre-bent state of the steel part of the structure by filling the internal cavity of the steel U-shaped part of the cross-section of the steel-reinforced concrete rod with concrete, which can be used as a wall purlin. The main calculation dependencies for calculating the forces in the shear connections of beams loaded at the center of the span with a concentrated force with a rigid connection of the concrete and steel parts of the cross-section are also given. The shear forces in the contact seam will be determined as for a monolithic two-layer beam according to the dependencies of the theory of composite rods.

The **third section** presents the results of experimental studies of the stress-strain state and bearing capacity of prestressed steel-concrete wall girders made of bent channels No. 10 with a wall thickness of 3 mm and a length of 3000 mm with a concrete-filled U-

shaped cavity and operating under conditions of oblique (biaxial) bending. The following was established:

- by filling the internal cavity of the steel U-shaped part of the cross-section with concrete, it is possible to fix its prestressed (pre-bent) state. After the concrete gains strength and the jack is released, the pre- The bending moment is reduced by 81% for specimens filled with concrete at the level of the channel flanges and by 31% for specimens filled with concrete 30 mm (1.6 times) above the level of the flange of the channel flanges;

- filling the internal cavity of the channel with concrete increases the bearing capacity and stiffness of reinforced concrete girders operating on oblique bending by up to 2 times;

- preliminary bending of the steel part of the cross-section of a reinforced concrete girder operating on oblique bending increases its bearing capacity by up to 10% and stiffness by up to 25%;

- an increase in the cross-section height of the concrete core of a prestressed reinforced concrete girder operating on oblique bending by 1.6 times increases its bearing capacity by up to 33% and stiffness by up to 60%.

Thus, experimentally investigated prestressed reinforced concrete girders consisting of a bent channel No. 10 with a wall thickness of 3 mm filled with concrete and operating on an oblique bend (provided that the horizontal load is twice as large as the vertical load) have practically the same bearing capacity with a stiffness higher by up to 67%, as, for example, a steel girder made of an 80×3 mm pipe, which allows reducing steel consumption by 38.5%.

The **fourth section** proves the effectiveness of the resource-saving technology of installing reinforced concrete structures from cold-formed steel profiles, which is based on optimizing and balancing the level of use of the bearing capacity of a monolithic reinforced concrete slab of reinforced concrete bent structures. This technology was implemented during the installation of cantilever balcony slabs of a reconstructed building in Kharkiv. The obtained research results served as the main optimization of the set of working drawings of the KB brand for the arrangement of balcony slabs of the

specified building. Also, the fourth section provides statistical processing of the comparison of theoretical and experimental results of the conducted research.

Keywords: steel-reinforced concrete structures, cold-formed steel profiles, stressed-deformed state, strength, deformability, calculation, design, manufacturing, experimental research.

СПИСОК ОПУБЛІКОВАНИХ НАУКОВИХ ПРАЦЬ ЗДОБУВАЧА ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

Публікації, в яких опубліковані основні наукові результати дисертації

1. Hasenko, A.V., Semko, O.V., Drobotia, O.V. & Sirobaba, V.O. (2020). Experimental and numerical studies of nodes of light steel-reinforced concrete structures. *Proceeding of the 2020 session of the 13th fib Intern. PhD-Symposium In Civil Engineering*. Paris, France. 173-178. (НМБД Scopus). *Особистий внесок здобувача: виконано експериментальні дослідження вузлів легких сталезалізобетонних конструкцій.*
2. Semko, O.V., Hasenko, A.V., Drobotia, O.V. & Marchenko, D.P. (2022). Experimental studies of prestressed steel concrete wall girders. *Academic journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering*, 2 (59), 48-56. <https://doi.org/10.26906/znp.2022.59.3099> (НМБД Index Copernicus). *Особистий внесок здобувача: виконано експериментальні дослідження попередньо напружених стінових прогонів із сталезалізобетонних конструкцій.*
3. Дроботя О.В. (2023). Експериментальні випробування попередньо напружених несучих елементів огорожувальних конструкцій з холодноформованих сталевих профілів на косий згин. *Зб. наук. пр. КНТУ: Центральноукраїнський науковий вісник. Серія: Технічні науки*, 7 (38), Ч. 2, 204-212. [https://doi.org/10.32515/2664-262X.2023.7\(38\).2.204-212](https://doi.org/10.32515/2664-262X.2023.7(38).2.204-212) (НМБД Index Copernicus).
4. Drobotia, O.V. & Vakhnenko H.V. (2025). Calculation of steel-reinforced concrete structures made of cold-formed steel profiles under biaxial loading. *Academic journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering*, 1 (64), 75-79. <https://doi.org/10.26906/znp.2025.64.4138> (НМБД Index Copernicus). *Особистий внесок здобувача: виконано теоретичні розрахунки міцності попередньо напружених стінових прогонів із сталезалізобетонних конструкцій на косий згин.*
5. Гасенко, А.В., Дроботя, О.В. (2025). Впровадження ресурсощадних технологій прискореного влаштування сталезалізобетонних конструкцій з холодноформованих сталевих профілів реконструйованих будівель. *Наук.-пр. журнал. Таврійський науковий вісник. Серія: Технічні науки. Херсон : Видавничий дім «Гельветика»*, 6, 533-540. <https://doi.org/10.32782/tnv-tech.2025.6.53> *Особистий*

внесок здобувача: розроблено типові рішення ресурсощадних технологій прискореного влаштування сталезалізобетонних конструкцій з холодноформованих сталевих профілів реконструйованих будівель.

Публікації, які додатково відображають наукові результати дисертації

6. Mytrofanov, P., Drobotya, A. & Akopyan, M. (2016, 25 листопада). Strength calculation compressed reinforced concrete elements from HPC. *Зб. наук. пр. за матеріалами III Всеукр. інтернет-конф. молодих учених і студентів: Проблеми сучасного будівництва*. Полтава: ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка, 36-40. *Особистий внесок здобувача: виконано теоретичні розрахунки міцності сталезалізобетонних конструкцій*

7. *Свідоцтво про реєстрацію авторського права на твір № 122946. Наукова стаття «Експериментальні випробування попередньо напружених несучих елементів огорожувальних конструкцій з холодноформованих сталевих профілів на косий згин» / автор: Дроботя О.В.; заявл. 28.09.2023 ; реєстр. 17.01.2024. – 2 с.*

Публікації, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації

8. Семко, О.В., Дроботя, О.В. (2022, 20-22 червня). Класифікація попередньо напружених сталезалізобетонних конструкцій з холодноформованих сталевих профілів за умовами зчеплення їх складових. *Зб. наук. пр. за матеріалами XIV Міжн. наук.-техн. конф.: Комплексні композитні конструкції будівель та споруд в умовах воєнного стану (CSCS-2022), вип. 14*. Полтава: НУПП імені Юрія Кондратюка, 44-45. *Особистий внесок здобувача: виконано класифікацію попередньо напружених стінових прогонів із сталезалізобетонних конструкцій за умовами щеплення їх складових.*

9. Семко, О.В., Гасенко, А.В., Дроботя, О.В. (2023, 23-24 травня) *Планування експериментальних досліджень попередньо напружених сталебетонних стінових прогонів. Зб. матеріалів Міжнар. наук.-техн. on-line конф.: Проблеми будівельного та транспортного комплексів*. Кропивницький: ЦНТУ, 136-137. *Особистий внесок здобувача: виконано планування експериментальних дослідження стінових прогонів із сталезалізобетонних конструкцій за умовами щеплення їх складових.*

10. Семко, О.В., Дроботя, О.В. (2023, 25-26 травня). Попередньо напружені сталебетонні стінові прогони для відновлення легкого стінового огороження. *Тези*

Всеукр. наук.-практ. конф.: Просторове планування для майбутнього України. Полтава: НУПП імені Юрія Кондратюка, 255-256. Особистий внесок здобувача: розроблено типові рішення стінових прогонів із сталезалізобетонних конструкцій для відновлення легко стінового огородження.

11. Семко, О.В., Дроботя, О.В. (2024, 14-23 травня). Методика виготовлення попередньо напружених сталезалізобетонних прогонів. *Тези 76-ї наукової конф. професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету. Том 1. Полтава: НУПП імені Юрія Кондратюка, 185-187. Особистий внесок здобувача: розроблено методику виготовлення експериментально досліджених попередньо напружених стінових прогонів із сталезалізобетонних конструкцій.*

12. Семко О.В., Дроботя, О.В. (2025, 27 листопада). Щодо питання досліджень несучих та огорожувальних конструкцій з холодноформованих сталевих профілів. *Тези VIII Всеукр. наук.-практ. інтернет конф.: Будівельні матеріали, конструкції та споруди третього тисячоліття. Херсон-Кропивницький: ХДАЕУ, 53-54. Особистий внесок здобувача: розроблено типові рішення стінових прогонів із сталезалізобетонних конструкцій для огорожувальних конструкцій.*

13. Гасенко А.В., Дроботя О.В. (2026, 27-28 квітня) Особливості влаштування зв'язків зсуву у сталебетонних конструкціях з холодноформованих профілів. *Матеріали VII науково-практичної конференції студентів, аспірантів і молодих вчених. Дніпро: УДУНТ, ННІ ПДАБА, 170-171. Особистий внесок здобувача: удосконалено влаштування зв'язків зсуву у сталебетонних конструкціях з холодноформованих профілів.*

14. Овсій Д.М., Дроботя О.В., Крижанівський Я.С. (2026, 21-22 травня). Ресурсоощадні технології забезпечення сумісної роботи компонентів сталебетонних конструкцій з холодноформованих профілів. *Матеріали тез доповідей XVI Міжнародної науково-практичної конференції «Комплексне забезпечення якості технологічних процесів та систем». Чернігів: НУ «Чернігівська політехніка», т. 2, 229-230. Особистий внесок здобувача: розроблено типові рішення ресурсоощадні технології забезпечення сумісної роботи компонентів сталебетонних конструкцій з холодноформованих профілів.*

ЗМІСТ

ВСТУП.....	15
РОЗДІЛ 1 СТАН ПИТАННЯ ДОСЛІДЖЕНЬ НЕСУЧИХ ТА	
ОГОРОДЖУВАЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ З ХОЛОДНОФОРМОВАНИХ	
СТАЛЕВИХ ПРОФІЛІВ	21
1.1 Історія розвитку будівель з холодноформованих сталевих профілів.....	21
1.2 Особливості дійсної роботи холодноформованих сталевих конструкцій та залізобетонних конструкцій.....	33
1.3 Засоби забезпечення сумісності роботи холодноформованих сталевих конструкцій та бетону.....	40
1.4 Особливості влаштування попереднього напруження в згинаних холодноформованих сталевих конструкціях.....	49
Висновок до розділу 1 та постановка завдань дослідження	54
РОЗДІЛ 2 ТЕОРЕТИЧНІ ОСНОВИ ВИЗНАЧЕННЯ МІЦНОСТІ ТА	
ДЕФОРМАТИВНОСТІ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК З	
ХОЛОДНОФОРМОВАНИХ СТАЛЕВИХ ПРОФІЛІВ НЕСУЧИХ І	
ОГОРОДЖУВАЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ.....	58
2.1 Загальні засади створення сталезалізобетонних балок з холодноформованих сталевих профілів для несучих і огороджувальних конструкцій та оптимізація їх рішень шляхом попереднього напруження	58
2.2 Розрахунок несучої здатності перерізів балкових сталезалізобетонних конструкцій з холодноформованих сталевих профілів.....	67
2.3 Розрахунок сталезалізобетонних конструкцій із холодноформованих сталевих профілів при двовісному навантаженні	82
2.4 Обчислення зусиль у зв'язках зсуву двокомпонентних сталезалізобетонних балкових конструкцій із холодноформованих профілів	91
Висновок до розділу 2.....	100

РОЗДІЛ 3 ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ЗРАЗКІВ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ІЗ ХОЛОДНОФОРМОВАНИХ СТАЛЕВИХ ПРОФІЛІВ 103

3.1 Конструкція дослідних сталезалізобетонних балок з холодноформованих сталевих профілів 103

3.2 Методика виготовлення зразків та проведення експерименту 112

3.3 Фізико-механічні властивості використаних матеріалів 119

3.4 Аналіз міцності та деформативності попередньо напружених сталезалізобетонних прогонів з холодноформованих сталевих профілів у випадку плоского згину 125

3.5 Аналіз міцності та деформативності попередньо напружених сталезалізобетонних прогонів з холодноформованих сталевих профілів у випадку косого згину 133

Висновок до розділу 3..... 138

РОЗДІЛ 4 ПОРІВНЯННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ТЕОРЕТИЧНИХ І ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ..... 141

4.1 Статистична обробка порівняння теоретичних і експериментальних результатів
141

4.2 Впровадження результатів досліджень..... 150

Висновок до розділу 4..... 160

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ..... 162

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ 165

**ДОДАТОК А СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА ЗА ТЕМОЮ
ДИСЕРТАЦІЇ 182**

**ДОДАТОК Б ДОВІДКИ ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ
ДИСЕРТАЦІЇ 185**

ВСТУП

Актуальність роботи обумовлена тим, що дослідження міцності та деформативності несучих і огорожувальних сталезалізобетонних конструкцій з холодноформованих сталевих профілів пов'язане з активним впровадженням легких сталевих тонкостінних систем у сучасному енергоефективному будівництві та реконструкції будівель в умовах обмежених ресурсів і воєнних викликів. Композитна робота монолітного залізобетонного ядра та холодноформованих сталевих елементів супроводжується складними напружено-деформованими станами, можливою локальною чи загальною втратою стійкості, що вимагає уточнення розрахункових моделей, діаграм роботи матеріалів та критеріїв граничних станів. Уточнення параметрів міцності та деформативності таких несучих і огорожувальних конструкцій дозволяє оптимізувати витрати сталі й бетону, забезпечити відповідність вимогам сучасних норм проєктування та безпеки експлуатації в умовах змінних та екстремальних навантажень.

Зв'язок роботи з науковими програмами, питаннями, темами. Тема дисертації відповідає сучасним напрямам науково-технічної політики держави щодо *енергоефективності та ресурсозбереження, в тому числі у будівництві*, згідно розпорядження КМУ від 17.12.2008 р. № 1567-р та Закону України від 11.07.2001 р. № 2623-III із змінами від 12.01.2023 р. № 2859-IX; *регулювання питання організації оцінювання технічного стану та виконання першочергових робіт з відновлення пошкоджених внаслідок бойових дій будівель та споруд* згідно постанови КМУ від 19.04.2022 р. № 473 та наказу Міністерства розвитку громад та територій України від 28.04.2022 р. № 65. Робота виконана в рамках виконання науково-технічних робіт, які фінансувалася за рахунок коштів державного бюджету України, а саме: «Ресурсоощадні технології прискореного відновлення пошкоджених будівель із влаштуванням захисних споруд цивільного захисту», (державний реєстраційний номер: 0125U000895); «Високоєфективні сталезалізобетонні несучі конструкції каркасів багатоповерхових будівель» (державний реєстраційний номер: 0115U002418)

Метою роботи є експериментально-теоретичні дослідження напружено-деформованого стану несучих та огорожувальних сталезалізобетонних конструкцій з холодноформованих сталевих профілів і розробка рекомендацій з розрахунку їх міцності і деформативності.

Для досягнення мети сформульовані та вирішені такі **основні завдання дослідження**:

1. Дослідити навантаження та впливи на несучі огорожувальні сталезалізобетонні конструкції з холодноформованих сталевих профілів.
2. Розробити методи анкерування бетонного ядра сталезалізобетонних балок з холодноформованих сталевих профілів.
3. Виконати експериментальні дослідження сталезалізобетонних балок з холодноформованих сталевих профілів.
4. Розробити методи розрахунку несучої здатності та деформативності сталезалізобетонних фахверкових балок з холодноформованих сталевих профілів.
5. Порівняти результати розрахунків та експериментальних досліджень сталезалізобетонних балок з холодноформованих сталевих профілів.

Об'єкт дослідження – робота несучих та огорожувальних сталезалізобетонних конструкцій з холодноформованих сталевих профілів.

Предмет дослідження – напружено-деформований стан, міцність та деформативність сталезалізобетонних конструкцій з холодноформованих сталевих профілів.

Наукова новизна отриманих результатів полягає в наступному:

1. *Удосконалено* методи визначення зусиль в сталевих фахверкових балках на дію вертикальних та горизонтальних навантажень, в тому числі на сумісну їх дію.
2. *Вперше застосовано* конструктивні рішення попередньо напружених сталезалізобетонних балок з холодноформованих сталевих профілів для влаштування огорожувальних конструкцій будівель.

3. *Набули подальшого розвитку* конструкції анкерів для обетонування холодноформованих профілів.

4. *Удосконалено* методи експериментальних досліджень сталезалізобетонних балок з холодноформованих сталевих профілів.

5. *Набули подальшого розвитку* методи порівняння деформацій теоретичних та експериментальних досліджень сталезалізобетонних конструкцій при різних навантаженнях.

Методи дослідження: методи порівняльного аналізу; загальні методи будівельної механіки для теоретичних досліджень; експериментальні методи дослідження роботи, напружено-деформованого стану, несучої здатності та деформативності конструкцій у лабораторних умовах із застосуванням механічних та електротензометричних методів вимірювань деформацій матеріалів; метод скінченних елементів для чисельного моделювання роботи конструкцій; методи математичної статистики.

Достовірність та обґрунтованість результатів забезпечено використанням під час теоретичних досліджень фундаментальних закономірностей будівельної механіки, опору матеріалів, методів розрахунку сталезалізобетонних балок з холодноформованих сталевих профілів, співставленням отриманих даних з експериментальними результатами, як власними, так й інших дослідників, у тому числі закордонних, даними чисельного дослідження роботи тривимірних моделей конструкцій, а також статистичною обробкою отриманих результатів.

Особистий внесок автора. Дисертаційна робота є завершеним самостійним науковим дослідженням, виконаним автором особисто. Основні наукові результати та положення дисертації оприлюднені у наукових публікаціях. У роботі використано лише ті результати спільних публікацій, які належать автору та отримані ним самостійно.

Практичне значення отриманих результатів:

- викладено практичні інженерні методики розрахунку, конструювання і визначення раціональних параметрів сталезалізобетонних балок з холодноформованих сталевих профілів, що сприяє ширшому їх використанню;

- запропоновано спосіб влаштування попередньо напружених сталезалізобетонних балок з холодноформованих сталевих профілів;
- доведено ефективність, технологічна та економічна доцільність використання сталезалізобетонних балок з холодноформованих сталевих профілів шляхом їх впровадження в об'єктах нового будівництва та під час реконструкції існуючих будівель, підтверджених техніко-економічними розрахунками, а саме:
 - під час відновлення конструкцій міжповерхових перекриттів, що були зруйновані внаслідок просторового вибуху газу, в об'ємноблочному житловому будинку у м. Полтава по вул. Квітуча, 8 (врахування в розрахунку несучої здатності нових сталезалізобетонних перекриттів зміни приведенного поперечного перерізу під час створення композитної збірно-монолітної конструкції і стабільності їх навантаження в процесі монтажу й експлуатації);
 - під час відновлення шляхом влаштування нових монолітних сталезалізобетонних перекриттів пошкодженої внаслідок російської агресії промислової споруди робочої очисної вежі №2 на об'єкті будівництва «Реконструкція будівель та споруд на території ПРАТ «Полтавське ХПП» за адресою: м. Полтава, вул. Ливарна, 4 (враховано стабільність навантаження в процесі монтажу сталевих балок і виготовлення монолітної сталезалізобетонної плити по незнімній опалубці із профільованого настилу, а також зміни приведенного поперечного перерізу композитної конструкції);
 - під час розробки проєкту влаштування міжповерхового перекриття у гуртожитку №2, що реалізовувався в рамках проєкту з термомодернізації Європейського інвестиційного банку «Вища освіта України» в Національному університеті «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» (врахування під час розрахунку несучої здатності нових сталезалізобетонних перекриттів зміни приведенного поперечного перерізу в ході створення композитної збірно-монолітної конструкції дозволило зменшити висоту перерізу сталевих балок перекриття, а отже і зменшити витрати сталі);
 - під час розробки ресурсощадних технологій прискореного відновлення несучих і огорожувальних сталезалізобетонних конструкцій із використанням

холоднодеформованих сталевих профілів в межах виконання запланованих показників виконання науково-технічної роботи групи молодих вчених на тему: «Ресурсоощадні технології прискореного відновлення пошкоджених будівель із влаштуванням захисних споруд цивільного захисту», яка фінансувалася за рахунок коштів державного бюджету України (державний реєстраційний номер: 0125U000895) (вказані розроблені ресурсоощадні технології прискореного відновлення пошкоджених будівельних конструкції висвітлені у фахових статтях України категорії Б);

- під час розробки високоефективних сталезалізобетонних конструкцій із використанням холоднодеформованих сталевих профілів в межах виконання запланованих показників виконання науково-технічної роботи на тему: «Високоефективні сталезалізобетонні несучі конструкції каркасів багатоповерхових будівель», яка фінансувалася за рахунок коштів державного бюджету України (державний реєстраційний номер: 0115U002418) (вказані розроблені ресурсоощадні технології прискореного відновлення пошкоджених будівельних конструкції висвітлені у фахових статтях України категорії Б).

Публікації. Матеріали дисертації опубліковані у 14 наукових працях, у тому числі 4 статтях у фахових виданнях України, 1 статті у виданнях інших держав, проіндексованих НМБД Scopus, 1 охоронний документ України на об'єкт права інтелектуальної власності, 8 друкованих тезах за матеріалами науково-практичних конференцій.

Апробація результатів. Головні положення і результати дисертації доповідались на 5-х міжнародних та 5-х всеукраїнських конференціях: The 2020 session of the 13th fib International PhD-Symposium In Civil Engineering (Paris, France, 26-28 August, 2020); XIV Міжнародній науково-практичній конференції «Академічна й університетська наука: результати та перспективи» (Полтава: НУПП імені Юрія Кондратюка, 9 грудня 2021 р.); XIV Міжнародній науково-технічній конференції «Комплексні композитні конструкції будівель та споруд в умовах воєнного стану (CSCS-2022)» (Полтава: НУПП, 20-22 червня 2022 р.); Міжнародній науково-технічній on-line конференції «Проблеми будівельного та

транспортного комплексів» (Кропивницький: ЦНТУ, 23-24 травня 2023 р.); Всеукраїнській науково-практичній конференції «Просторове планування для майбутнього України» (Полтава: НУПП імені Юрія Кондратюка, 25-26 травня 2023 р.); 76-а наукова конференція професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету (Полтава: НУПП імені Юрія Кондратюка, 14-23 травня 2024 р.); Всеукраїнська студентська науково-практична конференція «Досвід впровадження у навчальний процес сучасних комп'ютерних технологій» (Кропивницький: ЦНТУ, 21-22 листопада 2025 р.); VIII Всеукраїнська науково-практична інтернет конференція «Будівельні матеріали, конструкції та споруди третього тисячоліття» (Херсон-Кропивницький: ХДАЕУ, 27 листопада 2025 р.). VII Науково-практична конференція студентів, аспірантів і молодих вчених (Дніпро: УДУНТ, ННІ ПДАБА, 27-28 квітня 2026 р.); XVI Міжнародна науково-практична конференція «Комплексне забезпечення якості технологічних процесів та систем» (Чернігів: НУ «Чернігівська політехніка», 21-22 травня 2026 р.).

Структура та обсяг дисертації. Дисертація складається зі вступу, чотирьох розділів, висновків, списку використаних джерел і двох додатків. Робота викладена на 189 сторінках машинописного тексту, з яких 148 сторінок основного тексту, що включають 83 рисунки і 18 таблиць, 17 сторінок списку використаних джерел із 152 назв та 8 сторінок додатків.

РОЗДІЛ 1

СТАН ПИТАННЯ ДОСЛІДЖЕНЬ НЕСУЧИХ ТА ОГОРОДЖУВАЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ З ХОЛОДНОФОРМОВАНИХ СТАЛЕВИХ ПРОФІЛІВ

1.1 Історія розвитку будівель з холодноформованих сталевих профілів

Генезис використання металу в будівельних конструкціях простежується з XII століття, коли металеві елементи (затяжки, анкери) почали інтегрувати в кам'яну кладку монументальних споруд — замків та храмів. До XVII ст. технології дозволили створювати перші металеві кроквяні системи та просторові куполи. Якісний стрибок у галузі відбувся наприкінці XVIII ст. з появою технологій лиття чавуну, що уможливило зведення мостових переходів та перекриттів. Однак, через низький опір чавуну розтягу, його поступово витіснила сталь, яка характеризується більш збалансованими механічними показниками. Промислова революція у металургії, започаткована відкриттям Г. Кортм пудлінгового заліза (1784 р.) та подальшим впровадженням методів Бессемера (1855 р.), Мартена (1867 р.) і Томаса (1878 р.), дала поштовх масовому виробництву листового та фасонного прокату. [69]

Активне впровадження та розширення сфери застосування сталевих конструкцій на українських теренах розпочалося на зламі XIX–XX століть, що було безпосередньо пов'язано з інтенсивним розвитком промисловості та розширенням залізничної мережі. Визначною пам'яткою інженерної думки цього періоду є споруда Львівського оперного театру, зведена у 1897 році за проектом архітектора З. Горголевського. У цій будівлі для перекриття сценічної зони було успішно застосовано наскрізні (гратчасті) двошарнірні арки заввишки 10 м із прольотом 20 м, тоді як конструктивне рішення покриття глядацької зали реалізовано за допомогою сталевих ферм аналогічного прольоту (20 м).

Окрему нішу в цій еволюції займають легкі сталеві тонкостінні конструкції (ЛСТК). Австралійський дослідник Грегорі Дж. Хенкок [37] визначає холодноформовані елементи як деталі, що отримують несучу здатність, значно

вищу за вихідний плаский лист, саме завдяки процесу профілювання (згинання). Історичні витoki цієї технології сягають середини XIX ст. (США, Велика Британія) [12, 13]. Зокрема, задокументовано комерційний успіх нью-йоркського покрівельника Пітера Нейлора, який у 1849 році, під час «золотої лихоманки», реалізовував збірні будинки з гофрованого металу. Згідно з рекламними джерелами, такі споруди монтувалися за добу, були економічно вигідними та пожежобезпечними. [53, 54]

Період 1920–1930-х років характеризувався певною стагнацією у розвитку галузі легких сталевих конструкцій, що було зумовлено вакуумом у нормативній базі та відсутністю уніфікованих стандартів проектування. Попри це, у США тривали локальні експериментальні впровадження. Знаковою подією стала виставка «Століття прогресу» (Чикаго, 1933 р.), де архітектор Говард Т. Фішер у колаборації з вагонобудівним гігантом Pullman Car Corporation презентував концепцію швидкомонтованого металевого будинку з терміном зведення всього чотири доби. За п'ять місяців експозицію відвідали близько двох мільйонів осіб, проте комерціалізація проекту була призупинена через початок Другої світової війни. У рамках того ж заходу корпорація Armco Steel вперше продемонструвала інноваційні фальцеві покрівельні панелі.

Широка інтеграція холодноформованих С-подібних профілів у будівельну індустрію припадає на середину XX століття. Еволюція цих елементів нерозривно пов'язана з удосконаленням технологій холодної прокатки сталі та подальшим впровадженням систем автоматизованого проектування [70, 71].

На європейському будівельному ринку дебют легких тонкостінних сталевих конструкцій (ЛСТК) відбувся у 1950-х роках, передусім у секторі житлового каркасного будівництва [37]. Заміщення традиційних матеріалів (цегли, деревини) сталлю дозволило суттєво оптимізувати власну вагу споруд, а також спростити та прискорити монтажні процеси. [33, 41]

Активне поширення тонкостінних профільованих конструкцій припало на роки Другої світової війни та період повоєнного відновлення. Характерним прикладом цього процесу є досвід компанії Lustron Homes, яка запропонувала

концепцію індустріального каркасного домобудівництва (рис. 1.1.1). Виконуючи державне замовлення в інтересах армії США, протягом 1946–1948 рр. компанія звела 2498 таких будинків для ветеранів. Особливість застосованого конструктивного рішення полягала у майже повній металомісткості будівлі — зі сталі виготовлялися практично всі несучі та оздоблювальні елементи [14, 38, 101].

Паралельно набули поширення уніфіковані арочні конструкції типу Quonset Huts, орієнтовані на логістичні (складські), житлові та ангарні потреби. Технологія базувалася на використанні гнутих листових елементів, що дозволяло перекривати прольоти значної величини — до 36,5 м [28].



Рис. 1.1.1 – Будинок компанії Lustron, побудований у 1940-х, сучасний вигляд
(джерело: <https://sah-archipedia.org/buildings/WV-01-033-0003>)

Паралельно з промисловим застосуванням технологія холодного прокатування почала впроваджуватися і в цивільному будівництві. Класичним прикладом такого впровадження є будівля Virginia Baptist Hospital, споруджена 1925 року в м. Лінчбург (штат Вірджинія, США). Конструктивна схема об'єкта поєднувала несучі цегляні стіни з перекриттями, виконаними на основі

холодноформованих елементів. Балки перекриття утворювалися з'єднанням двох С-подібних профілів (back-to-back) в єдиний переріз двотаврового типу.

Для реалізації проекту було використано профілі з наступними геометричними параметрами: висота перерізу — 203,2 мм (8 дюймів), ширина полиць — 57,15 мм (2,25 дюйма) з відгином 12,7 мм (0,5 дюйма), товщина сталевих листа — 1,85 мм (0,073 дюйма). Інструментальний моніторинг технічного стану, проведений через вісім десятиліть експлуатації, засвідчив, що балочна клітка зберегла свої функціональні якості та придатна до подальшого використання без обмежень.

Попри успіхи у розробленні та впровадженні холодноформованих конструкцій, масштаби їх застосування залишалися обмеженими порівняно з гарячекатаними аналогами. Головною причиною такого дисбалансу була відсутність відповідної нормативної бази. Важливим кроком у становленні нормативного забезпечення проектування холодноформованих конструкцій стала ініціатива Американського інституту чавуну та сталі (AISI). Ключовою подією тут стало рішення Комітету з будівельних норм (Committee on Building Codes), прийняте у лютому 1939 року, про фінансування комплексної науково-дослідної програми на базі Корнельського університету. Наукове керівництво програмою здійснював професор Джордж Вінтер.

Плодом цієї тривалої дослідницької роботи стало видання у 1946 році першого у світовій практиці нормативного документа — «Specification for the Design of Light Gauge Steel Structural Members». Документ охоплював шість основних розділів, присвячених загальним поліюженням, концепції проектування, методиці розрахунку за допустимими напруженнями, вимогам до з'єднань, специфіці розрахунку стінових стійок та порядку проведення експериментальних випробувань.

Період 1960-х років ознаменувався інтенсивною інтеграцією тонкостінних сталевих профілів у будівельну практику Сполучених Штатів. Каталізатором цього процесу став комплекс високих техніко-економічних показників даної технології:

значна питома міцність, технологічність монтажних операцій, а також підтверджена вогнестійкість та експлуатаційна надійність.

Наступні десятиліття (1970–1980-ті роки) характеризувалися експансією ЛСТК у сектор комерційної нерухомості, зокрема при зведенні торговельно-розважальних комплексів та адміністративних будівель. Спектр застосування охопив як несучі елементи каркаса, так і огорожувальні конструкції, системи перекриттів, фасадні системи та внутрішні перегородки.

За конструктивно-морфологічною ознакою сортамент холодноформованих виробів поділяють на дві основні групи: стержневі (лінійні) елементи каркаса та площинні вироби (профільовані настили, панелі). При цьому лінійні елементи можуть виконуватися як у вигляді окремих уніфікованих профілів (рис. 1.1.2), так і у вигляді складених перерізів (built-up sections) (рис. 1.1.3).

Спектр використання стержневих елементів ЛСТК охоплює широкий клас конструкцій: від балок малого прольоту, стінових та покрівельних прогонів до відокремлених стійок (колон) і поясів кроквяних ферм [55]. Геометричні параметри перерізів, як правило, варіюються за висотою в діапазоні 50...300 мм (в окремих випадках — до 500 мм), а товщина сталевих листів становить 1,0...8,0 мм. Типологія найбільш затребуваних перерізів включає Z-подібні, U-подібні (напрямні), С-подібні (стійкові), а також складні профілі типу Σ (сигма) та Ω (омега, або «top-hat» профіль). Принципова конструктивна відмінність між С- та U-перерізами полягає у наявності крайових відгинів (ребер жорсткості) на полицях першого. Ця геометрична особливість суттєво підвищує локальну стійкість полиць та, як наслідок, загальну несучу здатність елемента.

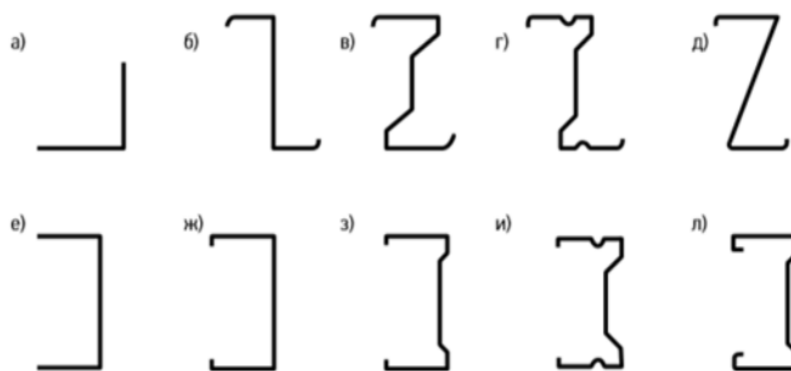


Рис. 1.1.2 – Одиночні профілі відкритого перерізу [129]

Поодинокі холодноформовані профілі зручно застосовувати для формування складених елементів різних перерізів (рис. 1.1.3).



Рис. 1.1.3 – Складені профілі [129]: а – відкритого перерізу; б – закритого перерізу

Типологія профільованих настилів передбачає їх диференціацію на три базові категорії. До першої когорти віднесено вироби, поперечний переріз яких сформовано класичними лінійними гранями без додаткового профілювання (див. верхній ряд на рис. 1.1.4). Сфера раціонального використання таких елементів обмежується конструкціями з помірним рівнем навантаження та прольотами, що не перевищують 3 м. Друга генерація настилів характеризується наявністю конструктивних підсилень у вигляді поздовжніх ребер жорсткості (рифлень), розташованих на полицях та стінках профілю (див. нижній ряд на рис. 1.1.4). Даний тип виробів є найбільш універсальним та масовим у будівництві: вони виконують функцію несучого настилу покриттів або слугують незнімною опалубкою у складі сталезалізобетонних (композитних) перекриттів. Завдяки підвищеній жорсткості перерізу, гранична довжина перекриваємого прольоту для таких систем зростає до 7 м. [3, 9, 29, 105, 119, 136].

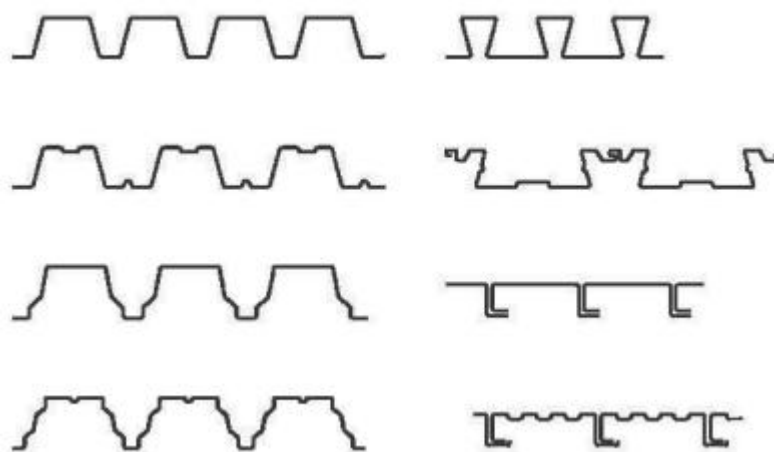


Рис. 1.1.4 – Перерізи профільованого настилу та сталевих панелей [129]

Третю, найбільш конструктивно розвинену групу, формують панелі зі складною топологією поверхні, яка інтегрує систему як поздовжніх, так і поперечних локальних підсилень (рифлень) (див. рис. 1.1.5). Завдяки такій геометричній конфігурації досягається суттєве підвищення згинної жорсткості перерізу, що уможливлює реалізацію безпрогінних схем покриття (purlin-free systems) при прольотах, які сягають 12 м.

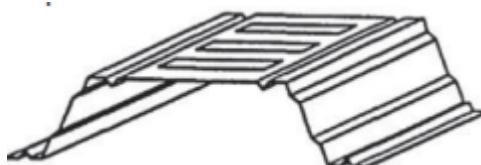


Рис. 1.1.5 – Профільований настил з поздовжніми та поперечними елементами жорсткості [129]

Інтеграція конструктивних підсилень (стифенерів) у топологію перерізу як лінійних, так і площинних елементів ЛСТК є дієвим інструментом підвищення опірності системи втраті місцевої стійкості. Класифікація таких модифікацій диференціює їх на дві базові категорії: крайові та проміжні ребра жорсткості (див. рис. 1.1.6).

Крайові підсилення (edge stiffeners) реалізуються, як правило, шляхом профілювання вільних граней у формі простих (simple lips) (рис. 1.1.6, а) або

складних (complex lips) (рис. 1.1.6, б) відгинів. У свою чергу, проміжні ребра (intermediate stiffeners) імплементуються в структуру широких стиснутих пластин задля зменшення їхньої гнучкості. Типовими прикладами є поздовжнє рифлення стінки С-подібного профілю (рис. 1.1.6, д) або профілювання полиць трапецієподібного настилу (рис. 1.1.6, в). Кількість та крок таких ребер визначаються розрахунком, виходячи з геометричних параметрів пластини (ширини та товщини листа).



Рис. 1.1.6 – Форми елементів жорсткості для холодноформованих елементів та настилів [129]: а, б – крайові елементи жорсткості; в – проміжні елементи жорсткості полиць; г – проміжні елементи жорсткості стінок

Стінові каркасні системи на базі гнутих сталевих профілів зарекомендували себе як ефективне інженерне рішення для забезпечення просторової жорсткості будівель та сприйняття латеральних (горизонтальних) навантажень [22, 95]. Конструктивна топологія типової стінової панелі базується на інтеграції вертикальних несучих стійок (переважно С-подібного перерізу з крайовими відгинами) та горизонтальних обв'язувальних напрямних (U-подібних профілів). Забезпечення геометричної незмінюваності каркаса досягається шляхом встановлення системи міжстійкових розпірок (bridge blocking) та влаштуванням двосторонньої обшивки листовими матеріалами, які спільно формують жорстку діафрагму. Як обшивка використовуються гіпсокартонні, фанери, профільовані металеві листи, сталеві листи, сендвіч-панелі та орієнтовано-стружкові плити.

Однак концепція використання саме сталевих обшивок є відносно новою [8]. Нижні напрямні стінових панелей кріпляться до плити перекриття на землі за допомогою анкерних болтів. [34, 74]

Дослідження стінових панелей з сталевих холодноформованих конструкцій, обшитих гіпсокартонними або деревними плитами, були проведені багатьма вченими, такими як Фюлоп та Дубіна, Бранстон, Серретт, Фіоріно, Сюйхонг та ін. [91]. Що стосується зсувних стін зі сталевим обшивкою, випробування проводилися в США Серреттом, Yu. et. та Еллісом [96, 45]. Випробування, проведені Серреттом (1997) в Університеті Санта-Клари, були обмежені зсувними стінами зі співвідношенням сторін 2:1 (1220×2440 мм) та 4:1 (610×2440 мм), виконаними з каркасом із профілів товщиною 0.84 мм та обшивкою номінальною товщиною 0.46 мм та 0.68 мм. [22, 86] в Університеті Північного Техасу розширили програму випробувань зсувних стін зі сталевим обшивкою, включивши зразки, виготовлені з обшивкою номінальною товщиною 0.76 мм та 0.84 мм. Балх [95] провів випробування одноярусних зсувних стін з каркасом з сталевих холодноформованих конструкцій профілів та сталевим обшивкою різної товщини каркасу та обшивки з метою розробки канадської методики розрахунку таких стін. [10, 15, 27, 31, 47, 49, 73, 76, 83, 84, 88, 90, 92, 93, 98]

Унікальною технологічною перевагою ЛСТК є можливість реалізації концепції замкнутої конструктивної системи, де і силовий каркас, і огорожувальний контур формуються виключно з тонкостінних елементів (за винятком фундаментної частини та теплоізоляційного шару). Цей підхід набув широкого поширення при проектуванні швидкомонтованих виробничо-складських комплексів (рис. 1.1.7, а). Рациональні параметри таких систем передбачають перекриття прольотів до 24 м при кроці несучих рам до 4 м, хоча статистично найбільш затребуваним є діапазон прольотів 12...18 м. У секторі агропромислового будівництва та при зведенні холодних складів [6] доцільним є застосування самонесучих аркових оболонок на базі трапецієподібних гнутих профілів (рис. 1.1.7, б) [128, 87].



Рис. 1.1.7 – Типологія швидкокомтованих споруд виробничо-складського призначення на базі гнутих профілів: а – конструктивна схема двопролітної рамної системи; б – безкаркасна аркова оболонка, сформована з профільованого настилу

Аналіз світового досвіду засвідчує домінування технології ЛСТК у секторі малоповерхового житлового девелопменту [128, 112] (див. рис. 1.1.8, а). Характерною рисою таких конструктивних систем є поліфункціональність зовнішнього контуру, який інтегрує несучу здатність із теплоізолюючими та огорожувальними властивостями в єдиному елементі. До ключових конкурентних переваг даної технології віднесено: мінімізацію власної ваги споруди, високий ступінь заводської префабрикації модулів, суттєву оптимізацію термінів монтажу, нівелювання сезонних обмежень завдяки відсутності «мокрих» процесів, а також повний рециклінг матеріалів після завершення життєвого циклу об'єкта.

Низька матеріаломісткість робить ці системи вкрай ефективними при реконструкції та реновації існуючого фонду, зокрема при реалізації мансардних надбудов (рис. 1.1.8, б) або розширенні площ шляхом влаштування прибудов [87] (рис. 1.1.8, в).



Рис. 1.1.8 – Житлові будівлі: а) малоповерхова будівля;
б) надбудова; в) прибудова

На вітчизняному ринку будівельних технологій сегмент холодноформованих елементів (ЛСТК) набув найбільшого розвитку при влаштуванні огорожувальних контурів (покрівель та фасадів) промислово-громадських об'єктів, що реалізуються за методом полістового складання (сендвіч-панелі поступової збірки) (див. рис. 1.1.9).

Аналіз типових рішень покрівельних систем (рис. 1.1.9, а) виявляє суттєву конструктивну нераціональність: явище структурної надлишковості, коли функція несучого елемента фактично дублюється. Традиційно, силовий каркас формується з гарячекатаних профілів (за критерієм несучої здатності), тоді як для забезпечення необхідної товщини теплоізоляційного шару додатково встановлюється дистанційний прогін із тонкостінних Z- або С-подібних елементів. [11, 18, 19, 61].

Альтернативним, інженерно оптимізованим підходом є застосування стінових касетних профілів (structural liner trays) (рис. 1.1.9, б). Така гнута тонкостінна касета інтегрує в собі декілька функцій: сприйняття вітрового тиску, забезпечення несучої здатності стінового огородження та формування готового просторового об'єму для розміщення утеплювача..

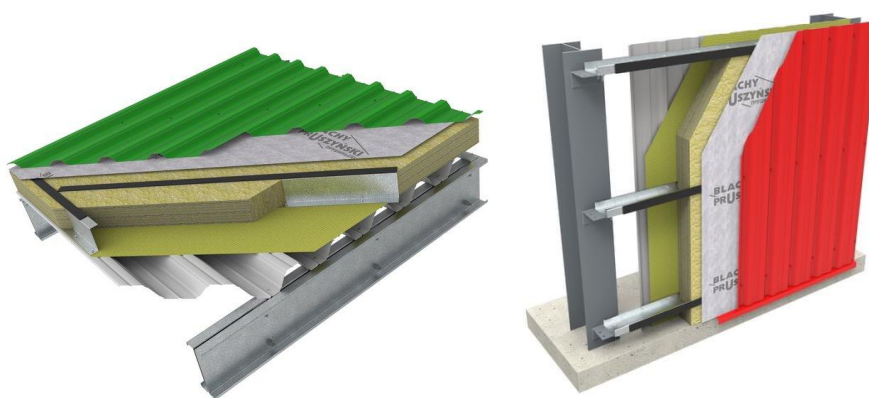


Рис. 1.1.9 – Конструктивні вирішення покрівлі (а) та стіни (б)
на основі сталевих холодноформованих конструкцій

Синтез викладених матеріалів детермінує необхідність інтенсифікації впровадження технологій будівництва на базі тонкостінних гнутих профілів у

вітчизняну практику. Визначальним вектором подальших наукових пошуків вбачається розробка та аналіз поліфункціональних конструктивних систем, здатних одночасно сприймати силові навантаження та виконувати огорожувальну роль. Ключовий акцент доцільно зробити на дослідженні синергії взаємодії компонентів у межах єдиної системи, а також на вивченні специфіки роботи профільованих настилів, які залишаються домінуючим сегментом ринку ЛСТК в Україні. [1, 138].

1.2 Особливості дійсної роботи холодноформованих сталевих конструкцій та залізобетонних конструкцій

Системи холодноформованих сталевих стін, що працюють на зсув, широко використовуються в легких сталевих конструкціях. Хоча ефективні рекомендації щодо проектування легких сталевих елементів та конструкцій існують, через специфічні характеристики тонкостінних профілів та особливості їх складання, стійкість тонкостінних елементів, режими руйнування з'єднань та несуча здатність загальних конструкційних стінових систем все ще привертають увагу проектувальників та дослідників. [16, 17, 32, 51, 75].

Коли окремий холодноформований сталевий елемент зазнає стискаючого або зсувного навантаження, можуть виникнути проблеми зі стійкістю, якщо його коефіцієнт стрункості перевищує значення завіси або нормальна чи зсувна напруга досягає критичного значення. Були проведені широкі дослідження [71, 28] для розуміння характеристик та причин такого роду нестійкості, включаючи локальне вигинання, глобальне вигинання та зсувне вигинання тощо. Результати попередніх досліджень сформуvalи сучасні конструктивні рішення холодноформованих сталевих елементів для використання в сучасному будівництві. [114, 115, 117].

Однак, на відміну від простого конструктивного елемента, типова стінова панель з холодноформованої сталі складається з холоднокатаного каркасу стінових балок, обшивки та інших пов'язаних з цим заповнювальних матеріалів. Обшивка та каркас балок з'єднуються з'єднувачами. Це робить панель композитним елементом, і тому її структурна поведінка може бути складною. Як один з найважливіших елементів у системі стінових панелей, з'єднання є широке дослідження для розуміння його механічної поведінки, такої як властивості міцності на втому гвинтових та заклепаних з'єднань при циклічних навантаженнях [64]. Традиційні з'єднувачі для холоднокатаних сталевих конструкцій, включаючи тип кріплень (з'єднувачів), режими руйнування, основні методи випробувань та вплив повторного навантаження на характеристики з'єднання, були узагальнені Девісом

[64] та також досліджувались Серретт, Р.Л. та Огунфунмі, К. та іншими [64, 33, 12, 13, 24, 25, 26, 30, 35, 36, 43, 52, 57, 58, 60, 79, 81, 99, 100, 110, 135].

Останні два десятиліття характеризуються глобальною інтенсифікацією наукових пошуків та розширенням сфери практичного застосування тонкостінних сталевих систем [94]. В європейському просторі регламентація проектування таких конструкцій здійснюється в рамках системи Єврокодів. Варто зазначити, що генезис європейської нормативної бази свого часу спирався на фундаментальні дослідження школи Корнельського університету (Cornell University). Однак подальша дивергенція наукових підходів призвела до того, що на кінець XX століття більшість європейських держав (за винятком радянського простору) сформували власні, автономні національні стандарти [42, 55, 130]

Процес уніфікації та гармонізації нормативної бази розпочався у 1955 році зі створенням Європейської конвенції з металоконструкцій (ECCS), яка забезпечила платформу для координації діяльності науковців і виробників. Провідну роль у цій роботі відіграв технічний комітет TC7 «Cold-Formed Thin-Walled Sheet Steel in Buildings», методичні напрацювання якого стали основою для розробки єдиних норм у 1993 році. Наразі в ЄС чинним нормативним документом є стандарт EN 1993-1-3:2006 [23].

У контексті вітчизняного законодавчого поля знаковою подією стала ратифікація у 2013 році рішення щодо паралельного функціонування системи Єврокодів та національних ДСТУ (з обмеженнями для об'єктів класу наслідків СС3) [129, 130]. Разом з тим, розробці інженерних методик розрахунку міцності нормальних перерізів (зокрема, композитних залізобетонних елементів) передував масштабний етап експериментальної верифікації. На початкових етапах більшість випробувань проводилися на реальних спорудах під час приймання нових мостів або після їх багаторічної експлуатації [44]. Проте у таких дослідженнях конструкції не доводилися до граничного стану; розрахункове навантаження приймалося рівним нормативному, а отримані напруження виявлялися нижчими від навіть допустимих значень.

До перших відомих лабораторних досліджень складених балок належать експерименти [107]. Вони показали наявність значних резервів несучої здатності у балок, запроєктованих за критерієм допустимих напружень.

Подальші численні дослідження, виконані як у вітчизняній практиці [44, 111], так і за кордоном [44, 116, 126], довели можливість визначення несучої здатності складених конструкцій методом граничної рівноваги. Саме за цим методом виконують розрахунки залізобетонних балок з жорсткою арматурою [116].

Відповідно до положень [116], у розрахунках приймається, що по всій площі поперечного перерізу сталевго елемента діють розтягувальні напруження, рівні межі текучості сталі. Для стиснутої зони бетону напруження приймаються рівними R_b . Проте цей підхід не можна вважати універсальним, оскільки деформаційна здатність бетону є обмеженою, і текучість не завжди поширюється на всю площу сталого елемента навіть у випадку його повного розтягу.

У роботі [108] було запропоновано використовувати для бетону підвищені у порівнянні зі звичайними допустимі напруження або розрахункові опори, що узгоджуються з граничними деформаціями. Проте під час підготовки нормативних документів ця ідея не була прийнята, оскільки припущення щодо пружної роботи бетону суперечить гіпотезі про наближення його деформацій до граничних.

Дослідження М.М. Стрелецького, виконані на початку 1960-х років та узагальнені, лягли в основу нормативних положень, що регламентують розрахунок міцності сталобетонних прогонових будов мостів. При цьому розрахункове граничне стан визначалося такими критеріями:

- досягнення у крайній розтягнутій фібри сталі розрахункового опору при згині $R_{b,и}$;
- досягнення у крайній стисканій фібри сталевго верхнього пояса напружень величиною $m_2 R$, де m_2 — коефіцієнт умов роботи;
- досягнення середніми відносними деформаціями стиснутого бетону граничних значень [145].

Коефіцієнт m_2 , що враховує стримуючий вплив недонапруженого бетону плити на розвиток пластичних деформацій у сталевому стиснутому поясі, приймався в межах 1,0–1,2. Гранична деформативність бетону визначалася у діапазоні 0,0016–0,0019.

Такий метод уточнював результати розрахунків порівняно з «пружними» методиками, однак співставлення з експериментальними даними [44] показало наявність значного запасу міцності (до 20 %), який нормами [65] не враховувався. Це пояснюється тим, що за прийнятих критеріїв ігнорувалася робота сталеві частини балки в зоні після пружності, а також те, що у розрахунках використовувалося постійне значення граничної деформації бетону, тоді як сучасні дослідження свідчать про широкий діапазон її зміни.

Подальші роботи у цій галузі були спрямовані на уточнення методик з урахуванням пластичних деформацій бетону та сталі [104, 72, 7]. Зокрема, у [7] була запропонована методика, де критеріями граничного стану слугували не лише граничні деформації бетону, а й обмежені залишкові пластичні деформації сталеві частини балки. Для спрощення розрахунків формули для визначення міцності сталеві частини залишалися подібними до розрахунків у пружній стадії, відмінність полягала лише у системі поправочних коефіцієнтів, що визначалися методом послідовних наближень.

У роботі [104] та чинних нормах [129] урахування пластичних деформацій сталі у складених балках здійснюється введенням поправочних коефіцієнтів до моментів опору сталеві частини. Використовуючи метод «тонкої плити», роботу залізобетонної частини при цьому рекомендується враховувати як дію на стальний двотавр розвантажувальної сили, рівної внутрішньому стискуючому зусиллю N у плиті. Формули розрахунку ґрунтувалися на допущенні, що при розвитку пластичних деформацій у нижньому поясі двотавра зусилля N у залізобетоні залишається сталим. Недостатню точність цього припущення компенсує використання для бетону діаграми Прандтля.

Згадані методи [104, 97] дозволяють ефективніше використовувати напруження в матеріалах, що дає змогу зменшувати розміри поперечного перерізу

балок. Це й становить їх практичну цінність. Водночас, як би досконало не була розроблена система коефіцієнтів [7], вона не може врахувати все різноманіття типів складених перерізів. До того ж, метод «тонкої плити» [104, 97] має обмежену сферу застосування.

У роботі [21] наведена методика розрахунку міцності нормальних перерізів стиснутих сталобетонних елементів. Вона базується на використанні змінного модуля деформацій бетону, що враховує його непружні властивості, та діаграми Прандтля для сталі. Методика дозволяє визначати напружено-деформований стан елемента при будь-якому рівні навантаження, обчислювати граничну силу при заданому ексцентриситеті та встановлювати такий ексцентриситет, за якого несуча здатність буде максимальною. Проте цей підхід є досить складним і враховує лише висхідну ділянку діаграми « σ – ϵ » для бетону. [137, 142, 150]

Питання роботи сталобетонних конструкцій у стадіях, близьких до вичерпання міцності перерізів у роботі [129] розглянуто особливості роботи сталобетонних конструкцій у стадіях, наближених до граничних. Для розрахунку міцності нормальних перерізів складених балок із урахуванням пластичної роботи матеріалів запропоновано застосування методу скінченних елементів. Проте наразі такий підхід доцільний переважно для дослідницьких цілей. В Україні останніми роками виконано значний обсяг експериментально-теоретичних досліджень (Л. І. Стороженко [143], Ф. Є. Клименко [121], Е. Д. Чихладзе [152], В. М. Сурдін [146] та ін.), присвячених різним типам сталобетонних систем (труبوبетонним, брусковим, з листовою арматурою). На сьогодні існує низка завершених науково обґрунтованих рішень і практичних висновків щодо НДС складених конструкцій при довготривалому навантаженні. [39, 40, 46, 50, 56, 67, 106, 124, 127].

У роботах [44, 139] для вивчення процесів перерозподілу напружень у збірно-монолітних конструкціях при тривалому навантаженні випробовували зразки у вигляді сталевих двотаврових балок, об'єднаних із бетонними плитами. Сталеві елементи моделювали збірні залізобетонні балки, у яких довготривалі процеси вже завершилися. Аналіз отриманих експериментальних даних підтверджує, що в умовах довготривалої дії зовнішніх навантажень відбувається значна

трансформація напруженого стану системи, яка супроводжується перерозподілом внутрішніх зусиль між складовими компонентами конструкції.

У більшості закордонних досліджень [94 та ін.] для оцінки деформацій і напружень у складених конструкціях при тривалому навантаженні застосовуються різні модифікації теорії старіння. Так, у [95] із використанням рівняння Дішингера отримано відносно прості формули для визначення переміщень і внутрішніх зусиль у бетоні та сталі. Однак класична теорія старіння в ряді випадків дає суттєві похибки, тому застосування вдосконалених і водночас простіших з математичної точки зору модифікованих моделей є більш доцільним.

Відомі також підходи, де при розрахунку сталобетонних елементів повзучість бетону враховується з використанням теорії пружно-повзучого тіла. Зокрема, у роботі [141] залежність між напруженнями та деформаціями бетону під дією довготривалого навантаження описана виразом Троста [120]. Наслідкові інтеграли апроксимовано квадратурною формулою трапецій, що забезпечує високу точність результатів. Недоліком цього підходу є обмеженість сфери застосування: розглядаються балки висотою $H \geq 1h$ м, де вплив моменту в бетонній плиті можна знехтувати. Для сталі ж на будь-якому рівні навантаження приймається закон Гука. [68, 77, 78, 103]

Спрощений метод урахування повзучості бетону, який набув широкого застосування у практиці проєктування, був запропонований проф. Є. Є. Гібшманом. Він полягає у використанні для бетону постійного «ефективного» модуля пружності $E_b = 0,4E_{b,0}$. Недоліком такого підходу є те, що сталою величиною $0,4E_{b,0}$ неможливо охопити весь спектр факторів, що впливають на повзучість (умови твердіння, клас бетону, вік у момент навантаження тощо).

У технічних вказівках ВСН 32-63 [65] застосовано методику Н. Н. Стрелецького [44], що отримала назву «метод тонкої плити». В її основі лежить припущення про нехтування власною жорсткістю залізобетонної плити. Метод застосовується у випадках, коли жорсткість бетонної частини $E_b J_b$ не перевищує 20% жорсткості сталевих частини конструкції.

Слід констатувати, що проаналізовані методики фокусуються переважно на оцінці впливу реологічних факторів (повзучості та усадки бетону) на напружено-деформований стан композитних елементів у межах експлуатаційної стадії роботи. На противагу цьому, питання трансформації граничного опору (несучої здатності) сталобетонних систем внаслідок дії тривалих часових процесів залишається відкритою науковою ланкою через відсутність системних досліджень у цьому напрямку. Це пояснює, чому у чинних нормах вимоги щодо їх урахування або відсутні взагалі, або зводяться до спрощених рекомендацій (наприклад, у [65] для розрахунку складених перерізів під дією постійних навантажень розрахункові опори знижуються на 20%). Водночас є підстави вважати, що значний перерозподіл напружень унаслідок тривалих процесів може істотно вплинути на несучу здатність конструкцій як при дії постійних навантажень, так і при подальшому догруженні. Розробка методик, які б ураховували цей ефект, відкриває можливість проєктувати сталобетонні системи більш економічно. Для розв'язання зазначеної проблеми необхідно виконати спеціальні експериментально-теоретичні дослідження. Їх результати матимуть істотне значення для подальшого вдосконалення теорії розрахунку залізобетонних конструкцій. Це обумовлено тим, що у сталобетонних елементах перерозподіл внутрішніх зусиль відбувається більш інтенсивно, ніж у традиційному залізобетоні, а тому ефект цього явища у випробуваннях проявляється значно виразніше. Отже, розрахункові моделі, розроблені для сталобетонних конструкцій (за умови їхньої побудови на фізично обґрунтованих передумовах), після певних уточнень можуть бути застосовані й до залізобетонних елементів. Це відкриває перспективу створення більш універсальних і достовірних методів аналізу комбінованих конструкцій. [5, 123].

1.3 Засоби забезпечення сумісності роботи холодноформованих сталевих конструкцій та бетону

У класичних залізобетонних системах механізм інтеграції арматури з бетонною матрицею реалізується через суперпозицію трьох факторів: хімічної адгезії цементного каменю, сил тертя та механічного зачеплення рифів профілю (mechanical interlock). Оскільки домінуючий вклад у забезпечення анкерування вносить саме геометрія поверхні арматури, введення додаткових анкерних пристроїв зазвичай є надлишковим. [4, 122].

Специфіка взаємодії компонентів простежується у конструкціях з жорстким зовнішнім армуванням [86]. Так, у стиснутих елементах прямокутного перерізу, підсилених сталевими кутиками, спільна робота забезпечується приварюванням поперечних планок або стержнів, які замикають контур і де-факто виконують роль хомутів. У класі трубобетонних конструкцій (CFST) механізм передачі зусиль базується на ефекті обтиснення: бетонне ядро, перебуваючи в умовах тривісного стиску (об'ємно-напруженого стану), генерує розпірні зусилля. Це призводить до виникнення значного латерального тиску на стінки труби, що гарантує надійне фрикційне зчеплення без необхідності влаштування механічних упорів. [2, 20, 48, 80].

У сталезалізобетонних конструкціях зв'язок між листовою арматурою та бетоном необхідно забезпечувати за допомогою анкерів різної конфігурації. У якості таких засобів застосовуються жорсткі або гнучкі упори, комбіновані або петлеподібні анкери (рис. 1.3.1).

У гнучких анкерах (рис. 1.3.2) несуча здатність визначається міцністю бетону та жорсткістю упору на згин. Експерименти показали, що у похилих петлевих анкерах основний внесок у зсувні деформації робить згинання бетону біля кореня анкера. Найменший зсув спостерігається при рівномірному розподілі анкерів, а наявність петлі не впливає на міцність, якщо довжина анкера забезпечує надійне зчеплення.

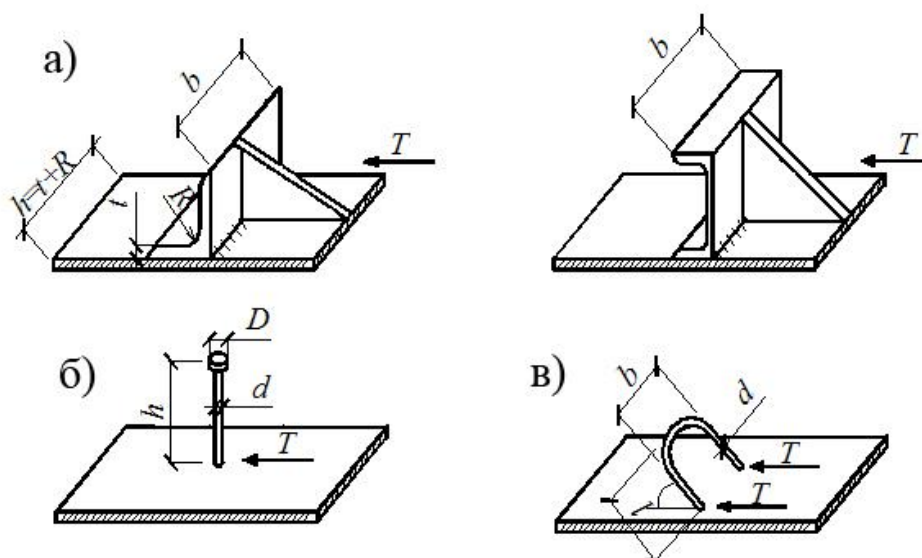


Рис. 1.3.1 – Типи анкерів: а) жорсткі анкери (упори); б) гнучкі анкери; в) петлеподібні анкери

Для жорстких анкерів (рис. 1.3.2) несуча здатність пов'язана з міцністю бетону та площею його зминання, а величина зсувних деформацій залежить від жорсткості упору. Під час руйнування напруження зминання перевищує призову міцність бетону у 1,5–2 рази [132, 62].

При виборі анкерів слід враховувати простоту конструкції та можливість кріплення до сталевих профілів зварюванням. Найпростіші – окремі арматурні стержні. Для сталезалізобетонних плит і балок із зовнішнім армуванням застосовують анкери, приварені під прямим кутом до профілів, які одночасно виконують функцію поперечного армування.

Дослідження [89] у сфері оптимізації сполучення сталевих і бетонних елементів дозволили розробити різні типи анкерів та упорів і сформулювати методику їх розрахунку. Найбільше розвиток та випробування анкерів спостерігався у сталезалізобетонних мостових конструкціях, де забезпечення сумісної роботи сталевих елементів і залізобетонного полотна дозволяло досягти максимального економічного ефекту.

Історично анкерування розвивалося по-різному: на території нашої країни переважали жорсткі упори, а гнучкі петлеві анкери були популярніші в Європі [82]. В Україні дослідженням анкерів присвятилися роботи Ф.Є. Клименка [120-121],

Н.Л. Чернова [148], О.Е. Чихладзе [149-151] та інших [102-134]. Встановлено, що жорсткі упори залежать від міцності бетону та конструкції анкера, а петлеві анкери під кутом 45° мають вищу несучу здатність. Можливе застосування вертикальних стержнів, приварених до стрічкової арматури під прямим кутом, які водночас виконують роль хомутив. [59].

У зарубіжній практиці поширені гнучкі анкери з головками; провідним виробником є німецька компанія Nelson, що визначає їх вибір для досліджуваних конструкцій.

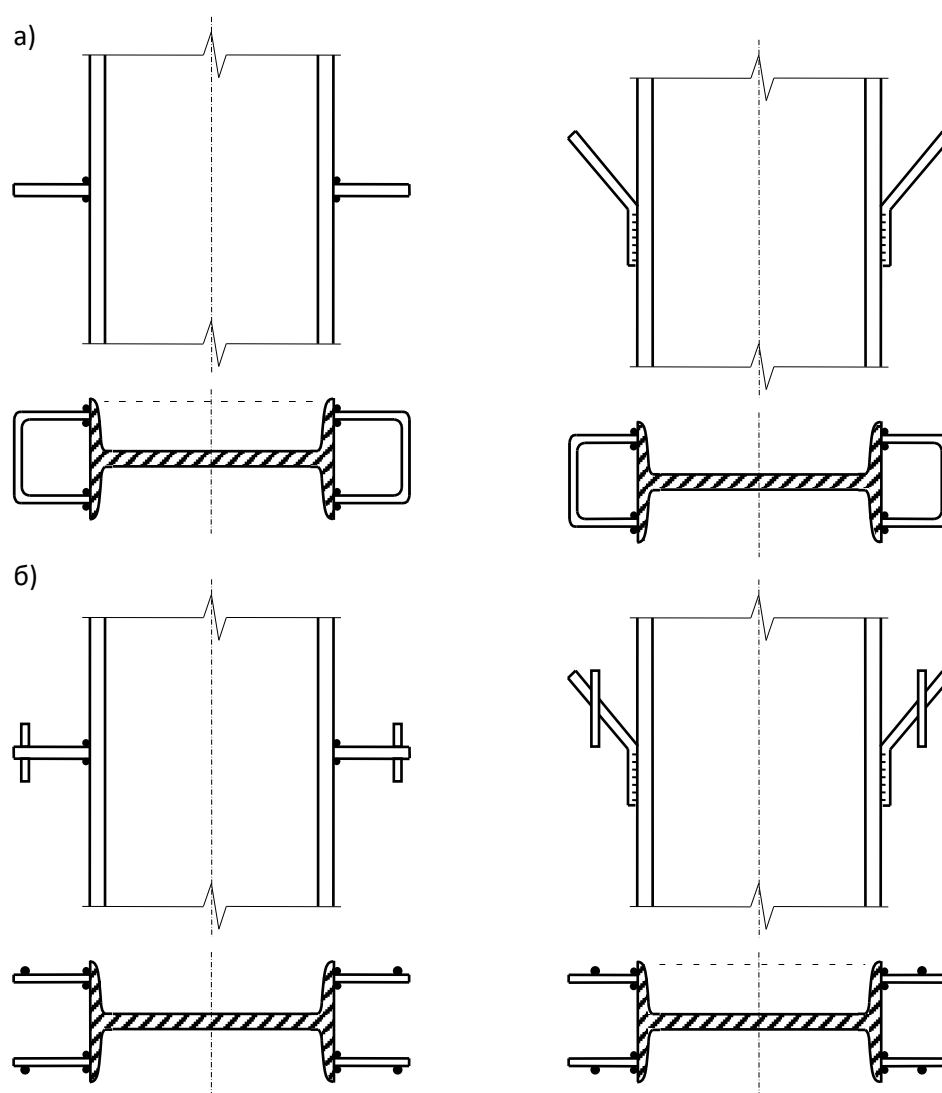


Рис. 1.3.2 – Гнучкі анкери в'язі зі стержневої арматури:

а) у вигляді петель; б) у вигляді стержнів із привареними коротишами

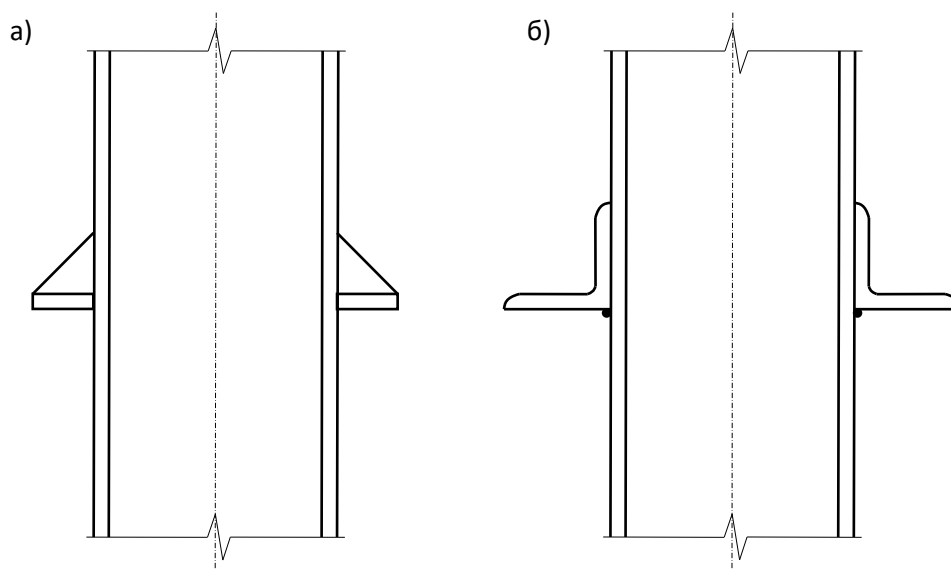


Рис. 1.3.3 – В’язі у вигляді жорстких упорів

Останнім часом активізовано дослідження сталезалізобетонних балок із залізобетонним верхнім поясом, які виготовляють у перевернутому вигляді, що економить на опалубці [152]. Ґрунтовне вивчення роботи чотирьох типів анкерів – г-подібних, петлеподібних, ламаних та ребер жорсткості – виконане у роботах Крупченка О.А. [127] у рамках школи Л.І. Стороженка. Розроблені методики розрахунку анкерів забезпечують достатню точність порівняно з експериментальними даними. Дослідне проектування підтвердило економічну ефективність: при застосуванні таких конструкцій витрати знижуються на 15%, а трудомісткість – на 35%.

Визнаним світовим лідером у виробництві та приварюванні анкерів є компанія Nelson® Bolzenschweiss - Technik GmbH & Co.KG (Німеччина). Її методика приварювання, розроблена Т. Нельсоном у 1936 році, залишається надійною. Європейський підрозділ Nelson® має власне виробництво понад 400 типорозмірів кріпильних елементів, включно з анкерами на зріз, зварними шпильками, підвісами для труб і кабелів та обладнанням для приварювання.

Зварювальні апарати застосовуються для виконання робіт у середовищі захисного газу, під дією дуги або за технологією короткого циклу. Вони забезпечують з’єднання різних кріпильних елементів, зокрема шпильок, спецболтів, штифтів, клем, жаростійких анкерів і твердосплавних деталей.

Основна сфера використання – формування зварних вузлів між площинами та штирями. Процес здійснюється струмом високої сили (300–400 А) і триває лише 0,15–0,5 с, чого достатньо для повного сплавлення матеріалів у зоні теплового контакту.

У зварювальну систему Нельсон входять (див. рис. 1.3.4) зварювальний пістолет, система управління і джерело постійного струму.

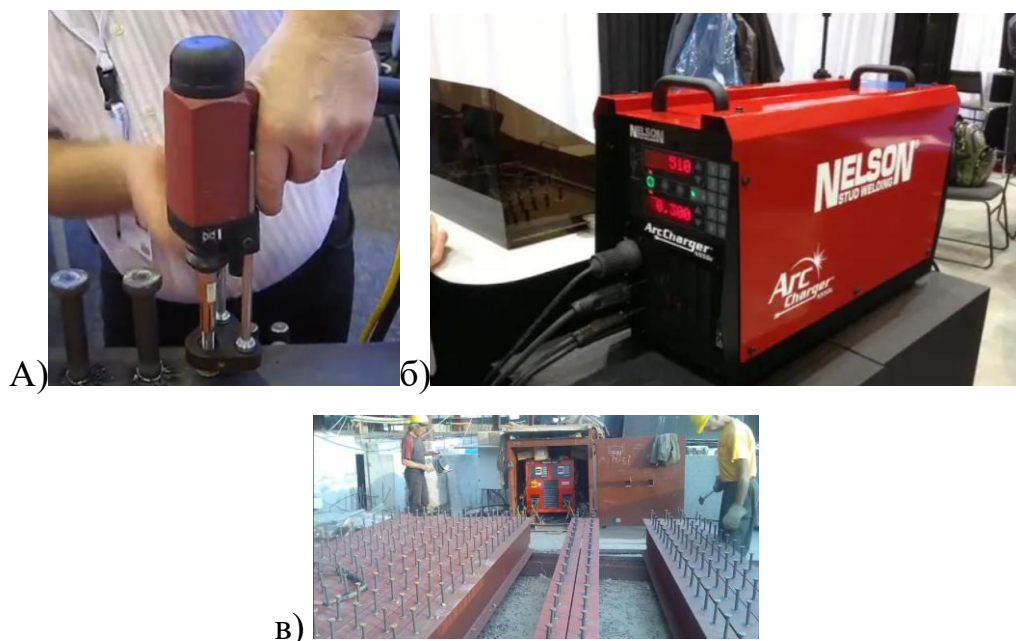


Рис. 1.3.4 – Зварювальні пістолети (а), система управління (б), процес приварювання анкерів (в)

Важливою особливістю сталезалізобетонних систем є утворення нової конструкції, що оптимально поєднує переваги залізобетону у стисненій зоні та сталі — у розтягнутій. Для забезпечення сумісної роботи металевих балок і залізобетонних плит найчастіше застосовують гнучкі упори Нельсона — сталеві стрижні (рис. 1.3.5) з висадженою головкою, які приварюють до верхнього поясу балки методом напіваавтоматичного дугоконтактного зварювання.

Процес приварювання виконується в автоматичному режимі й включає кілька послідовних стадій. Зварювальна ванна формується під керамічним кільцем, що виконує роль флюсу (рис 1.3.6). Тривалість операції становить 0,2–0,8 с залежно від діаметра упора. Технологія добре відпрацьована, тому за умови правильного застосування забезпечує майже 100% якість шва, що підтверджено багатьма випробуваннями.



Рис. 1.3.5 – Сталеві анкери з висадженою головою

Сталезалізобетонні конструкції активно використовуються у будівництві завдяки швидким темпам зведення, незалежності від погодних умов та зменшенню термінів введення об'єктів в експлуатацію при високій надійності. Зменшення ваги елементів на 20% знижує навантаження на фундаменти, підвищуючи економічну ефективність. Крім того, великі безколонні простори забезпечують гнучке планування та збільшення корисної площі будівель.

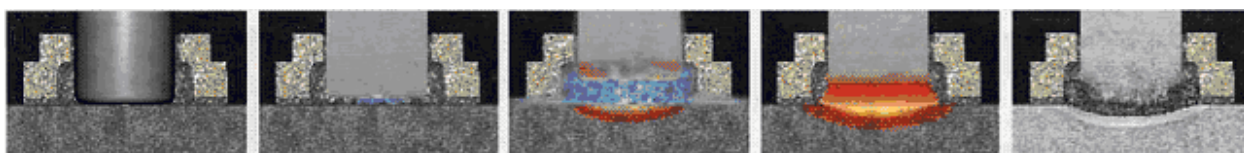


Рис. 1.3.6 – Процес приварювання металевих анкерів

Залізобетонні плити, що спираються на сталеві балки, можуть виконуватися у двох формах:

- збірні – із застосуванням закладних деталей та подальшим замонолічуванням стиків (рис. 1.3.7);
- монолітні – шляхом з'єднання з балкою через анкерні елементи (рис. 1.3.8).

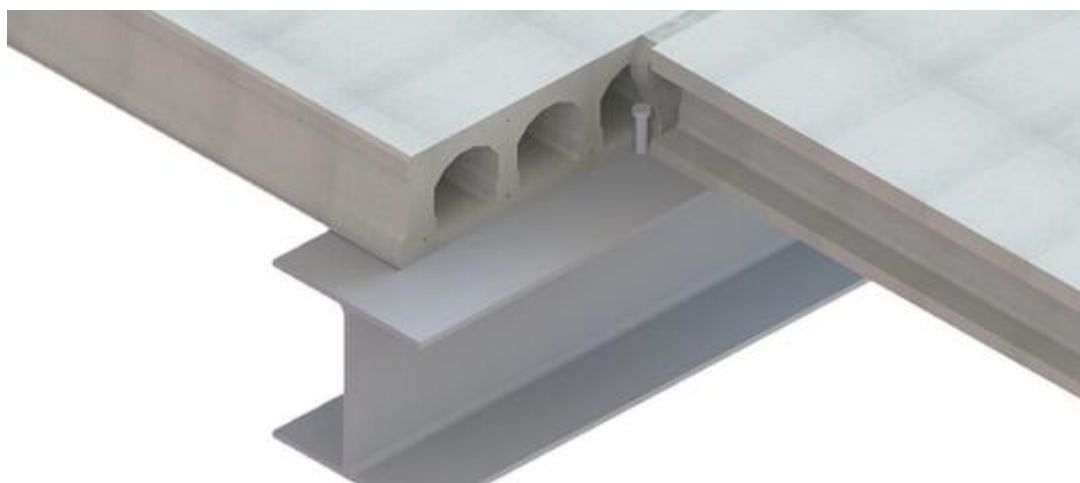


Рис. 1.3.7 – Варіант сталезалізобетонного перекриття системи «Monodek» [144]

Випробування підтвердили, що бетон у таких системах працює разом зі сталлю, особливо за умови рівномірного передавання навантаження по довжині балки.

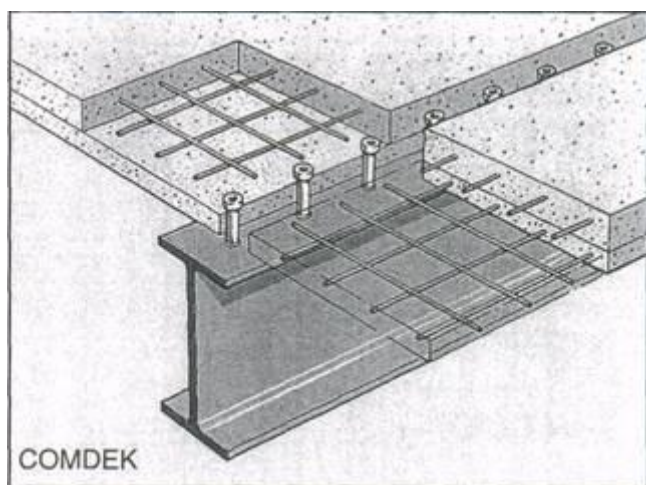


Рис. 1.3.8 – Варіант сталезалізобетонного перекриття системи «Comdek»

Включення сталевих балок у будівельні схеми надає переваги:

- можливість перекриття прольотів 5–9 м;
- простий і швидкий монтаж;
- економія витрат;
- раціональніше використання матеріальних ресурсів.

Сталезалізобетонне перекриття типу «Monodek» (рис. 1.3.7). У цій системі бетон укладається безпосередньо в металеву (армуючу) опалубку. Основні переваги конструкції:

- перекриття прольотів до 9 м;
- стандартний крок балок становить близько 3 м;
- висока варіативність у розміщенні прорізів та отворів, що дозволяє коригувати проектні рішення навіть на завершальних етапах або в процесі зведення будівлі.
- сталезалізобетонного перекриття системи «Comdek» (рис. 1.3.8).

Її особливістю є використання попередньо напружених несучих балок і балок перекриття, до верхньої полиці яких приварені штифти. Такий підхід забезпечує ефективну взаємодію сталевих елементів із залізобетонними плитами та суттєво

підвищує несучу здатність перекриття. Відстань між осями балок у середньому становить $\pm 2,5$ м. Для конструкції передбачене використання як металевої опалубки, так і тонких залізобетонних плит, які заливаються шаром бетону безпосередньо на об'єкті. Це дає змогу мінімізувати товщину перекриття та оптимізувати витрати матеріалів.

Поєднання комбінованих систем *сталь–бетон* із використанням високоміцних сталей забезпечує низку переваг:

- можливість перекривати значні прольоти між несучими балками (до 16 м), що, залежно від навантаження, істотно зменшує кількість колон і підвищує ефективність використання внутрішнього простору;
- зростання несучої здатності конструкції.

Розрахункова ширина залізобетонної плити, яка береться до уваги при визначенні міцності композитної системи, залежить від співвідношення l/B , де l – довжина прольоту балки, а B – крок між балками. Якщо $l \geq 4B$, то розрахункова ширина дорівнює $B/2$; при $l < 4B$ її визначають за спеціальною емпіричною залежністю, але вона не може перевищувати $B/2$.

Останнім часом значного поширення набули монолітні залізобетонні плити на сталевому профільованому настилі. У такій системі настил одночасно виконує функції опалубки під час бетонування й робочої арматури в розтягнутій зоні після твердіння бетону. Такі конструкції характеризуються високим відношенням несучої здатності до власної ваги, простотою монтажу та можливістю гнучкого планування приміщень [125].

Армування плит може бути комбінованим (сталевий профіль + стрижнева арматура) або лише зовнішнім (рис. 1.3.9). Ключовим чинником надійності є забезпечення спільної роботи бетону й профільованого настилу [85]. Для цього обов'язково встановлюють анкерні елементи на опорах балки.

Виділяють кілька способів забезпечення зчеплення двох матеріалів:

1. розміщення анкерів лише в зонах опираючості;
2. утворення рельєфних елементів на похилих або вертикальних ребрах профілю під час штампування;

3. приварювання арматурних стрижнів перпендикулярно до ребер настилу;
4. приклеювання сталевих листів до бетону полімерними складами, нанесеними до процесу бетонування.



Рис. 1.3.9 – Гнучкі анкери по профнастилу

Товщину бетонного шару визначають так, щоб над верхньою полицею настилу залишалося щонайменше 30 мм захисного шару.

Розрахунок подібних перекриттів виконують у дві стадії:

- до твердіння бетону — на технологічні навантаження;
- після набору міцності — на постійні та змінні експлуатаційні дії.

На етапі монтажу сталевий настил розглядається як звичайна металева конструкція. Основними діючими навантаженнями є власна маса профілю, вага робітників з обладнанням та матеріалами, а також маса свіжоукладеного бетону. Перевірка проводиться за критеріями несучої здатності та граничних деформацій.

У період експлуатації комбінована плита функціонує як монолітна залізобетонна конструкція [85, 130]. Розрахунок ведуть за нормальними та похилими перерізами. Поперечний переріз такої плити відповідає ребристій балковій системі, тому перевірку міцності часто зводять до аналізу окремого ребра, яке моделюють як таврову балку. При цьому розглядають два випадки: коли нейтральна вісь проходить через полицю або через ребро.

1.4 Особливості влаштування попереднього напруження в згинаних холодноформованих сталевих конструкціях

Попереднє напруження вважається одним із найрезультативніших методів зменшення матеріаломісткості балкових конструкцій. Застосування цього підходу зазвичай сприяє і зниженню вартості. У середньому економія металу сягає 10–20%, тоді як витрати на виготовлення скорочуються на 5–12%. Балки з попереднім напруженням характеризуються підвищеною жорсткістю, що дозволяє зменшити їхню висоту, а отже — зменшити й об'єм будівель.

Найчастіше такої ефективності досягають завдяки використанню високоміцних сталей, які застосовують у вигляді пучків дротів, тросів чи канатів, що працюють як затяжки. Вибір оптимального рівня попереднього натягу цих елементів також забезпечує зменшення прогинів балки, тобто сприяє підвищенню її жорсткості. Технологія попереднього напруження металевих балок полягає у введенні в конструкцію спеціальних затяжок. Такі елементи розташовують у зонах з найбільшими напруженнями. Нижній пояс при цьому проектують значно менших розмірів, оскільки частину його функцій перебирає затяжка.

При прикладанні зусилля натягу до затяжки на балку передається додатковий згинальний момент, що формує у її перерізах нормальні напруження, протилежні за знаком напруженням від зовнішнього навантаження. Таким чином відбувається не лише розвантаження елемента, але й зниження рівня нормальних напружень у його перерізах. Через наявність затяжки балка стає статично невизначеною системою, тому при розрахунках невідомою величиною доцільно вважати зусилля у затяжці. При визначенні прогинів враховують також викривлення, викликане попереднім натягом.

У багатопролітних нерозрізних балках затяжки розміщують не тільки в прольотах, а й над опорами, оскільки в цих зонах також виникають значні згинальні моменти, що відповідають характеру епюри.

У залізобетонних балках попереднє напруження арматури застосовують для підвищення тріщиностійкості, збільшення несучої здатності та більш

раціонального використання міцності сталі при одночасному скороченні її витрат. Натяг арматурних стрижнів дає змогу залізобетону протистояти значним розтягувальним напруженням.

Для арматури застосовують високоміцну сталь, що натягується різними способами, контроль яких здійснюють за допомогою динамометрів, манометрів, замірів подовження чи спеціальних приладів. Динамометри використовують при механічних методах натягу, у тому числі при безперервному армуванні. Манометричні вимірювання застосовують як для одиночного, так і для групового натягу стрижневої, дротяної та канатної арматури. Метод замірів подовження вважається одним із найбільш простих і поширених, особливо при використанні домкратів. Контроль за прогином чи поперечною відтяжкою застосовують рідше, адже він є більш трудомістким. Існує також метод контролю за власними частотами коливань натягнутої арматури.

Механічний натяг арматури зазвичай виконують гідравлічними або гвинтовими домкратами, але можуть застосовуватись і простіші пристрої — блоки, лебідки, важелі з поліспастами, оснащені вимірювальними приладами. При цьому обов'язково дотримуються умов симетричності та рівномірності передавання зусиль. Зазвичай натяг здійснюють у два етапи: спочатку прикладають близько половини проектного зусилля, щоб перевірити правильність закріплення елементів, а потім доводять його до значення, на 10 % більшого за розрахункове, після витримки, його знижують до необхідного проектного рівня.

Окреме значення має зовнішнє попереднє напруження, яке дає інженерам можливість створювати більш довговічні та надійні конструкції. У цьому випадку сталеві троси або арматурні пучки розміщують у захисних чохлах, які після натягу заповнюють цементним розчином, що забезпечує їхню спільну роботу з бетоном. Такий підхід дозволяє зменшити розтягувальні напруження в конструкції та підвищити її несучу здатність.

Метод знаходить особливе застосування у мостобудуванні, де споруди з великими прольотами зводять поетапно. Точність у дотриманні рівня напруження має вирішальне значення: надмірне зусилля може спричинити появу тріщин і

навіть руйнування арматури, а недостатнє – суттєво знижує міцність і тріщиностійкість виробів. Допустимі відхилення зазвичай становлять $\pm 10\%$ від проектних значень, а для електротермічного способу допускається ще ширший діапазон – до $\pm 20\%$.

Зовнішнє попереднє напруження при проєктуванні та підсиленні балок отримало популярність завдяки своїй універсальності. Воно забезпечує можливість регулювання або повторного натягу елементів у процесі експлуатації, спрощує ремонт та реконструкцію, а також дозволяє зменшити товщину балки, знизивши витрати матеріалів і масу конструкції. Це особливо цінно для мостів, промислових перекриттів та інших споруд, де важлива швидкість будівництва та можливість подальшої модернізації.

Проте врахування попереднього напруження в окремих компонентах конструкцій вимагає складнішого математичного апарату для його врахування у загальній несучій здатності конструкцій. Для цього, наприклад, при розрахунку попередньо напружених залізобетонних конструкцій врахування попереднього напруження розтягнутої арматури здійснювалося двома групами втрат – миттєвими та експлуатаційними, що свою чергу складалися ще з п'яти – семи коефіцієнтів. Активне застосування чисельних методів, що стало можливим після появи сучасної обчислювальної техніки, дозволяє з вищою точністю та з меншими працевитратами врахувати даний аспект у роботі конструкцій.. Більшість таких методів належать до групи так званих прямих методів теорії пружності, що ґрунтуються на безпосередній реалізації її основних рівнянь. Завдяки цьому вони мають високу універсальність щодо типів конструкцій та умов дослідження. Саме через таку універсальність чисельні підходи широко використовуються для аналізу та перевірки роботи легкобетонних комбінованих плит із профільованим настилом – незалежно від геометрії елементів, типу армування чи виду анкерування.

У сучасній обчислювальній механіці для розв'язання крайових задач теорії пружності та пластичності широко використовується апарат дискретної апроксимації континуальних середовищ. До найбільш поширених алгоритмів відносять метод скінченних елементів (MCE/FEM), скінченних різниць

(MCP/FDM), варіаційно-різницеві підходи, а також метод граничних елементів (МГЕ/BEM), що базується на теорії інтегральних рівнянь. Даний інструментарій є незамінним при аналізі напружено-деформованого стану (НДС) інженерних систем, які характеризуються складною геометричною топологією або фізико-механічною гетерогенністю (неоднорідністю) матеріалів.

Завдяки цим методам можна отримати результати без виконання громіздких аналітичних перетворень. Залежно від типу конструкції чисельний аналіз дає змогу виявити особливості розподілу напружень, зокрема визначити характер локальних підвищень напружень у зонах прикладання зосереджених навантажень чи поблизу опор. Чисельні методи фактично перетворюють задачу розрахунку неоднорідної конструкції на систему алгебраїчних рівнянь, а отримані результати подають у вигляді набору дискретних значень шуканих величин у визначених точках моделі.

Найбільш універсальним та поширеним серед таких підходів є метод скінченних елементів. Основна ідея МСЕ полягає в тому, що реальний конструктивний елемент або тіло замінюється дискретною моделлю, утвореною сукупністю скінченної кількості елементів, з'єднаних між собою у вузлах. Тип і форма таких елементів визначаються як складністю досліджуваної конструкції, так і характером поставленої задачі. У практиці застосовують лінійні елементи (відрізки, криволінійні сегменти), плоскі елементи (трикутні, прямокутні), а також просторові елементи (тетраедри, гексаедри, призматичні блоки). Дослідник сам обирає комбінацію елементів, що найточніше описує геометрію об'єкта.

На сьогодні існує велика кількість професійних програмних продуктів, що реалізують МСЕ. Найбільш відомими є: ANSYS, FEMAP/NASTRAN, ABAQUS, COSMOS, ЛИРА, LS-DYNA та інші. Кожен із цих комплексів має власний набір елементів, орієнтованих на моделювання різних матеріалів, типів деформування чи умов навантаження. Одним із найбільш зручних у практичній роботі є Femap, який поєднує потужний препроцесор і постпроцесор, а також має широкий вибір елементів, що дозволяє формувати моделі високої складності.

МСЕ широко застосовують під час вивчення поведінки залізобетонних конструкцій. Наприклад, у роботах [77, 78] наведено моделювання згину бетонних

та залізобетонних балок, армованих скляними, вуглецевими чи арамідовими волокнами. М.А. Шагаві та співавтори [77] виконали експериментальні й чисельні дослідження згину балки, підсиленої декількома шарами вуглепластику на нижній поверхні. Запропонована модель враховує нелінійну поведінку матеріалу та підходить для підсилених або попередньо напружених елементів, а результати добре узгоджуються з експериментом.

У статті [77] М. А. Шагаві використовує двовимірну нелінійну СЕ-модель для аналізу НДС двостінних бетонних балок із шарами арамідових волокон, що розглядаються як зменшений аналог майбутньої мостової конструкції.

МСЕ також важливий для оцінки та розрахунку пошкоджених конструкцій, які передбачається відновити із застосуванням композитних матеріалів [50; 78].

Поряд із МСЕ існують методи, що є наближеними або напіваналітичними, зокрема диференціально-різницевий метод, який дозволяє звести тривимірну задачу до двовимірної або двовимірну — до одновимірної. У задачах плоского напруженого стану цей підхід передбачає поділ області прямими лініями, уздовж яких будуються аналітичні залежності, а проміжні зони описуються різницевиими співвідношеннями. Через це його ще називають методом прямих.

Близьким за ідеологією є метод смуг [11], у якому прямокутна область поділяється на видовжені смуги, з'єднані між собою вузловими лініями. Фактично це один із варіантів МСЕ.

Сучасний стан розвитку методів чисельного аналізу комбінованих конструкцій детально представлений у роботах Х. Тенга, Д. Вана, Л. Лаіма, Б. Р. Гонсалвеса, Д. В. Гана, А. І. Акпойомара та інших дослідників [5; 53].

Проведений огляд свідчить, що чисельні методи дають змогу ефективно досліджувати напружено-деформований стан складних композитних елементів. Разом з тим вони не здатні замінити аналітичні підходи, які зберігають значення як самостійний інструмент дослідження, так і засіб перевірки точності наближених чисельних розв'язків.

Висновок до розділу 1 та постановка завдань дослідження

Холодноформовані сталеві профілі слід розглядати як сучасний, економічно доцільний та універсальний матеріал для будівництва, потенціал якого в умовах України залишається реалізованим не повною мірою. На основі аналізу досліджень холодноформованих сталевих профілів слід відзначити наступне.

1. Історія холодноформованих сталевих конструкцій розпочинається ще з XII століття, коли металеві конструкції почали використовувати як зв'язки в кам'яних будівель. Подальший прогрес пов'язаний з покращенням металургії в XVIII–XIX ст., збільшенням виробництвом листової сталі та появою перших промислових методів її обробки. Пришвидшення розвитку дали події середини XIX століття, а саме, «золота лихоманка» в США з пересувними гофрованими будинками та Друга світова війна, коли холодно формованих сталевих конструкцій застосовували для пришвидшення зведення військових і цивільних будівель. Важливу роль відіграла поява нормативних документів — першої специфікації AISI 1946 року, розробленої під керівництвом Дж. Вінтера. У Європі та Америці холодноформовані сталеві конструкції швидко набули популярності в одноповерхових та малоповерховому зведенні будівель, промислових і будівлях, які будувати під склади. Такі будівлі почали появлятися і в Україні, хоч переважно використовують в огорожувальних системах – це сендвіч-панелі та профнастил, але не були популярності у використанні як несучі конструкції .

2. Конструктивна різноманітність холодноформованих сталевих конструкцій включає лінійні профілі (C-, Z-, U-, Σ -, Ω -типи, одиночні та складені) для колон, балок, прогонів і ферм, а також площинні – профільовані настили трьох основних груп: з прямолінійними елементами; поздовжніми чи поздовжніми; поперечними ребрами жорсткості. Додаткові ребра, крайові та проміжні, суттєво підвищують міцність тонкостінних конструкцій. Ці рішення при заводських умовах дозволяють створювати легчі конструкції, де каркас і огороження часто поєднуються в цільну конструкцію, що забезпечує легше та швидшу установку при тому що ще і економить матеріалів на виготовленні таких елементів.

3. Холодноформовані сталеві конструкції чутливі до різних форм втрати стійкості, що вимагає точні розрахунки до використання ребер жорсткості. У композитних системах сталезалізобетонних плитах, балках на профнастилі поведінка є більш складною стадійним розвитком деформацій, різною швидкістю повзучості та усадки матеріалів, а також перерозподілом напружень з часом. Існуючі нормативні стандарти часто спираються на спрощені припущення, недооцінюючи пластичні резерви сталі та довготривалі ефекти, що знижує точність оцінки граничної несучої здатності.

4. Надійне закріплення сталі із бетоном у композитних конструкціях забезпечується анкерними елементами різних типів: жорсткими упорами; гнучкими (петльовими, з головками) анкерами; рельєфними виштамповками на профнастилі; привареними шпильками - технологія Nelson. Геометрія профілів і правильний розподіл анкерів відіграють основну роль. Сучасні системи типу Monodek, Comdek чи плити на профнастилі показують високу ефективність, дозволяючи перекривати великі прольоти до 9–16 м з мінімальною товщиною перекриттів і економним використанням матеріалів.

5. Перспективним способом підвищення несучої здатності та жорсткості балок з холодноформованих сталевих конструкцій є попереднє напруження, яке економить витрати сталі при зменшенні прогинів і дозволяє ефективніше застосовувати високоякісні марки. Зовнішнє напруження особливо ціниться для реконструкції та підсилення існуючих будівель.

6. Для правильного відтворення складного напружено-деформованого стану композитних конструкцій на основі холоднодеформованих сталевих профілів найбільш результативним підходом є застосування методу скінченних елементів. Його використання дає змогу враховувати фізичну та геометричну нелінійність, вплив повзучості, контактну взаємодію між елементами, а також локальні концентрації напружень. МСЕ ефективно доповнює спрощені аналітичні розрахункові схеми, дозволяє оцінювати їх достовірність і забезпечує можливість оптимізації проєктних рішень. Реалізація цього методу в сучасних програмних

комплексах, таких як ANSYS, ABAQUS та інших, зробила чисельне моделювання доступним інструментом практичного інженерного проєктування.

7. Нормативне забезпечення проєктування конструкцій із холоднодеформованих профілів пройшло етап розвитку від окремих національних стандартів (AISI, різні європейські норми) до уніфікованих вимог Єврокоду EN 1993-1-3, який нині застосовується в Україні разом із чинними державними будівельними нормами (ДБН). Разом з тим, для композитних і тонкостінних конструктивних систем існує потреба в подальшому уточненні та адаптації нормативних положень з урахуванням особливостей їхньої роботи.

Оцінка ступеня вивченості роботи композитних систем на базі гнутих профілів дозволили сформулювати такі **основні завдання дослідження**.

1. Дослідити навантаження та впливи на несучі огорожувальні сталезалізобетонні конструкції з холодноформованих сталевих профілів.
2. Розробити рекомендації по удосконаленню антикорозійного захисту та підвищенню несучої здатності утворених з холодноформованих сталевих профілів сталезалізобетонних балок.
3. Розробити методи анкерування бетонного ядра сталезалізобетонних балок з холодноформованих сталевих профілів.
4. Виконати експериментальні дослідження сталезалізобетонних балок з холодноформованих сталевих профілів.
5. Розробити методи розрахунку несучої здатності та деформативності сталезалізобетонних фахверкових балок з холодноформованих сталевих профілів.
6. Порівняти результати розрахунків та експериментальних досліджень сталезалізобетонних балок з холодноформованих сталевих профілів.

Структурно-логічна схема проведених досліджень показана на рисунку 1.5.

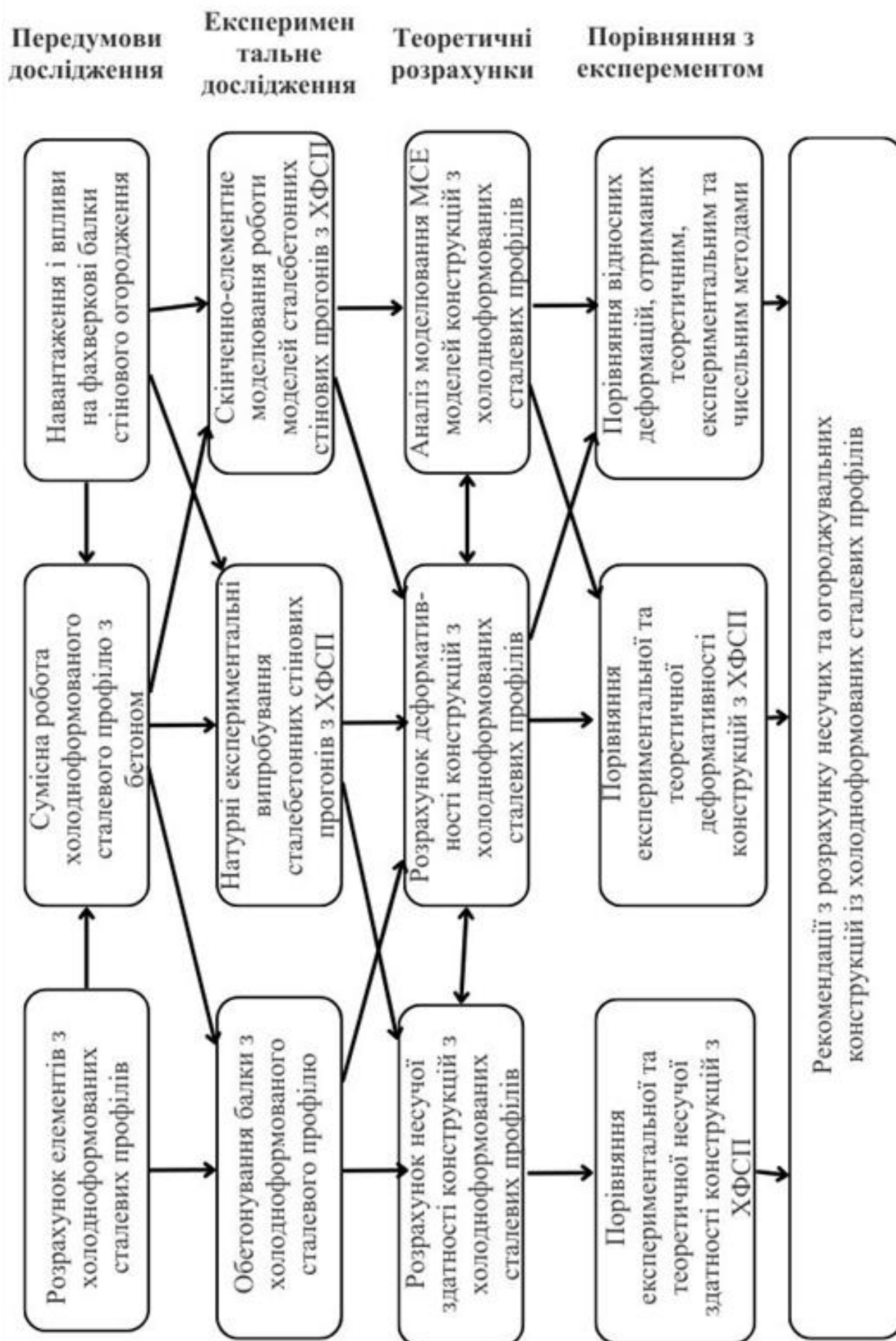


Рис. 1.5 – Структурно-логічна схема дисертаційних досліджень

РОЗДІЛ 2

ТЕОРЕТИЧНІ ОСНОВИ ВИЗНАЧЕННЯ МІЦНОСТІ ТА ДЕФОРМАТИВНОСТІ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК З ХОЛОДНОФОРМОВАНИХ СТАЛЕВИХ ПРОФІЛІВ НЕСУЧИХ І ОГОРОДЖУВАЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ

2.1 Загальні засади створення сталезалізобетонних балок з холодноформованих сталевих профілів для несучих і огороджувальних конструкцій та оптимізація їх рішень шляхом попереднього напруження

Сучасна парадигма проектування несучих та огороджувальних конструкцій будівель та споруд базується на принципах ресурсозбереження й максимізації експлуатаційної надійності. Сталезалізобетонні балки, що складаються з холодноформованого сталевого профілю та бетонного ядра, представляють собою перспективний напрямок у розвитку каркасів легких каркасних систем. Основною проблемою при використанні виключно сталевих тонкостінних елементів є їхня схильність до втрати місцевої і загальної стійкості, що обмежує повне застосування міцнісних характеристик матеріалу. Заповнення сталевих тонкостінних профілів бетоном дозволяє не лише нівелювати ці недоліки, а й забезпечити розподіл внутрішніх зусиль, адаптований до зовнішніх навантажень. На рисунку 2.1.1 показано загальну технологічну послідовність створення сталезалізобетонних балок із застосуванням холодноформованих сталевих профілів.

Конструктивна ефективність такої сталезалізобетонної конструкції базується на синергії двох матеріалів з різними фізико-механічними властивостями. Механізм взаємодії сталевих холодноформованих профілів та бетонного заповнення реалізується наступним чином. Холодноформований сталевий профіль, наприклад, гнучий швелер, виготовлений із тонколистової сталі, має високу міцність на розтяг, але його тонка стінка та полиці легко деформуються під дією стискальних напружень. Заповнення внутрішньої порожнини швелера бетоном створює внутрішню опору, яка унеможливорює втрату стійкості сталевих елементів

всередину перерізу та фактично унеможлиблює втрату місцевої стійкості сталевих елементів назовні перерізу, що буде в даному випадку залежати тільки від механізмів забезпечення сумісної роботи двох компонентів. Це дозволяє сталі працювати в пластичній стадії навіть у стиснутих зонах, що значно підвищує загальну несучу здатність конструкції.

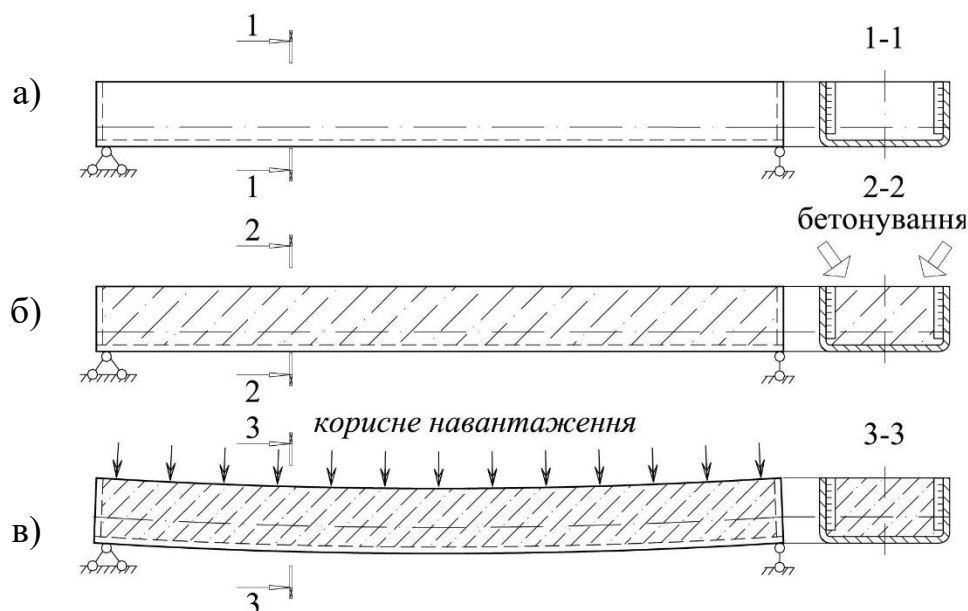


Рис. 2.1.1 – Загальна технологічна послідовність створення сталезалізобетонних балок із застосуванням холодноформованих сталевих профілів: а) сталевий елемент із холодноформованого профілю; б) перетворення сталевих елементів у сталезалізобетонний; в) сталезалізобетонний елемент

При згині двокомпонентного елемента виникає складний напружено-деформований стан, де бетонне ядро сприймає основну частину стискальних зусиль, а сталеві оболонки — розтягуювальних. Проте слід наголосити на тому, що раціональність такої системи залежить від якості передачі дотичних напружень на контактній поверхні двох матеріалів. Без належних зв'язків зсуву сталь та бетон працювали б як два окремі елементи, що призвело б до значного взаємного ковзання та зниження жорсткості перерізу. У двокомпонентних балках при згині виникають значні дотичні напруження на межі розділу компонентів, які прагнуть викликати поздовжній зсув одного шару відносно іншого. Включення бетону в роботу дозволяє збільшити геометричні характеристики поперечного перерізу в кілька разів порівняно з порожнім профілем, що важливо, зокрема, для елементів,

які мають великі прольоти. У таблиці 2.1.1 наведена порівняльна характеристика ефективності сталезалізобетонних балок з холодноформованих сталевих профілів для несучих та огорожувальних конструкцій.

Таблиця 2.1.1

Порівняння ефективності сталезалізобетонних балок з холодноформованих сталевих профілів для несучих та огорожувальних конструкцій

<i>Параметр порівняння</i>	Порожній холодноформований профіль	Сталезалізобетонний елемент
<i>Несуча здатність</i>	Низька (обмежена стійкістю)	Відносно висока (в 4-11 разів вища)
<i>Жорсткість (прогини)</i>	Значна деформативність	Підвищена жорсткість
<i>Використання міцності сталі</i>	Часткове (через можливість втрати стійкості)	Повне в розтягнутій зоні
<i>Стійкість стінок</i>	Схильність до випинання (втрати стійкості)	Відсутня (зафіксована бетоном)

Ефективність двокомпонентних сталезалізобетонних балок визначається вибором товщини стінки холодноформованого профілю та висоти бетонного наповнення. Використання занадто товстої сталі нівелює переваги легкості та економії витрат сталі, тоді як занадто тонка сталь може бути пошкоджена при створенні сталезалізобетонного елементу. Експериментальні дані свідчать, що для прогонів стінового огороження оптимальним є співвідношення товщини сталі до висоти перерізу в межах $t/h = 0.05 \dots 0.08$. При заповненні бетоном на всю висоту швелера спостерігається максимальне підвищення жорсткості. Проте в деяких випадках раціональним є часткове заповнення (наприклад, на 80% висоти), що дозволяє знизити власну вагу без суттєвої втрати несучої здатності, особливо якщо напружена зона залишається повністю забетонованою. У таблиці 2.1.2 виконано орієнтовне порівняння ефективності застосування бетонування внутрішнього простору для холодноформованого сталевих профілю різної товщини.

Таблиця 2.1.2

Порівняння ефективності застосування бетонування внутрішнього простору для холодноформованого сталевих профілю різної товщини

Товщина холодноформованого профілю (мм)	Клас міцності бетону	Ефект зміцнення
1.5	C25/30	Високий (запобігання втрати стійкості сталі)
2.5	C30/35	Середній (збільшення жорсткості)
4.0	C32/40	Помірний (переважно на несучу здатність)

Таким чином, зв'язки зсуву є критичним компонентом у сталезалізобетонних конструкціях із холодноформованих сталевих профілів, оскільки саме вони відповідають за передачу зусиль між сталеві оболонкою та бетонним осердям. Для холодноформованих профілів традиційні методи, такі як приварювання за допомогою електродугового зварювання гнучких анкерів великого діаметру, часто неприйнятні через ризик термічного пошкодження тонкого металу. Можна виділити наступні декілька основних раціональних типів зв'язків у двокомпонентних сталезалізобетонних конструкціях.

1. Вертикальні арматурні стержні діаметром 6-8 мм, що приварюються за допомогою контактного зварювання до бокових стінок швелера з внутрішньої сторони. Експерименти показують, що варіювання кроку цих стержнів дозволяє оптимізувати розподіл дотичних зусиль вздовж прольоту.

2. Механічні самонарізні гвинти. Цей метод є найбільш технологічним для холодноформованих профілів, оскільки не потребує зварювання. Гвинти встановлюються із зовнішньої сторони і проникають у бетонну масу, створюючи надійне механічне зачеплення.

3. Перфоровані пластини (Perfobond), що встановлюються поздовжньо в центрі профілю. Бетон, що заповнює отвори, утворює «бетонні шпонки», які мають надзвичайно високу жорсткість на зсув.

Використання торцевих пластин товщиною 4-6 мм на кінцях балок додатково гарантує неможливість зсуву в зонах максимальних поперечних сил, що дозволяє розглядати таку конструкцію як композитну балку з жорстким з'єднанням.

Проте під час створення сталезалізобетонних конструкцій із холодноформованих сталевих профілів потрібно пам'ятати і про другорядні наслідки, які можна віднести до незначних недоліків. До таких наслідків слід віднести реологічні чинники, що впливатимуть на довготривалу надійність. Ефективність роботи бетону в сталезалізобетонних системах з часом змінюється через процеси усадки та повзучості бетону. Оскільки бетон замкнений всередині сталевого швелера з трьох сторін, процеси випаровування вологи відбуватимуться інакше, ніж у відкритих залізобетонних балках. Усадка бетону буде призводити до того, що бетонне ядро намагатиметься скоротитися, тоді як сталева оболонка буде чинити цьому опір. Це створюватиме додаткові стискальні напруження в сталі та розтягувальні у бетоні. Це може трактуватися як втрата частини корисної несучої здатності. Проте, оскільки швелер є жорсткою оболонкою, він забезпечує певну ступінь «самоанкерування» за рахунок сил тертя та адгезії, що виникають при обтисненні бетону. Крім цього, під час сумісної роботи під дією зовнішнього навантаження та виникнення більш-менш стабільних напружень у бетоні, він буде проявляти властивості повзучості. Це буде призводити до поступового перерозподілу напружень з бетону на сталевий профіль. Дослідження показують, що протягом перших 40 днів експлуатації напруження в сталі можуть зрости до 3,0-3,5%, тоді як у бетоні вони відповідно знижуються. Цей ефект необхідно враховувати при визначенні ефективних коефіцієнтів запасу міцності у компонентах конструкцій на початковому етапі їх роботи, щоб забезпечити запас міцності сталі на довготривалу перспективу.

У сучасній теорії та практиці металобудівництва оптимізація напружено-деформованого стану реалізується через комплекс методів активного регулювання зусиль, які імплементуються як на стадії проектування, так і в процесі виготовлення чи монтажу. Домінуючими підходами в цій сфері є:

- технологія попереднього вигину (pre-cambering), що передбачає введення у стержневі елементи початкових деформацій, вектор яких є оберненим до напрямку експлуатаційних прогинів;

- інтеграція локальних зтяжок у зони екстремальних згинальних моментів. Зокрема підтверджена ефективність їх розміщення у нижньому поясі для розрізних балок та у надопорних зонах верхнього поясу – для нерозрізних систем;

- введення попередньо напруженої арматури у розтягнуту зону перерізу суцільних або просторових сталезалізобетонних елементів;

- регулювання зусиль шляхом модифікації розрахункової схеми в процесі поетапного (інкрементального) зведення. Характерним прикладом є збірно-монолітні ригелі, які на стадії монтажу працюють як шарнірно обперті балки, а після забетонування та приварювання до колон трансформуються у жорстко защемлені рамні вузли.

Попри зростання несучої здатності та жорсткості, загальним лімітуючим фактором вищезгаданих методів є підвищення матеріаломісткості та трудомісткості виготовлення.

Слід відмітити, що створення попереднього напруження в сталезалізобетонних прогонах відрізняється від класичних методів натягу арматури. Для конструкцій на основі холодноформованих профілів найбільш раціональним є метод створення попереднього вигину сталеві частини балки перед укладанням бетону. Цей процес відбувається в кілька етапів, кожен з яких покроково формує кінцевий напружений стан системи (див. рис. 2.1.2).

На першій стадії сталевий швелер встановлюється на опори, і до нього прикладається зовнішнє зусилля (за допомогою механічних або гідравлічних домкратів), що викликає вигин, протилежний за напрямком майбутньому експлуатаційному навантаженню (рис. 2.1.2, а). Величина цього вигину повинна бути чітко розрахована, щоб не спричинити пластичних деформацій та місцевої втрати стійкості у тонкостінному профілі до моменту його зміцнення бетоном.

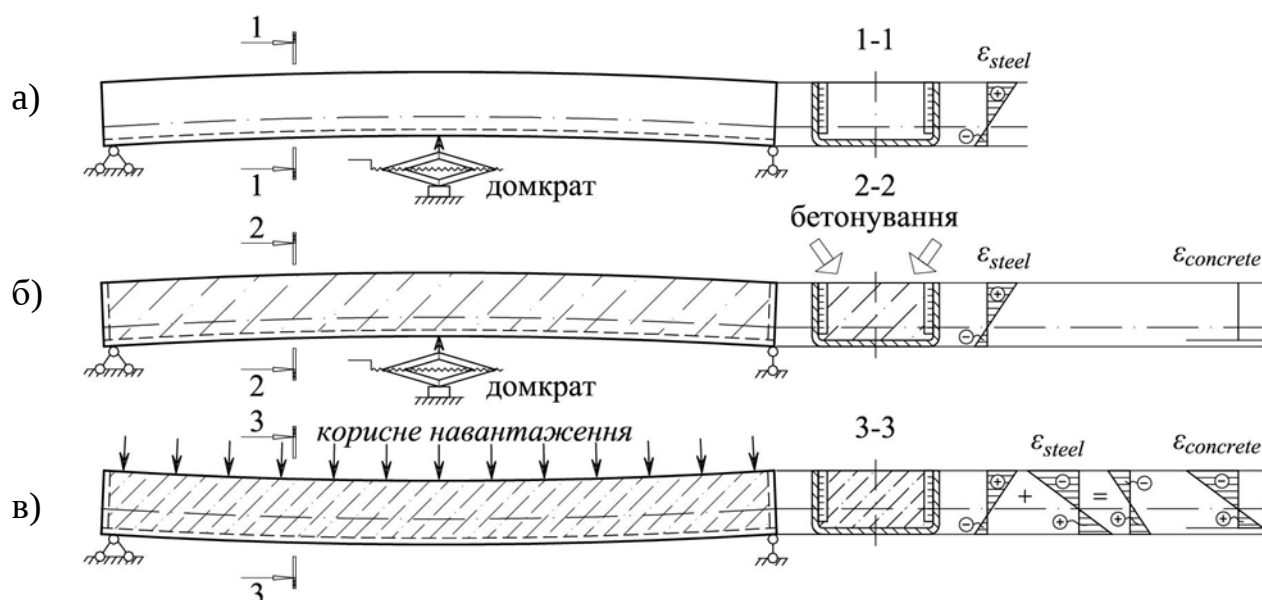


Рис 2.1.2 – Стадії роботи попередньо напруженого сталезалізобетонного стержня:

- а) попередній протилежний експлуатаційному вигин сталевій частини перерізу;
- б) заповнення бетоном внутрішньої порожнини U-подібної сталевій частини стержня при встановленому домкратові; в) експлуатаційна стадія

Після фіксації напруженого стану швелера, його внутрішня порожнина заповнюється бетоном (рис. 2.1.2, б). Наявність зв'язків зсуву, приварених до внутрішніх поверхонь або встановлених механічно, забезпечує майбутню спільну роботу шарів. Важливим аспектом є витримування конструкції до моменту набору бетоном проектної міцності. Тільки після цього зовнішнє навантаження (домкрати) знімається. В цей момент пружна енергія сталевий профілю намагається повернути його в початковий стан, проте бетонне ядро перешкоджає цьому через зв'язки зсуву. В результаті в бетоні виникають стискальні напруження, а в сталі — залишкові розтягувальні, що створює ефект попереднього напруження системи.

Механіка роботи утвореного композитного елементу на корисне навантаження характеризується принципом суперпозиції деформацій: у бетонному ядрі вони розвиваються з нульового рівня, тоді як у сталевій оболонці нові деформації накладаються на попередньо створені зворотні (рис. 2.1.2, в). Фактично, сталь спочатку проходить стадію «пружного повернення» до нейтрального стану і лише згодом починає працювати на розтяг у нижній зоні. Цей

резерв несучої здатності, у поєднанні з раціональним співвідношенням жорсткостей компонентів, забезпечує суттєвий приріст як граничного опору, так і деформативної жорсткості стержня.

У таблиці 2.1.3 наведена порівняльна характеристика ефективності сталезалізобетонних балок з холодноформованих сталевих профілів без та з попереднім напруженням сталевих частини перерізу.

Таблиця 2.1.3

Порівняння ефективності сталезалізобетонних балок з холодноформованих сталевих профілів з попередніми напруженнями сталевих частини

<i>Параметр порівняння</i>	Сталезалізобетонний елемент	Сталезалізобетонний елемент з попередніми напруженнями
<i>Несуча здатність</i>	Відносно висока (в 4-11 разів вища за сталевий)	Максимальна (завдяки перерозподілу зусиль)
<i>Жорсткість (прогини)</i>	Підвищена жорсткість	Мінімальні прогини
<i>Використання міцності сталі</i>	Повне в розтягнутій зоні	Повне в розтягнутій та стиснутій зонах
<i>Стійкість стінок</i>	Відсутня (зафіксована бетоном)	Стабілізована + початковий стиск

Таким чином, створення раціональних попередніх напружень у сталезалізобетонних прогонах із холодноформованих швелерів відкриває нові можливості для створення високоефективних каркасів будівель (див. рис. 2.1.3). Використання бетону як стабілізуючого ядра дозволяє відмовитися від складних систем ребер жорсткості, характерних для чисто сталевих тонкостінних профілів. Зв'язки зсуву, інтегровані в систему, гарантують монолітність конструкції, що є критичним при сприйнятті вітрових навантажень у режимі косого згину. Початкові напруження в сталевій частині дозволяють компенсувати частину розтягувальних зусиль, що виникнуть у бетоні під дією корисного навантаження, що суттєво підвищує загальну несучу здатність. Раціональність полягає в тому, щоб підібрати

момент попереднього напруження сталеві частини таким чином, щоб при повному розрахунковому навантаженні напруження в бетоні залишалися в межах пружної роботи або мали мінімальні розтягувальні значення.

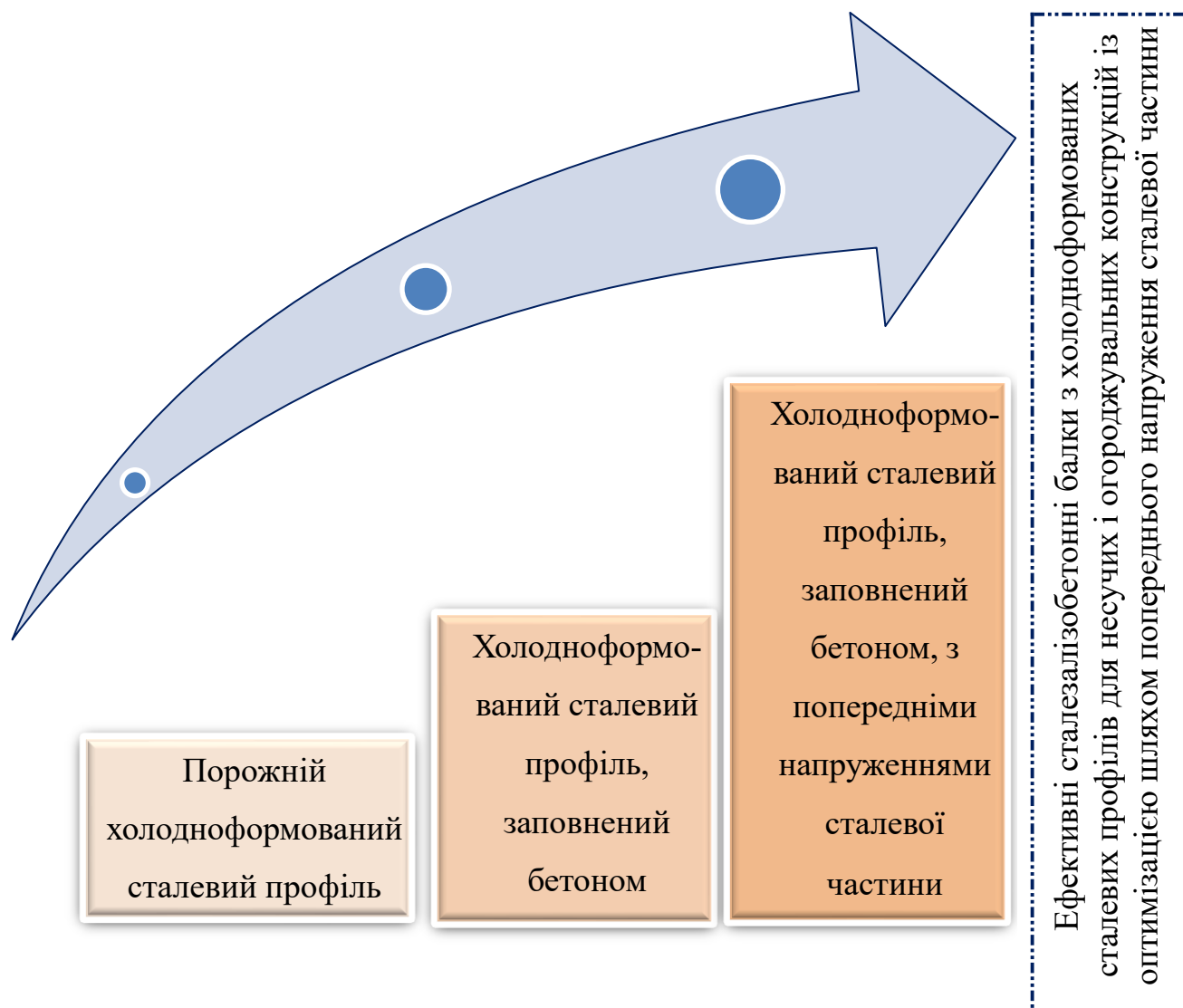


Рис. 2.1.3 – Схематична еволюція збільшення ефективності сталезалізобетонних балок з холодноформованих сталевих профілів для несучих і огорожувальних конструкцій із оптимізацією шляхом попереднього напруження сталеві частини

2.2 Розрахунок несучої здатності перерізів балкових сталезалізобетонних конструкцій з холодноформованих сталевих профілів

Як було обґрунтовано вище, бетонування порожнини сталевих холодноформованих профілів позитивно впливає на підвищення несучої здатності утвореного композитного стержня. Окрім ефективного розподілу зусиль, що сприймає стиснутий бетон і розтягнута сталева частина, бетон розкріплює сталевий тонкостінний профіль, унеможливаючи при цьому місцеву втрату стійкості на стиснутих ділянках останнього. Проте як було відзначено, ефективність спільної роботи холодноформованого сталевих профілів та бетону залежить від надійності їх з'єднання через анкерні упори або інші елементи зчеплення, що забезпечують передачу зсувних зусиль на межі контакту матеріалів.

Тому під час адаптації теоретичного апарату прийнято наступні гіпотези, що формують основу деформаційної моделі розрахунку, за допомогою якої можливо достовірно описати роботу сталезалізобетонних конструкцій з холодноформованих сталевих профілів під навантаженням з урахуванням специфіки тонкостінних сталевих елементів та композитної взаємодії сталі з бетоном.

- *гіпотеза плоских перерізів (Бернуллі)*: переріз, плоский до деформації, залишається плоским і після деформації, що зумовлює лінійний розподіл деформацій по висоті композитного перерізу. При цьому нейтральні осі напружень і деформацій у перерізі сталезалізобетонного стержня збігаються за тривалого навантаження. Ця гіпотеза є справедливою за умови надійного зчеплення між холодноформованим сталевим профілем і бетоном, що забезпечує їхню спільну роботу без взаємних зсувів у перерізі (див. наступну гіпотезу);

- *гіпотеза ідеального зчеплення або врахування податливості зв'язку*: при повному зчепленні деформації бетону та сталевих профілів на межі контакту рівні між собою. При частковій взаємодії враховується податливість елементів зчеплення через введення коефіцієнта зсуву або модуля зсувної жорсткості з'єднання, що призводить до нелінійного розподілу деформацій вздовж довжини елемента. При цьому відсутній взаємно обернений тиск нижнього шару на верхній,

тобто відсутні деформації обтиснення і вони не впливають на напружено-деформований стан всієї конструкції;

- *гіпотеза про діаграми деформування матеріалів*: для бетону приймається нелінійна діаграма «напруження-деформації» з параболічною висхідною гілкою до досягнення граничної деформації стиснутого бетону, що враховує фізичну нелінійність матеріалу. Для спрощення розрахунків нелінійна епюра напружень стиснутого бетону замінюється еквівалентним прямокутним блоком напружень з коефіцієнтами повноти епюри та висоти стиснутої зони, що залежать від класу бетону та форми діаграми деформування. Для сталі холодноформованого профілю використовується дволінійна діаграма (діаграма Прандтля). Діаграми «напруження-деформації» для бетону і сталі при неоднорідному напруженому стані (внаслідок згину) отримані з дослідів при однорідному напруженому стані (одновісного стиску чи розтягу);

- *нехтування роботою розтягнутого бетону*: бетон, розташований нижче нейтральної осі в зоні розтягу, не враховується у розрахунку несучої здатності через його низьку міцність на розтяг та можливе тріщиноутворення. Розтягувальні зусилля повністю сприймаються холодноформованим сталевим профілем;

- *гіпотеза про граничні деформації*: руйнування перерізу настає при досягненні граничних деформацій стиснутого бетону або граничних деформацій розтягнутої сталі. Для бетону гранична деформація приймається рівною граничним деформаціям стиску бетону ϵ_{cu} ; для сталі – початку ділянки текучості на діаграмі деформування;

- *гіпотеза про розподіл зсувних зусиль*: зсувні зусилля на межі контакту між бетоном та сталевим профілем розподіляються між елементами зчеплення пропорційно їх жорсткості та відстані між ними. При достатній кількості та жорсткості анкерних упорів забезпечується повна композитна дія без відносних зсувів;

- *врахування впливу усадки та повзучості бетону*: довгострокові деформації бетону від усадки та повзучості призводять до перерозподілу зусиль між бетоном та сталевим профілем з поступовим збільшенням навантаження на

сталеву частину композитного перерізу. Це враховується введенням ефективного модуля пружності бетону або коефіцієнтів повзучості;

- *гіпотеза про концентрацію напружень*: у зонах згинів холодноформованого профілю, де радіус закруглення обмежений технологією виробництва, виникає концентрація напружень та підвищення міцності за рахунок наклепу. Цей ефект може враховуватися введенням коефіцієнтів підвищення межі текучості в зонах згинів, але в наступних теоретичних викладках ігнорується на користь запасу міцності;

- *гіпотеза про температурні деформації*: при рівномірній температурі температурні деформації сталі та бетону не призводять до виникнення внутрішніх зусиль завдяки близькості коефіцієнтів температурного розширення матеріалів;

- *нехтування впливу поперечної сили на загальну несучу здатність*: для балкових конструкцій з відношенням прольоту до висоти більше 5, впливом поперечної сили на загальну несучу здатність можна знехтувати, розглядаючи лише деформації згину. Проте для коротких елементів з малим відношенням прольоту до висоти поперечну силу необхідно враховувати додатково.

Розглянемо сталезалізобетонний елемент, що працює на згинання (див. рис. 2.2.1, а), виготовлений із холодноформованого сталевого U-подібного профілю (гнутого швелеру), заповненого бетоном (див. рис. 2.2.1, в). Виріжемо із сталезалізобетонної двокomпонентної балки, завантаженої поперечним навантаженням, елементарну ділянку довжиною dz на відстані z від лівої опори (див. рис. 2.2.1, б). Врівноважимо вирізану ділянку довжиною dz , замінивши відкинуті ліву та праву частини внутрішніми зусиллями, як показано на рисунку 2.2.1, б. Вирізану ділянку довжиною dz покажемо в деформованому вигляді без взаємного зсуву між собою сталевोї та бетонної частин. Зовнішнє рівномірно розподілене навантаження q на рисунку 2.2.1 показано умовно для прикладу; замість нього може бути будь-яке інше зовнішнє навантаження (зосереджені сили чи згинальні моменти тощо), що викликає поперечний згин у стержні. Поперечною силою в перерізі згідно прийнятих гіпотез знехтуємо.

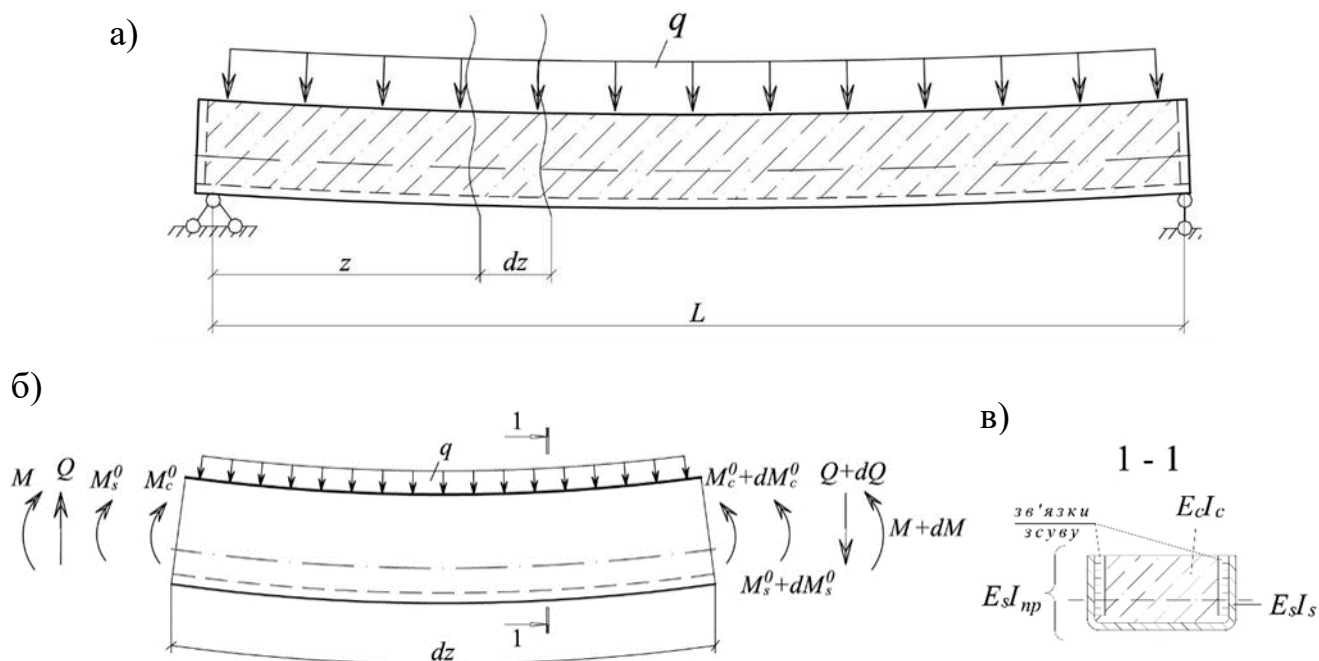


Рис. 2.2.1 – Деформований вигляд двошарової сталезалізобетонної стержневої конструкції з холодноформованого сталевого профілю, що працює на поперечний згин (а); елементарна ділянка, вирізана із вказаного стержня із заміною відкинутих зліва та справа частин балки внутрішніми зусиллями (б); поперечний переріз двошарового стержня з холодноформованого сталевого профілю (в)

На рисунку 2.2.1 для вирізаної елементарної ділянки довжиною dz , що врівноважена внутрішніми зусиллями замість відкинутих лівої та правої частин, прийняті наступні позначення:

$M_c^0 + dM_c^0, M_s^0 + dM_s^0$ – згинальні моменти, що виникають в кожній окремій компоненті сталезалізобетонного стержня (бетонів та сталі відповідно) до забезпечення сумісної їх роботи від дії зовнішнього навантаження. Ці згинальні моменти можуть виникати від зовнішніх сил при попередньому позацентровому стиску або під час попереднього напруження (вигину) одного з шарів комбінованого елемента до забезпечення сумісної його роботи. При завантаженні стержня після забезпечення сумісної роботи двох ненавантажених шарів тільки поперечним навантаженням, згинальні моменти M_c^0, M_s^0 будуть рівні нулю;

M, Q та $M + dM, Q + dQ$ – згинальний момент та поперечна сила, що виникають ліворуч та праворуч від вирізаної ділянки довжиною dz від дії

зовнішнього навантаження (визначаються за результатами статичних розрахунків розглядуваного стержня у складі, наприклад, поперечної рами будівлі).

Скориставшись рівнянням Бернуллі для пружної осі балки, запишемо формулу для визначення згинального моменту M , що спричиняє викривлення поздовжніх осей сталевих та бетонних шарів сталезалізобетонного стержня з однаковою кривизною ρ . Однією з умов виконання цього припущення є те, що, як зазначалося вище, шари безпосередньо прилягають один до одного а деформації взаємного обтиснення в процесі навантаження відсутні. Диференціальне рівняння прогинів за відносно малих їх значень має такий вигляд:

$$y(z)'' = \frac{1}{\rho} = -\frac{M}{E \cdot I}. \quad (2.1)$$

Згідно закону Гука в розгорнутому вигляді, відносні деформації волокон при згинанні будуть знаходитись за формулою:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{M \cdot y}{E \cdot I}. \quad (2.2)$$

Враховуючи прийняті позначення внутрішніх зусиль, що виникають у кожному з шарів сталезалізобетонного стержня (див. рис. 2.2.1), а також спираючись на залежність (2.2), яка пов'язує згинальний момент у перерізі з відносними деформаціями волокон стержня, отримаємо у загальному вигляді вирази для обчислення деформацій крайніх волокон шарів сталезалізобетонного стержня:

$$\text{– у бетонній частині: } \varepsilon_c^{\text{верх}} = -\frac{M_c^0 \cdot y_{c1}}{E_c \cdot I_c} - \frac{M \cdot y_1}{E \cdot I_{np}}; \quad (2.3)$$

$$\varepsilon_c^{\text{нижн}} = \frac{M_c^0 \cdot y_{c2}}{E_c \cdot I_c} + \frac{M \cdot y_2}{E \cdot I_{np}}; \quad (2.4)$$

$$\text{– у сталевій частині: } \varepsilon_s^{\text{верх}} = -\frac{M_s^0 \cdot y_{s1}}{E_s \cdot I_s} - \frac{M \cdot y_3}{E \cdot I_{np}}; \quad (2.5)$$

$$\varepsilon_s^{\text{нижн}} = \frac{M_s^0 \cdot y_{s2}}{E_s \cdot I_s} + \frac{M \cdot y_4}{E \cdot I_{np}}. \quad (2.6)$$

У формулах (2.3)...(2.6) прийняті наступні умовні позначення (див. рис. 2.2.2):

y_{c1}, y_{c2} – відстань від центральної вісі бетонної частини перерізу до найбільш віддаленої верхньої та нижньої точок цієї частини перерізу відповідно;

y_{s1}, y_{s2} – відстань від центральної вісі сталеві частини перерізу до найбільш віддаленої верхньої та нижньої точок цієї частини перерізу відповідно;

y_1, y_2 і y_3, y_4 – відстань від центральної вісі приведенного композитного сталезалізобетонного перерізу до найбільш віддаленої верхньої та нижньої точок бетонної частини перерізу та найбільш віддаленої верхньої та нижньої точок сталеві частини перерізу відповідно.

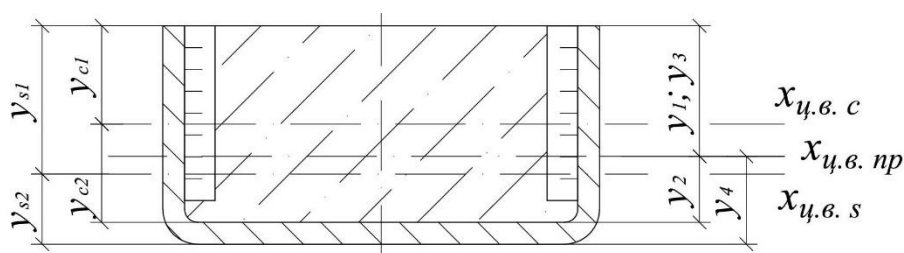


Рис. 2.2.2 – До визначення відстаней від центральних осей комбінованого сталезалізобетонного перерізу найбільш напружених точок перерізу

Несуча здатність перерізів балкових сталезалізобетонних конструкцій з холодноформованих сталевих профілів буде забезпечена, якщо визначені за формулою (2.3) відносні деформації у стиснутій бетонній частині перерізу будуть меншими граничних відносних деформацій стиску бетону ε_{cu} :

$$\varepsilon_c^{стиск} = -\frac{M_c^0 \cdot a_c}{E_c \cdot I_c} - \frac{M \cdot y_1}{E \cdot I_{np}} \leq \varepsilon_{cu}; \quad (2.7)$$

та визначені за формулами (2.5)-(2.6) відносні деформації у крайніх волокнах сталеві частини перерізу мають будуть меншими граничних відносних деформацій сталі на початку її текучості ε_{s0} :

$$\varepsilon_s^{стиск} = -\frac{M_s^0 \cdot a_s}{E_s \cdot I_s} - \frac{M \cdot y_3}{E \cdot I_{np}} \leq \varepsilon_{s0} \text{ та } \varepsilon_s^{розтяг} = \frac{M_s^0 \cdot b_s}{E_s \cdot I_s} + \frac{M \cdot y_4}{E \cdot I_{np}} \leq \varepsilon_{s0}. \quad (2.8)$$

Недостатньо дослідженою частиною наведеного теоретичного підходу до визначення несучої здатності перерізів балкових сталезалізобетонних конструкцій з холодноформованих сталевих профілів є підходи до визначення моменту інерції приведенного композитного перерізу. За традиційним підходом, момент інерції приведенного перерізу має визначатися як сума моментів інерції всіх компонентів композитного стержня відносно центральної вісі цього ж таки приведенного перерізу, перемноживши момент інерції бетону на коефіцієнт приведення до фізико-механічних характеристик сталі:

$$I_{np} = I_s^{el} + A_s \cdot a_s^2 + (I_c^{el} + A_c \cdot a_c^2) \cdot \alpha; \quad (2.9)$$

тут a_s – відстань між центральними осями окремо взятої сталеві частини перерізу та приведенного всього композитного перерізу (див. рис. 2.2.3);
 a_c – відстань між центральними осями окремо взятої бетонної частини перерізу та приведенного всього композитного перерізу (див. рис. 2.2.3).

При цьому коефіцієнт приведення α рекомендовано знаходити або як відношення розрахункових значень міцності бетону до сталі (у цьому випадку коефіцієнт приведення позначають α_R):

$$\alpha_R = \frac{f_{cd}}{R_s}; \quad (2.10)$$

або як відношення модулів пружності (модулів Юнга) бетону до сталі (у цьому випадку коефіцієнт приведення позначають α_E):

$$\alpha_E = \frac{E_{cd}}{E_s}. \quad (2.11)$$

Положення центральної вісі приведенного перерізу визначають за формулою, використовуючи коефіцієнт приведення α за формулами (2.10) або (2.11) (позначення відстаней до центрів ваги окремо бетонної приведенної до сталі та сталеві частин, а також всього приведенного перерізу див. рис. 2.2.3):

$$y_{ц.в. np} = \frac{A_s \cdot y_{s1} + A_c \cdot y_{c1} \cdot \alpha}{A_s + A_c \cdot \alpha}. \quad (2.12)$$

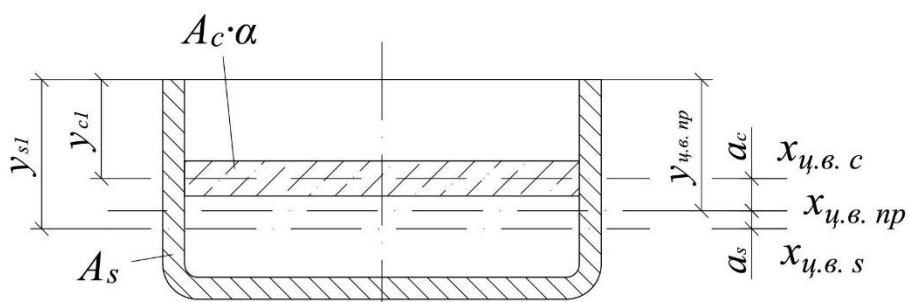


Рис. 2.2.3 – Схема приведення бетонної частини перерізу до фізико-механічних властивостей сталеві із її розташуванням по геометричному її центру ваги

Проте визначені за формулою (2.12) положення центру ваги приведенного перерізу та за формулою (2.9) момент інерції приведенного перерізу не враховують можливий ефект об'ємного обтиснення стиснутого бетону, що обмежений з трьох сторін сталевим профілем. Зокрема, ефект об'ємного обтиснення бетону, замкнутого з усіх сторін у трубобетонних елементах, враховують коефіцієнтами об'ємного обтиснення η , що в залежності від класу бетону та товщини стінки сталеві труби-оболонки може змінюватися в середньому від 1,2 до 1,4.

Для розглядуваного типу сталезалізобетонних конструкцій, що працюють на згин, виготовлених із застосуванням холодноформованих сталевих профілів, можливе об'ємне обтиснення стиснутого бетону в U-подібному сталевому профілі запропоновано враховувати збільшенням моменту інерції приведенного перерізу шляхом розташування приведенної до сталі бетонної частини перерізу по верхньому обрізу сталеві перерізу (див. рис. 2.2.4). Центр ваги та момент інерції приведенного таким чином перерізу будуть знаходитися за тими ж формулами (2.12) і (2.9) відповідно.

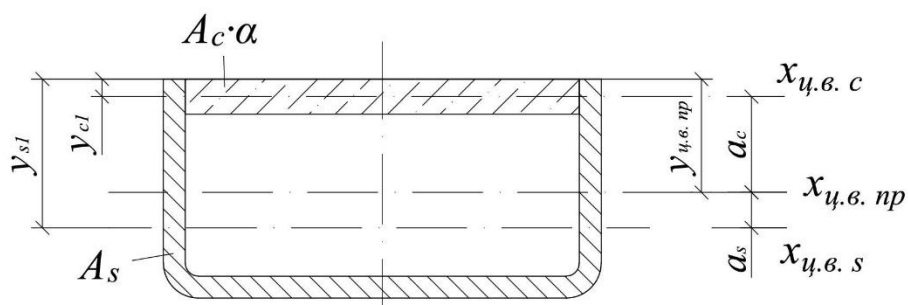


Рис. 2.2.4 – Схема приведення бетонної частини перерізу до фізико-механічних властивостей сталеві із її розташуванням по верхньому обрізу сталеві перерізу

Для встановлення міри впливу способу визначення коефіцієнта приведення α та варіантів приведення бетонної частини перерізу до фізико-механічних характеристик сталі на зміну показників міцності й деформативності сталезалізобетонних балкових конструкцій із холодноформованих сталевих профілів, розраховано зміни відносних деформацій крайніх волокон сталеві частини та зміни прогинів для шести типів балок (див. рис. 2.2.5). Коефіцієнт приведення α обчислювався або як відношення розрахункових значень міцності бетону та сталі за формулою (2.10), або як відношення модулів пружності бетону та сталі за формулою (2.11). Варіанти приведення бетонної частини перерізу до фізико-механічних властивостей сталі відповідали схемам, наведеним на рисунках 2.2.3 і 2.2.4. Типи балок розрізнялися за схемами навантаження – прикладенням однієї сили в центрі прольоту та двох сил, розташованих на рівній відстані від опор (див. рис. 2.2.6). Крім того, балки відрізнялися рівнем заповнення бетонною сумішшю внутрішньої порожнини U-подібного сталевих холодноформованого профілю – на повну висоту профілю та з перевищенням його висоти (див. рис. 2.2.7), а також наявністю попереднього вигину сталеві частини перерізу перед бетонуванням внутрішньої порожнини (див. рис. 2.1.1 і 2.1.2). Відповідно до наведеної класифікації балок було виконано експериментальні дослідження, викладені у третьому розділі.

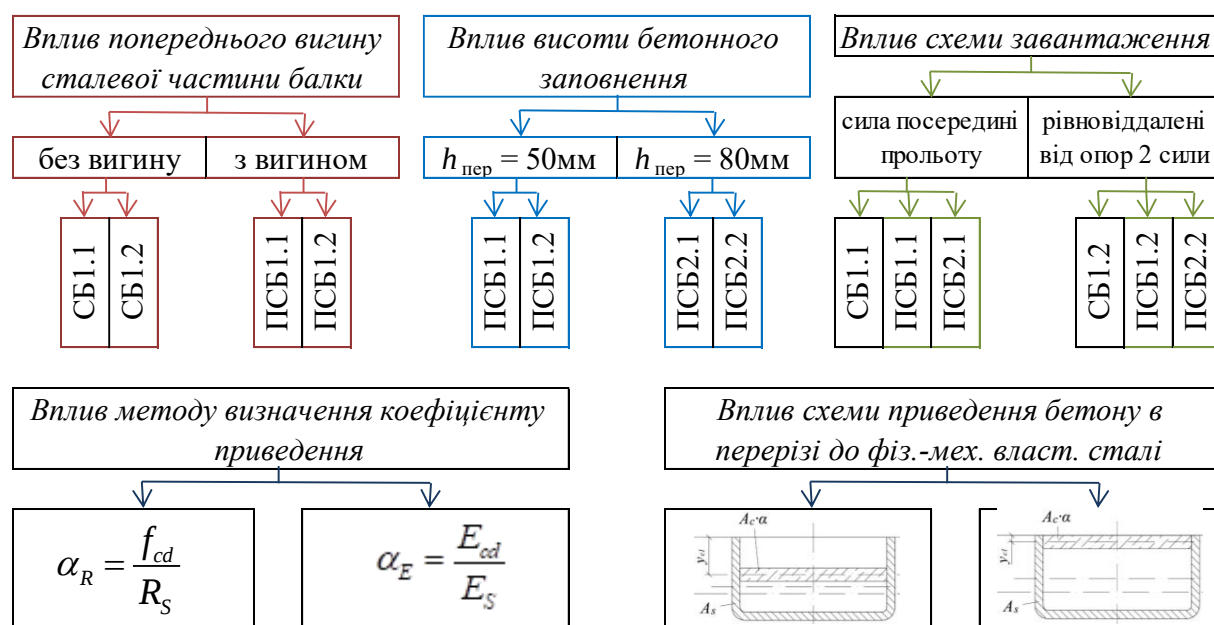


Рис. 2.2.5 – Схема теоретичного 5-и факторного порівняння визначення міцнісних та деформативних характеристик СЗБК із холодноформованих сталевих профілів

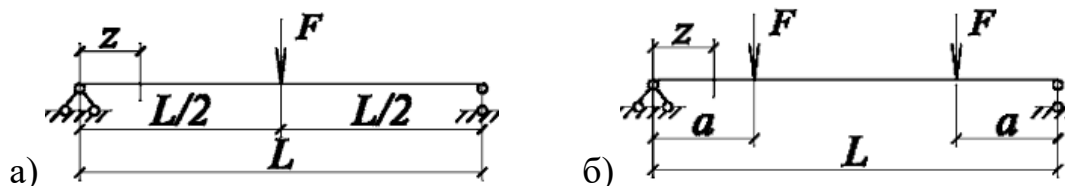


Рис. 2.2.6 – Розрахункові схеми завантаження сталезалізобетонних балок:

а) однією силою посередині прольоту; б) двома силами рівновіддаленими від опор

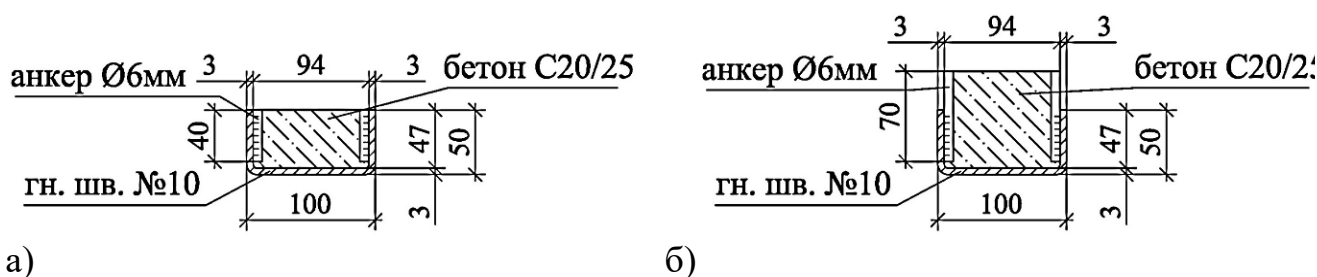


Рис. 2.2.7 – Схеми заповнення бетоном внутрішньої порожнини U-подібного сталевих холодноформованого профілю та загальні габаритні розміри перерізу:

а) на всю висоту профілю; б) на 30 мм вище висоти профілю

На рисунках 2.2.8 і 2.2.9 показано результати визначення відносних деформацій в крайніх волокнах перерізу та прогинів сталезалізобетонних балок із холодноформованих сталевих профілів при збільшенні навантаження. При цьому навантаження на конструкції збільшувалося від нуля до навантажень, що викликають деформації плинності у крайніх фібрах сталевих частини перерізу.

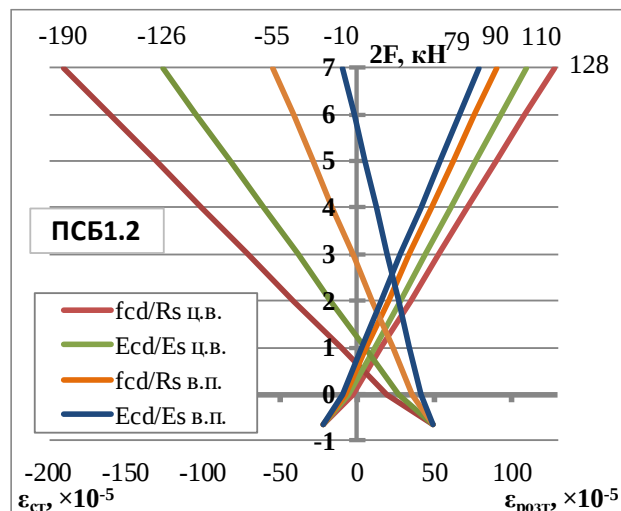
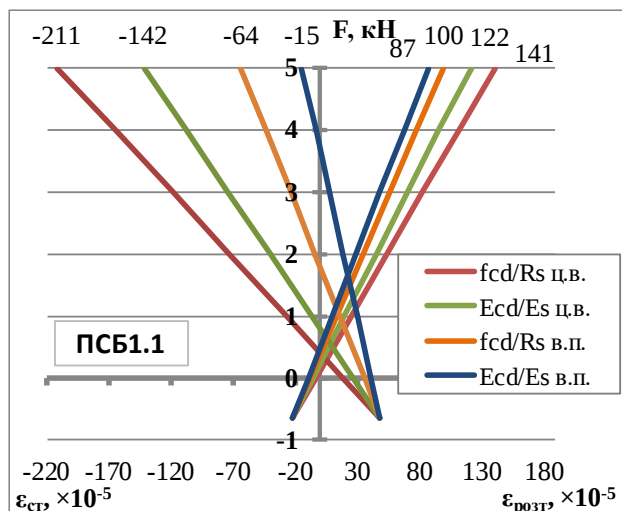
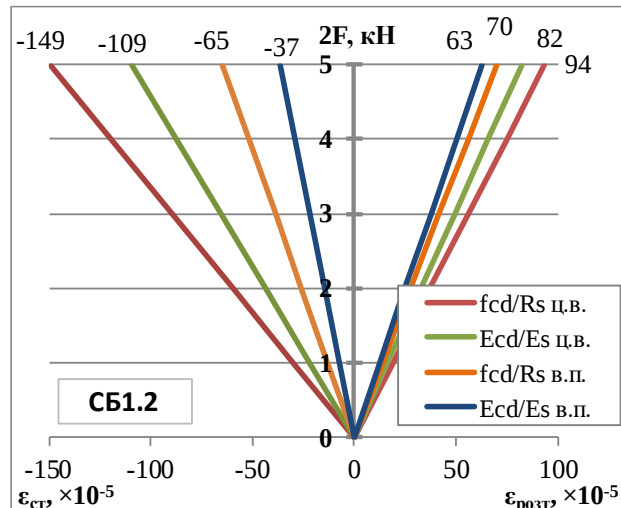
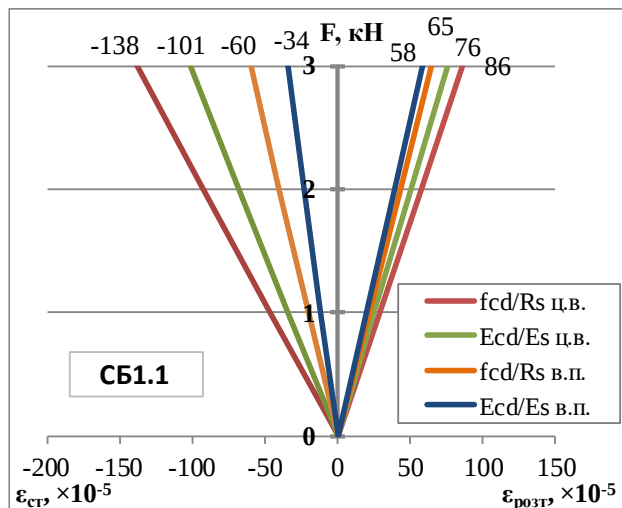
На рисунках 2.2.8 і 2.2.9 прийняті наступні умовні позначення ліній графіків:

f_{cd}/R_s ц.в. – визначення коефіцієнту приведення α_R по формулі (2.10); розташування бетонної частини перерізу по її центральній осі (див. рис. 2.2.3);

E_{cd}/E_s ц.в. – визначення коефіцієнту приведення α_E по формулі (2.11); розташування бетонної частини перерізу по її центральній осі (див. рис. 2.2.3);

f_{cd}/R_s в.п. – визначення коефіцієнту приведення α_R по формулі (2.10); розташування бетонної частини перерізу по верхньому обрізу сталевих U-подібного холодноформованого профілю (див. рис. 2.2.4);

E_{cd}/E_s в.п. – визначення коефіцієнту приведення α_E по формулі (2.11); розташування бетонної частини перерізу по верхньому обрізу сталевого U-подібного холодноформованого профілю (див. рис. 2.2.4).



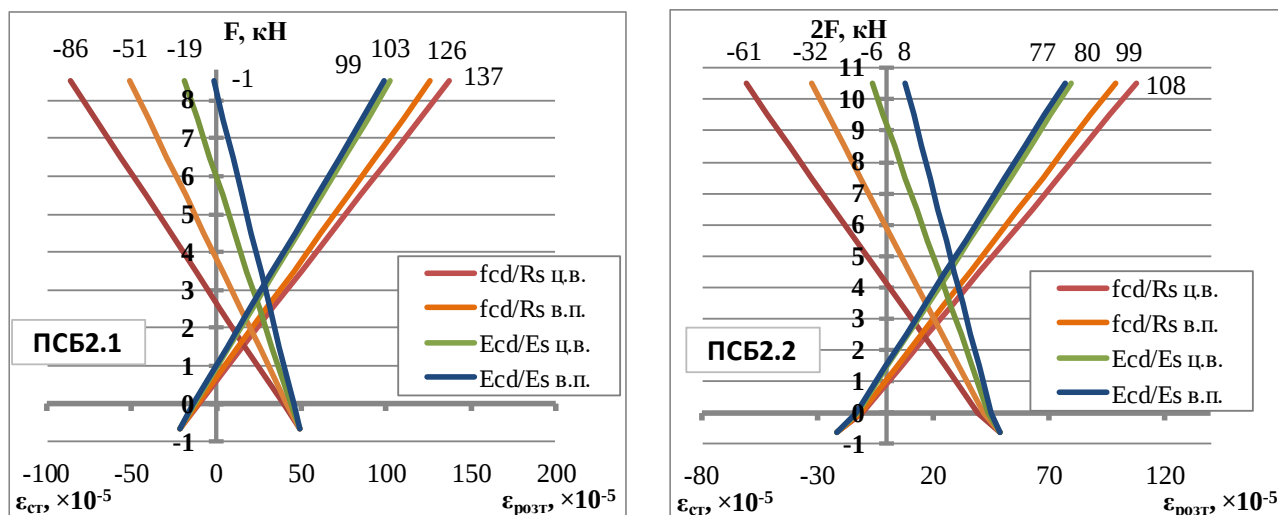
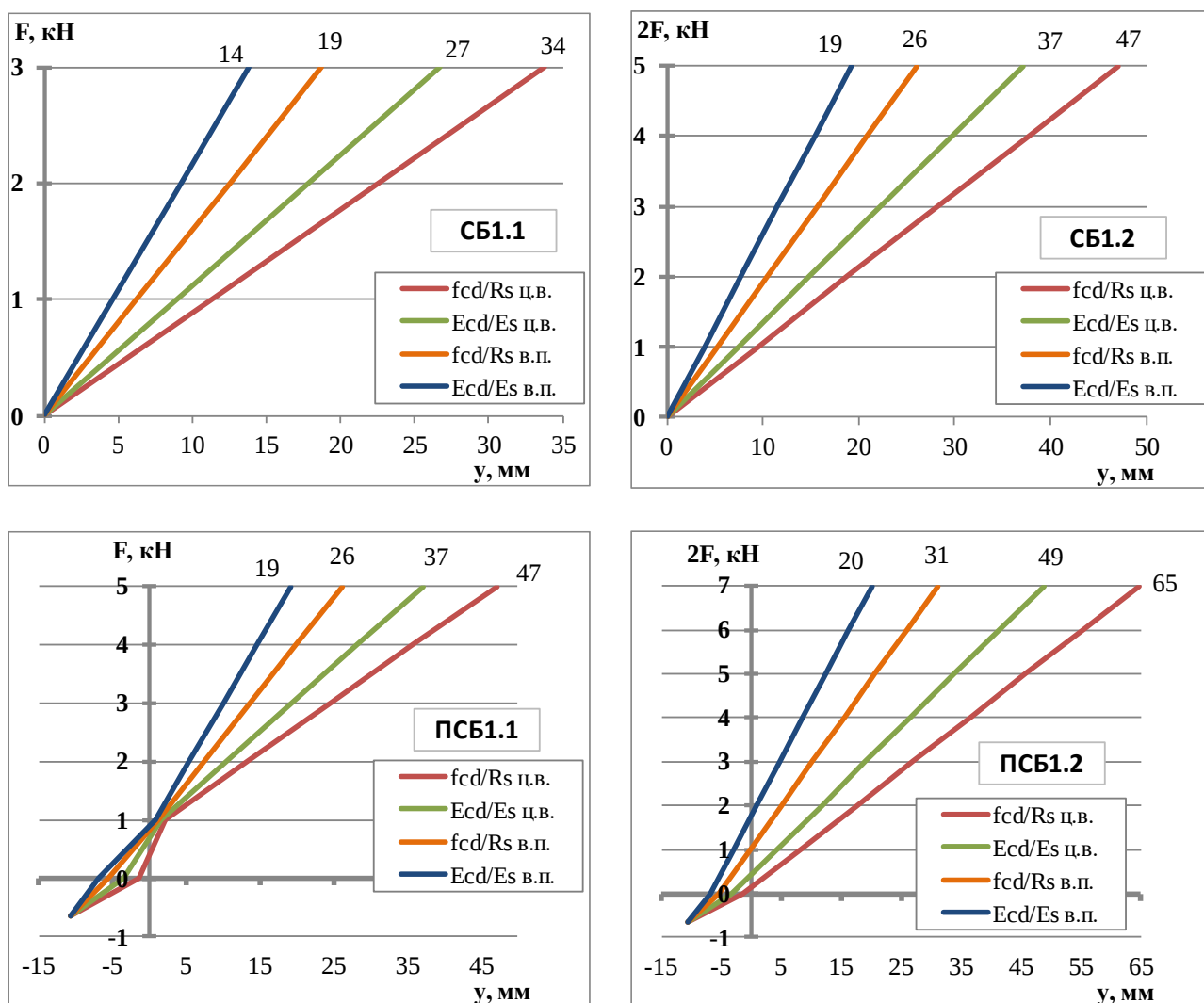


Рис. 2.2.8 – Зміна відносних деформацій в крайніх волокнах перерізу (міцності) сталезалізобетонних балок із холодноформованих сталевих профілів (шифрування типів балок див. рис. 2.2.5)



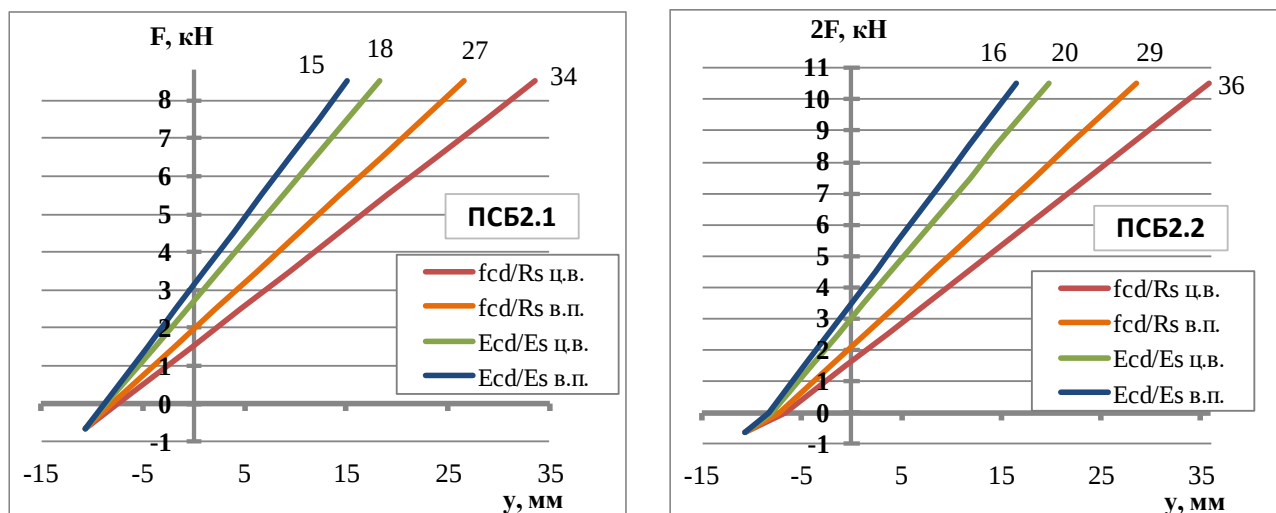


Рис. 2.2.9 – Зміна прогинів (деформативності) сталезалізобетонних балок із холодноформованих сталевих профілів (шифрування типів балок див. рис. 2.2.5)

Як видно з графіків, показаних на рисунках 2.2.8 і 2.2.9, теоретично визначені відносні деформації крайніх волокон поперечного перерізу та прогини сталезалізобетонних балкових конструкцій, виготовлених із застосуванням холодноформованих U-подібних сталевих профілів, заповнених бетоном, значно змінюються в залежності від застосованої теоретичної моделі. Найбільші деформації отримані із застосування коефіцієнту приведення, визначеного шляхом ділення розрахункових опорів бетону до сталі, та розташуванням приведеної бетонної площі по її центру ваги. Для всіх інших методів відносні деформації волокон та прогини конструкції будуть меншими. У таблицях 2.2.1 і 2.2.2 показано кількісне порівняння зменшення деформацій в залежності від використаного теоретичного підходу. При цьому за одиницю взято найбільші значення відносних деформацій та прогинів. Зменшення деформацій в залежності від використаного теоретичного підходу пояснюється зміною положення центральної осі приведенного перерізу та відповідно збільшення відстані до крайніх волокон, що приводить до збільшення геометричних характеристик перерізу (осьового моменту інерції). Зміну геометричних характеристик представлено у таблиці 2.2.3.

Таблиця 2.2.1

Порівняння зменшення деформацій в крайніх волокнах сталезалізобетонних балок в залежності від використаного теоретичного підходу (див. рис. 2.2.8)

Шифр зразка (див. рис. 2.2.5)	Теоретичний підхід (див. пояснення до рис. 2.2.8)			
	f_{cd}/R_s ц.в.	E_{cd}/E_s ц.в.	f_{cd}/R_s в.п.	E_{cd}/E_s в.п.
СБ1.1	1	0,88	0,75	0,67
СБ1.2	1	0,88	0,75	0,67
ПСБ1.1	1	0,86	0,71	0,62
ПСБ1.2	1	0,86	0,71	0,62
ПСБ2.1	1	0,75	0,92	0,72
ПСБ2.2	1	0,74	0,92	0,71

Таблиця 2.2.2

Порівняння зменшення прогинів сталезалізобетонних балок в залежності від використаного теоретичного методу (див. рис. 2.2.9)

Шифр зразка (див. рис. 2.2.5)	Теоретичний підхід (див. пояснення до рис. 2.2.9)			
	f_{cd}/R_s ц.в.	E_{cd}/E_s ц.в.	f_{cd}/R_s в.п.	E_{cd}/E_s в.п.
СБ1.1	1	0,79	0,55	0,41
СБ1.2	1	0,79	0,55	0,41
ПСБ1.1	1	0,79	0,55	0,41
ПСБ1.2	1	0,76	0,48	0,31
ПСБ2.1	1	0,55	0,79	0,45
ПСБ2.2	1	0,55	0,80	0,46

Таблиця 2.2.3

Зміна геометричних характеристик перерізу сталезалізобетонних балок в залежності від використаного теоретичного методу (див. рис. 2.2.8)

Переріз	Теоретичний підхід (див. пояснення до рис. 2.2.9)			
	f_{cd}/R_s ц.в.	E_{cd}/E_s ц.в.	f_{cd}/R_s в.п.	E_{cd}/E_s в.п.
Відстань до положення центру ваги				
рис. 2.2.7, а ($h_{пер} = 50$ мм)	1	1,12	1,35	1,64
рис. 2.2.7, б ($h_{пер} = 80$ мм)	1	1,20	1,10	1,31
Момент інерції відносно горизонтальної осі				

рис. 2.2.7, а ($h_{\text{пер}} = 50 \text{ мм}$)	1	1,27	1,80	2,45
рис. 2.2.7, б ($h_{\text{пер}} = 80 \text{ мм}$)	1	1,53	1,19	1,72

Таким чином, теоретичний підхід приведення бетонної частини перерізу до фізико-механічних характеристик сталевій частини значно впливає на значення як геометричних характеристик, так і показників несучої здатності досліджуваних конструкцій. Найбільші значення відносних деформацій та прогинів отримано під час застосування коефіцієнту приведення $\alpha_R = f_{cd}/R_s$ із розташуванням смуги приведенного бетону по її геометричному центру ваги. Найменші значення отримано під час застосування коефіцієнту приведення $\alpha_E = E_{cd}/E_s$ із розташуванням смуги приведенного бетону по верхньому обрізу сталевого перерізу.

2.3 Розрахунок сталезалізобетонних конструкцій із холодноформованих сталевих профілів при двовісному навантаженні

Як відомо, цілий ряд будівельних конструкцій працюють на згин в двох площинах. Зокрема, прогони каркасу легкого стінового огороження піддаються дії комбінованого навантаження: вертикального (власна вага та вага стінових панелей) та горизонтального (вітровий тиск або розрядження). Оскільки вісь рівнодіючої такого навантаження часто не збігається з головними осями інерції швелера, елемент працює в умовах косого згину, що може призвести до кручення тонкостінних стержнів. Відкриті тонкостінні профілі мають дуже низьку жорсткість на кручення, що при косому згині призводить до значних деформацій та закручування перерізу. Холодноформовані сталеві профілі через свою малу товщину стінок (зазвичай 1.5–3.0 мм) надзвичайно чутливі до місцевої та дисторсійної втрати стійкості. При двовісному згині стиснуті полиці та частини стінок піддаються нерівномірному стиску, що провокує складні форми випинання.

Заповнення бетоном внутрішньої порожнини швелера радикально змінює цю ситуацію, перетворюючи розімкнений швелер на суцільний композитний блок. Бетонне заповнення або оточення профілю бетоном діє як безперервна пружна опора, яка кардинально змінює умови стійкості сталевих стінок. Місцева втрата стійкості у сталобетонних прогонах фактично блокується в одному напрямку: бетонна маса не дозволяє сталевому листу вигинатися всередину перерізу. Це призводить до того, що критичні напруження місцевого випинання зростають, а форма втрати стійкості зміщується в бік вищих гармонік із меншими амплітудами. Дисторсійна втрата стійкості, яка для С- та Z-профілів пов'язана з обертанням стиснутої полиці навколо лінії з'єднання зі стінкою, також ефективно стримується бетоном. Оскільки дисторсійне випинання зазвичай має довжину хвилі, що у кілька разів перевищує висоту перерізу, присутність жорсткого бетонного ядра змушує сталь працювати сумісно з бетоном, що дозволяє використовувати повну площу перерізу профілю без редуційних коефіцієнтів, характерних для порожніх CFS-елементів. Заповнення бетоном внутрішньої порожнини зміщує центр кручення та

центр ваги приведенного перерізу, наближаючи їх один до одного, що значно зменшує вплив крутного моменту на загальні напруження в перерізі. Попереднє напруження сталеві частини перерізу, створене у вертикальній площині, дозволяє знизити початковий рівень напружень у найбільш навантажених волокнах, що запобігає передчасному переходу металу в стадію текучості під дією вітрових навантажень. Крім того, бетонне осердя сприймає частину напружень від горизонтального вигину, що неможливо для порожнього профілю через втрату стійкості полиць. У таблиці 2.3.1 відзначені позитивні характеристики сталезалізобетонних прогонів із попереднім напруженням, що працюють в умовах двовісного згину. У таблиці 2.3.2 відзначено позитивний вплив бетону на обмеження форм втрати стійкості таких сталезалізобетонних прогонів.

Таблиця 2.3.1

Вплив бетонного заповнення та попереднього напруження сталеві частини на ефективність роботи сталезалізобетонних прогонів при косому згині

Складова навантаження	Вплив на сталевий профіль	Вплив на бетонне ядро	Роль попереднього напруження
<i>Вертикальна (власна вага)</i>	Розтяг нижньої полиці	Стиск верхньої зони	Компенсація деформацій (попередній вигин вгору)
<i>Горизонтальна (вітрове навантаження)</i>	Згин відносно осі з меншими геометричними характеристиками	Додатковий стиск/розтяг	Зміщення нейтральної осі в бік рівнодіючої навантаження
<i>Кручення (від позацентрового прикладення навантаження)</i>	Деформація стінки	Практично відсутнє (бетон тримає форму)	Відсутність депланації перерізу (стабільна геометрія)

Таблиця 2.3.2

Вплив бетонного заповнення сталевих частин на обмеження форм втрати стійкості сталезалізобетонних прогонів при косому згині

Форма втрати стійкості	Характеристика сталевих елементів	Вплив бетону при косому згині
<i>Місцеве випинання</i>	Вигин окремих пластин	Обмеження вигину всередину, підвищення критичних напружень.
<i>Депланація перерізу</i>	Обертання полиць, зміна форми контуру	Жорстка фіксація положення полиць відносно ядра
<i>Загальна втрата стійкості</i>	Згин із крученням вздовж прогону	Кардинальне збільшення крутної жорсткості

У випадках косого згину, коли виникає значна стискальна складова в одній із полиць сталевих профілів, бетонне заповнення дозволяє прогону досягати пластичного моменту опору, що неможливо для тонкостінних сталевих профілів без заповнення через їхню передчасну втрату стійкості в пружній стадії. Напруження в кутових зонах холодноформованих профілів, де в процесі виготовлення виникає наклеп сталі, можуть бути на 35–50% вищими за межу текучості плоских ділянок, і бетонне заповнення сприяє повнішій реалізації цієї підвищеної міцності при косому згині. У тонкостінних сталевих профілях напруження від бімоментів можуть бути сумірними з напруженнями від чистого згину. Створення сталобетонного перерізу дозволяє перерозподілити ці зусилля: бетон сприймає значну частину стискальних зусиль, що виникають внаслідок депланації перерізу, а сталевий профіль працює як зовнішнє армування та обійма, що стримує поперечне розширення бетону.

Нормативні підходи до розрахунку на косий згин сталезалізобетонних прогонів. Чинні нормативи, такі як Єврокод 4 (EN 1994-1-1) та північноамериканський AISI S100, пропонують різні методики перевірки несучої здатності сталобетонних елементів при сумісній дії моментів. Єврокод 4 базується

на використанні кривих взаємодії, де для двовісного згину зазвичай застосовується лінійна або опукла апроксимація між відносними моментами $M_y/M_{pl,y}$ та $M_z/M_{pl,z}$.

Однак експериментальні дослідження сталобетонних прогонів із холодноформованих сталевих профілів вказують на те, що лінійне рівняння взаємодії часто є занадто консервативним і недооцінює реальну міцність на 50–68%. Це пов'язано з тим, що норми розраховані на гарячекатані профілі або товстостінні труби, де ефекти втрати стійкості не так домінують, як у тонкостінних холодноформованих профілях. Для холодноформованих сталобетонних прогонів перспективним є розвиток методу прямої міцності (Direct Strength Method), адаптованого для композитних перерізів, який би враховував підвищену стійкість сталевих пластин за наявності бетонного заповнення.

В українській нормативній базі ДСТУ Б В.2.6-206:2015 «Розрахунок і конструювання згинальних і стиснутих елементів сталезалізобетонних конструкцій будівель та споруд» регламентує розрахунок сталезалізобетонних конструкцій, акцентуючи увагу на забезпеченні сумісної роботи та врахуванні реологічних властивостей бетону. Також необхідно пам'ятати, що при косому згині прогонів тривала дія навантаження призводить до перерозподілу напружень між бетоном та сталлю внаслідок повзучості бетону, що може збільшувати напруження в сталевому профілі на 10–20% у часі.

Таким чином, при дослідженні двовісного згину сталобетонних прогонів ключовим аспектом є визначення розподілу нормальних напружень, які виникають внаслідок дії згинальних моментів M_y та M_z відносно головних осей інерції. Для сталобетонних елементів ситуація ускладнюється тим, що нейтральна вісь не проходить через головні осі перерізу сталевго профілю. Використання бетону зміщує нейтральну вісь у бік найбільш жорсткої частини перерізу, а кут її нахилу β не збігається з кутом нахилу вектора сумарного моменту α .

У лінійно-пружній стадії розрахунок сталезалізобетонних прогонів при косому згині базується на методі приведенного перерізу, де бетонна частина трансформується в еквівалентну сталеву площу через коефіцієнт приведення (див. формули (2.10) і (2.11)). Однак при косому згині прогонів із відкритими профілями,

такими як U-подібний профіль, як було сказано раніше, варто враховувати можливий обтиск бетону сталевим профілем шляхом більш точного розташування центру ваги приведеної смуги бетонного перерізу (див. рис. 2.2.3 і 2.2.4).

Для сталебетонних прогонів із холодноформованих профілів, що працюють у режимі двовісного згину, рівняння нейтральної осі визначається через приведені моменти інерції. Важливо відмітити, що за умови виходу бетону з роботи в розтягнутій зоні через тріщиноутворення, положення нейтральної осі стає функцією прикладеного навантаження, що вимагає ітераційного підходу до розрахунку. Дослідження підтверджують, що в сталебетонних прогонах розподіл деформацій залишається плоским до досягнення межі несучої здатності, проте напруження в сталевому профілі та бетоні розподіляються згідно з їхніми модулями пружності та нелінійними діаграмами деформування. У таблиці 2.3.3 наведено роль бетонного заповнення на визначення положення нейтральної осі сталезалізобетонного прогону при косому згині.

Таблиця 2.3.3

Вплив бетонного заповнення сталевих частини на обмеження форм втрати стійкості сталезалізобетонних прогонів при косому згині

Геометричний параметр	Вплив на двовісний згин	Роль бетонного заповнення
<i>Положення центральних осей</i>	Визначає плече прикладення зовнішніх сил M_y та M_z	Зміщується в бік бетону, що змінює розподіл плечей внутрішніх сил
<i>Центр зсуву</i>	Відхилення від центральних осей викликає кручення	Наближається до центру ваги у заповнених закритих перерізах, зменшуючи кручення
<i>Осьові моменти інерції I_y та I_x</i>	Визначають кут нахилу нейтральної осі β	Збільшуються нерівномірно, що дозволяє коригувати жорсткість прогону в слабкій площині
<i>Секторіальний момент інерції I_k</i>	Визначає опір депланації (бімоментам)	Значно зростає, що мінімізує напруження від кручення

Звичайно, для аналізу сталебетонних прогонів при двовісному згині найбільш ефективним інструментом є нелінійний метод скінченних елементів, про

що йтиметься у розділі 4. Таке моделювання враховує як фізичну нелінійність бетону (тріщиноутворення, роздроблення), так і геометричну нелінійність сталевих профілів. При створенні скінченно-елементних моделей сталевий профіль для зменшення кількості скінченних елементів зазвичай представляється оболонковими елементами, які здатні адекватно відтворювати ефекти місцевого та дисторсійного випинання. Бетон моделюється об'ємними солід-елементами. Контактна взаємодія між сталлю та бетоном описується через спеціальні інтерфейсні елементи або алгоритми Surface-to-Surface contact, що враховують тертя та можливість відриву (separation) сталі від бетону.

Нижче формалізовано методику визначення компонентів напружено-деформованого стану (відносних деформацій) для композитних стержневих елементів, сформованих на базі U-подібних холодноформованих сталевих профілів із бетонним заповненням. Теоретично обґрунтовано, що імплементація вектору початкових деформацій, який є інверсним до експлуатаційних прогинів, виступає ключовим фактором зростання несучої здатності системи. При цьому, шляхом багатокритеріальної оптимізації параметрів попереднього вигину та співвідношення жорсткостей компонентів перерізу, досягається синергетичний ефект підвищення як граничного опору, так і деформативної жорсткості стержня.

Далі наведено аналітичні залежності для оцінки деформацій крайніх фібр перерізу в умовах складного опору – косого (двовісного) згину із врахуванням попереднього напруження сталевих частин перерізу (див. алгоритм на рис. 2.1.2). Слід зазначити, що граничні умови для стадій виготовлення (I та II стадії) характеризуються наступним чином: стадія I – попередній вигин сталевих профілів, при якому сталева оболонка перебуває у стані одновісного вигину (виключно у вертикальній площині) з вектором, протилежним експлуатаційному. Тому деформації в сталевій частині перерізу можливо знайти за формулою:

$$\varepsilon_1^{steel} = \varepsilon_2^{steel} = \pm \frac{M_{pr} \cdot y_p}{EI_{st_x}}. \quad (2.13)$$

Стадія II – бетонування внутрішньої порожнини та фіксація попередньо зігнутого стану сталевго профілю. Деформації у бетонному ядрі на цих етапах приймаються рівними нулю:

$$\varepsilon_1^{\text{concrete}} = \varepsilon_2^{\text{concrete}} = 0. \quad (2.14)$$

Третій етап (експлуатаційна стадія) характеризується повною інтеграцією компонентів перерізу, що забезпечує їх спільну роботу під дією зовнішнього навантаження. При цьому алгоритм розрахунку деформацій базується на диференційованому підході до складових матеріалів із врахуванням гіпотез, викладених на початку розділу 2.2, враховуючи, що для бетонного масиву прийнято гіпотезу про нульовий початковий напружено-деформований стан, тобто інкремент деформацій відраховується від недеформованої схеми, а для сталевго профілю реалізується принцип лінійної суперпозиції, де фінальні деформації формуються шляхом адитивного накладання експлуатаційних компонентів (від довільного зовнішнього навантаження) на поле попередніх напружень (від одновісного вигину), згенерованих на першій стадії.

Графічну інтерпретацію математичної моделі зовнішнього навантаження та вказування крайніх точок, у яких знаходяться значення критичних відносних деформацій, наведено на рис. 2.3.1. Аналітичні залежності для визначення фібрових відносних деформацій у характерних точках перерізу при косому напруженому стані наведено у формулах (2.15)...(2.22).

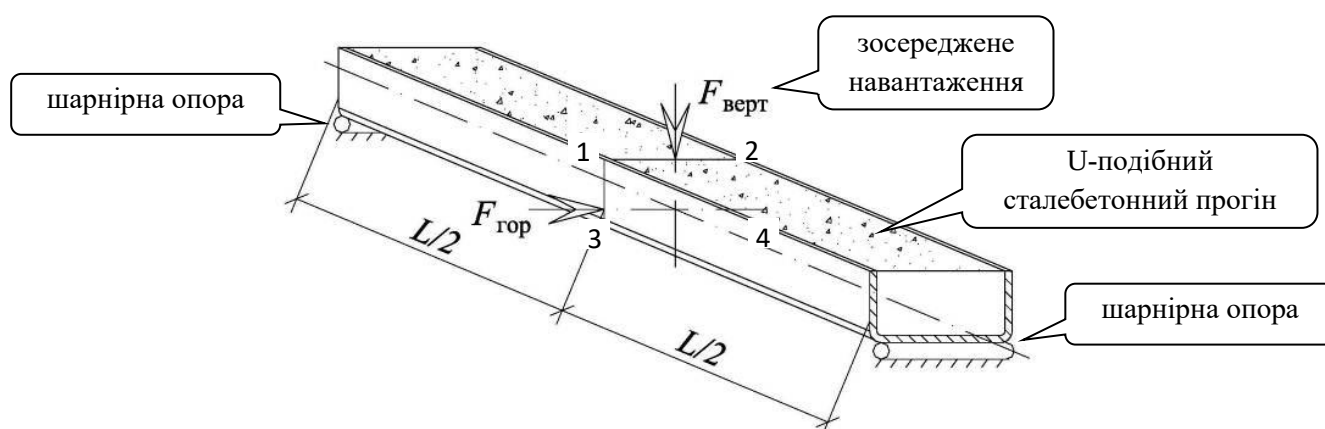


Рис. 2.3.1 – Схема експлуатаційного завантаження сталезалізобетонного прогону при косому згині та вказування крайніх точок перерізу, для яких знаходять фіброві деформації за формулами (2.15)...(2.22)

Фіброві деформації на третій експлуатаційній стадії будуть визначатися:

для сталеві частини перерізу:

$$\varepsilon_{3.1}^{steel} = \frac{M_{pr} \cdot y_p}{EI_{st}} - \frac{M_{F_V} \cdot y_p}{EI_{src_X}} - \frac{M_{F_H} \cdot x_p}{EI_{src_Y}}; \quad (2.15)$$

$$\varepsilon_{3.2}^{steel} = \frac{M_{pr} \cdot y_p}{EI_{st}} - \frac{M_{F_V} \cdot y_p}{EI_{src_X}} + \frac{M_{F_H} \cdot x_p}{EI_{src_Y}}; \quad (2.16)$$

$$\varepsilon_{3.3}^{steel} = -\frac{M_{pr} \cdot y_p}{EI_{st}} + \frac{M_{F_V} \cdot y_p}{EI_{src_X}} - \frac{M_{F_H} \cdot x_p}{EI_{src_Y}}; \quad (2.17)$$

$$\varepsilon_{3.4}^{steel} = -\frac{M_{pr} \cdot y_p}{EI_{st}} + \frac{M_{F_V} \cdot y_p}{EI_{src_X}} + \frac{M_{F_H} \cdot x_p}{EI_{src_Y}}; \quad (2.18)$$

для бетонної частини перерізу:

$$\varepsilon_{3.1}^{concrete} = -\frac{M_{F_V} \cdot y_p}{EI_{src_X}} - \frac{M_{F_H} \cdot x_p}{EI_{src_Y}}; \quad (2.19)$$

$$\varepsilon_{3.2}^{concrete} = -\frac{M_{F_V} \cdot y_p}{EI_{src_X}} + \frac{M_{F_H} \cdot x_p}{EI_{src_Y}}; \quad (2.20)$$

$$\varepsilon_{3.3}^{concrete} = \frac{M_{F_V} \cdot y_p}{EI_{src_X}} - \frac{M_{F_H} \cdot x_p}{EI_{src_Y}}; \quad (2.21)$$

$$\varepsilon_{3.4}^{concrete} = \frac{M_{F_V} \cdot y_p}{EI_{src_X}} + \frac{M_{F_H} \cdot x_p}{EI_{src_Y}}; \quad (2.22)$$

У формулах (2.13)...(2.22) прийняті наступні позначення:

ε^{steel} – відносні деформації сталеві частини перерізу;

$\varepsilon^{concrete}$ – відносні деформації бетонної частини перерізу;

M_{pr} – згинальний момент попереднього напруження сталеві частини перерізу;

M_{F_V} – згинальний момент від експлуатаційного навантаження у вертикальній площині;

M_{F_H} – згинальний момент від експлуатаційного навантаження у горизонтальній площині;

x_p ; y_p – координати точки;

EI_{st_x} – жорсткість на згин сталевій частині перерізу стержня відносно горизонтальної центральної вісі x ;

EI_{src_x} – жорсткість на згин сталезалізобетонного стержня відносно горизонтальної центральної вісі x ;

EI_{src_y} – жорсткість на згин сталезалізобетонного стержня відносно вертикальної центральної вісі y ;

На рисунку 2.3.2 показано ескізи розподілів відносних деформацій у перерізах утвореного попередньо напруженого сталезалізобетонного стержня при двовісному згинальному навантаженні. При цьому схему завантаження балки показано на рисунку 2.3.1: однопролітна балка на двох шарнірних опорах завантажена посередині прольоту зосередженим навантаженням.

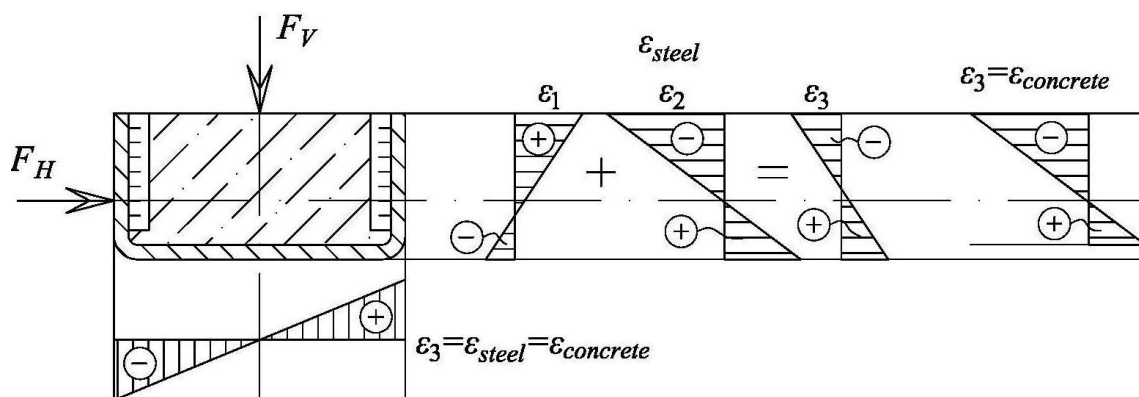


Рис 2.3.2 – Ескізи розподілів відносних деформацій у перерізах утвореного попередньо напруженого сталезалізобетонного стержня при двовісному згинальному навантаженні (розрахункову схему стержня див. рис. 2.3.1)

Таким чином, робота сталезалізобетонних прогонів із холодноформованих профілів при двовісному згині характеризується високою ефективністю за рахунок синергії матеріалів. Бетонне заповнення не лише збільшує моменти інерції перерізу, але й кардинально підвищує критичні напруження місцевої та дисторсійної втрати стійкості сталевих профілів, перетворюючи його з гнучкого елемента на жорстку обойму, а також підвищує рівень корозійного захисту внутрішньої поверхні сталевих профілів. При косому згині особливо проявляється перевага заповнених перерізів у зменшенні крутих деформацій та бімоментів, що є критичним для відкритих U-подібних профілів.

2.4 Обчислення зусиль у зв'язках зсуву двокомпонентних сталезалізобетонних балкових конструкцій із холодноформованих профілів

Як було вже зазначено, механічна взаємодія між сталевим профілем та бетонним заповненням у складі комбінованих сталезалізобетонних конструкцій із холодноформованих сталевих профілів є фундаментальним аспектом, що визначає їхню несучу здатність, жорсткість та експлуатаційну надійність. У контексті використання холодноформованих сталевих профілів для несучих та огорожувальних конструкцій, питання обчислення зусиль у зв'язках зсуву набуває специфічних рис, зумовлених малою товщиною стінок сталі, схильністю до місцевої та дисторсійної втрати стійкості, а також особливостями монтажу конекторів (зв'язків зсуву) без застосування зварювання. Традиційні методи розрахунку, розроблені для гарячекатаних профілів, вимагають суттєвої адаптації для врахування нелінійної податливості з'єднань та специфічних форм руйнування тонкостінного металу.

Робота двокомпонентного прогону під навантаженням базується на принципі передачі зсувних зусиль через контактну поверхню. У класичній теорії пружного згину суцільного перерізу дотичні напруження розподіляються за параболічним законом по висоті перерізу, досягаючи максимуму на рівні нейтральної осі та маючи стрибки і рівні зміни ширини поперечного перерізу. Однак у сталобетонній системі, де сталевий профіль та бетонна плита мають суттєво різні модулі пружності, виникає стрибок напружень на межі поділу матеріалів. Зв'язки зсуву призначені для сприйняття цього поздовжнього зсувного зусилля, забезпечуючи спільну роботу компонентів як єдиного конструктивного елемента (див. табл. 2.4.1).

Для ідеально жорсткого з'єднання (повна взаємодія) розподіл деформацій по висоті перерізу залишається лінійним згідно з гіпотезою плоских перерізів Бернуллі-Ейлера. У такому випадку інтенсивність поздовжнього зсуву q (зусилля на одиницю довжини) визначається за формулою:

$$q = V \cdot Q_c / I_{tr}; \quad (2.23)$$

де V – розрахункова поперечна сила;

Q_c – статичний момент приведеної бетонної частини відносно нейтральної осі композитного перерізу;

I_{tr} – момент інерції приведенного перерізу.

Проте для холодноформованих профілів використання жорстких зв'язків є практично неможливим через податливість тонких стінок профілю та деформативність механічних кріплень (болтів, гвинтів). Це зумовлює виникнення відносного проковзування s на інтерфейсі, що призводить до часткової взаємодії.

Таблиця 2.4.1

Аналіз типів взаємодії сталевोї та бетонної частин сталезалізобетонної балкової конструкції із холодноформованого сталевого профілю

Параметр взаємодії	Повна взаємодія	Часткова взаємодія
<i>Гіпотеза плоских перерізів</i>	Справедлива для всього перерізу	Справедлива лише для кожного компонента окремо
<i>Відносне проковзування s</i>	Дорівнює нулю по всій довжині	Змінюється вздовж прольоту, максимізуючись на опорах
<i>Розподіл відносних деформацій по висоті перерізу</i>	Неперервний лінійний графік	Стрибок деформацій на межі поділу матеріалів
<i>Розрахункова жорсткість</i>	Максимально можлива для даного перерізу	Знижена залежно від податливості зв'язків

Найбільш адекватною математичною моделлю для опису роботи податливих зв'язків зсуву є теорія Ньюмарка, яка розглядає композитну балку як систему з розподіленими пружинами на інтерфейсі. Основним невідомим у цій моделі виступає поздовжня сила в бетонній плиті $N_c(x)$ або величина ковзання $s(x)$. Диференціальне рівняння другого порядку для визначення внутрішніх зусиль має вигляд:

$$dx \times d^2 N_c(x) - \alpha \times 2 \times N_c(x) = -\beta \times M(x); \quad (2.24)$$

де $M(x)$ – згинальний момент у перерізі x . Параметри α та β інтегрують у собі геометричні характеристики перерізу, модулі пружності матеріалів та жорсткість з'єднання k .

Жорсткість з'єднання k для холодноформованих систем визначається не лише властивостями самого конектора (наприклад, болта), а й локальною жорсткістю сталевий стінки в зоні отвору. У тонкостінних профілях (товщиною 1,5–3,0 мм) деформація отвору під навантаженням може становити значну частку загального ковзання. Це обумовлює необхідність використання нелінійних залежностей "зусилля-ковзання" (P-s) при розрахунку реальних зусиль у конекторах, особливо у стадіях, близьких до граничних.

Аналіз розв'язків рівняння Ньюмарка показує, що для прогонів під дією рівномірно розподіленого навантаження w розподіл зсувних зусиль у зв'язках суттєво відрізняється від лінійного розподілу поперечної сили V . Максимальна інтенсивність зсуву спостерігається поблизу опор, проте наявність ковзання призводить до «згладжування» пікових значень та часткового перенесення навантаження на середні ділянки прольоту.

Для практичних обчислень у разі використання дискретних (точкових) конекторів (болтів) із кроком s , зусилля в одиничному зв'язку Q_i визначається інтегруванням погонного зсуву на ділянці впливу:

$$Q_i = \int x_i - s/2 x_i + s/2 q(x) dx. \quad (2.25)$$

У спрощених інженерних моделях часто використовують метод пластичного розподілу, де припускається, що до моменту руйнування всі конектори на ділянці від опори до точки максимального моменту досягають своєї граничної несучої здатності P_{Rd} . Однак цей підхід є допустимим лише для пластичних зв'язків, здатних витримувати проковзування понад 6 мм без значного зниження опору, що не завжди характерно для тонкостінних систем.

Несуча здатність одиничного зв'язку P_{Rd} обчислюється як мінімальне значення за декількома критеріями руйнування:

зріз сталевий конектора:

$$R_{k,s} = 0,8 \cdot f_{ub} \cdot A_s, \quad (2.26)$$

де f_{ub} – межа міцності сталі болта (конектора);

A_s – площа перерізу болта (конектора);

руйнування бетону (виколювання конуса або зминання):

$$P_{Rk,C} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 f_{ck} \cdot E_{cm}, \quad (2.27)$$

де d – діаметр болта;

f_{ck} – міцність бетону;

зминання отвору в тонкостінному профілі:

$$P_n = 4,64 \cdot a \cdot t + 1,53 \cdot d \cdot t \cdot F_u. \quad (2.28)$$

Через малу товщину t сталі, останній фактор часто стає визначальним. Згідно з AISI, несуча здатність при зминанні залежить від діаметра d та межі міцності сталі профілю F_u .

Для адекватного врахування специфіки холодноформованих сталевих профілів запропоновано модифікований підхід до Єврокоду 4, що включає корекційний коефіцієнт k_f , який враховує поперечну відстань між конекторами та товщину профілю. Дослідження підтверджують, що взаємодія зон локальних деформацій у тонкій сталі навколо сусідніх болтів знижує загальну ефективність з'єднання, якщо крок менше певного порогу.

Таким чином, основним типом зв'язків для сталезалізобетонних прогонів із холодноформованих сталевих профілів, заповнених бетоном, є стержневі з'єднання. У залежності від товщини сталевих профілів стержневі з'єднання можуть встановлюватися у попередньо просвердлені отвори або бути самонарізними, чи приварюватися до масивних полиць (див. табл. 2.4.2).

Як було зазначено вище, холодноформовані профілі характеризуються високою гнучкістю стінок та полиць. При роботі у складі сталезалізобетонного прогону бетонне заповнення забезпечує безперервне розкріплення верхньої полиці холодноформованого сталевих профілю, що суттєво підвищує його стійкість. Проте зусилля, що передаються через конектори, створюють локальні зони стиснення в сталі, які можуть спровокувати місцеву втрату стійкості стінки під конектором (див. табл. 2.4.3). Це явище викликає перерозподіл зусиль: локальна втрата жорсткості сталевих елементів призводить до того, що конектор перестає

сприймати додаткове навантаження, і зсувне зусилля «перетікає» на сусідні зв'язки. Такий каскадний процес може спричинити прогресуюче руйнування з'єднання. Для запобігання цьому при розрахунку зусиль у зв'язках слід враховувати обмеження по мінімальному кроку $s_{min} \geq 5d$ та максимальному кроку $s_{max} \leq 4h$, що гарантує цілісність плити та стабільність передачі зсуву.

Таблиця 2.4.2

Можливості застосування зв'язків зсуву у сталезалізобетонних прогонах із холодноформованих сталевих профілів

Чинник впливу	Наслідок для зусиль у зв'язках	Рекомендації з розрахунку
Товщина профілю $t < 2.0 \text{ мм}$	Високий ризик нахилу болта та розриву отвору	Введення коефіцієнта $k_f < 1.0$
Діаметр болта $d > 12 \text{ мм}$	Схильність до крихкого руйнування бетону	Перевірка за критерієм бетонного конуса
Низька міцність бетону	Збільшення ковзання, зниження жорсткості k	Використання нелінійної моделі жорсткості
Гофрована стійка профілю	Підвищення жорсткості на 30–40%	Врахування збільшеного кроку зв'язків

Таблиця 2.4.3

Вплив зв'язків зсуву на форми втрати стійкості холодноформованих сталевих профілів сталезалізобетонних прогонів

Форма втрати стійкості сталевих профілів	Вплив зв'язків зсуву	Метод компенсації в розрахунку
Місьцеве випинання	Зминання стінки під болтом	Розрахунок за A_{eff} та зниження P_{Rd}
Депланація перерізу	Відгин полиць із конекторами	Обмеження кроку s для фіксації перерізу
Загальна втрата стійкості	Концентрація зсуву в «трійниках»	Спеціальні формули перерозподілу для перфорованих балок

Загалом, вираз для знаходження коефіцієнту жорсткості зв'язків зсуву можна записати у вигляді:

$$\chi = \frac{q_\tau}{\Delta_{zc}} = \frac{q_\tau}{w(y)} = \frac{q_\tau}{C_1 + C_2 \cdot y + C_3 \cdot y^2 + C_4 \cdot y^3 - \Delta(y)}, \quad (2.29)$$

де сталі інтегрування та інтегральний оператор знаходять використовуючи інтегральну методику.

Відповідно із основними залежностями теорії складених стержнів лінійне диференціальне рівняння другого порядку для знаходження рівнодіючої дотичних зусиль T_z запишеться у вигляді:

$$T_z'' - \chi \cdot \delta \cdot T_z = \chi \cdot \Delta_p, \quad (2.30)$$

де коефіцієнти будуть визначатися наступним чином:

$$\begin{aligned} \Delta_p &= -\frac{N_s^0}{E_s \cdot A_s} + \frac{N_c^0}{E_c \cdot A_c} - \frac{M^0 \cdot h}{E_s \cdot I_s + E_c \cdot I_c}; \\ \delta &= \frac{1}{E_s \cdot A_s} + \frac{1}{E_c \cdot A_c} + \frac{h^2}{E_s \cdot I_s + E_c \cdot I_c}. \end{aligned} \quad (2.31)$$

де E_c, E_s – модулі пружності (модуль Юнга) відповідно бетонного і сталевго шару;
 A_c, A_s – розрахункові площі поперечного перерізу відповідно бетонного і сталевго шарів;

N_c^0, N_s^0 – поздовжні зусилля, що виникають в кожному окремому шарі від дії зовнішнього стискального чи розтягувального навантаження чи попереднього обтиску без врахування зусиль, що передаються від зв'язків зсуву.

Розв'язком лінійного диференціального рівняння другого порядку (2.30) із врахуванням (2.31) буде наступний вираз:

$$T_z = A \cdot sh(\lambda z) + B \cdot ch(\lambda z) + \frac{\chi}{\lambda} \cdot \int_0^z \Delta(t) \cdot sh(\lambda \cdot (z - t)) dt. \quad (2.32)$$

Тоді фактичні погонні дотичні зусилля зсуву у перерізі на відстані z від лівої опори записують, знайшовши похідну від виразу (2.32):

$$q_r = T'_z = \lambda \cdot A \cdot ch(\lambda z) + \lambda \cdot B \cdot sh(\lambda z) + \chi \cdot \int_0^z \Delta(t) \cdot sh(\lambda \cdot (z - t)) dt. \quad (2.33)$$

У рівняннях (2.32) і (2.33) позначено:

$\lambda^2 = \chi \cdot \delta$ – коефіцієнт, що враховує дійсну жорсткість з'єднувальних засобів та податливість з'єднувальних шарів, знайдений із матриці жорсткостей зв'язків зсуву та самих шарів;

A та B – коефіцієнти, що визначаються із граничних умов на кінцях сталезалізобетонної балки по наведеній вище функціональній залежності (2.32), використовуючи наступні граничні умови: якщо на кінцях шва можливий взаємний зсув, то $T = 0$; якщо на кінцях шва заборонений взаємний зсув, то зсувне зусилля визначатиметься за знайденими χ та Δ_{zc} .

Формули (2.32) та (2.33) відтворюють розв'язок диференціального рівняння для визначення рівнодіючої дотичних зусиль T_z , який наведено в теорії складених стержнів, однак у них, на відміну від зазначеної теорії, коефіцієнт λ , що враховує фактичну жорсткість з'єднувальних засобів χ та деформативність бетону в зоні контакту з анкерами, слід визначати за ітераційною методикою з урахуванням реальних деформацій бетону в зоні контакту з анкерами..

Отже,, залежності (2.32) і (2.33) дозволяють визначити зсувні зусилля в контактному шві з урахуванням фактичних жорсткостей бетонного та сталевих шарів, кроку розташування та деформативності дискретних анкерних засобів між двома шарами стержня, а також граничних умов на кінцях стержня (наявності чи відсутності можливості зсуву між шарами).

Як приклад розглянемо роботу шарнірно обпертого сталезалізобетонного балкового елемента з холодноформованих сталевих профілів під дією зосередженого навантаження, прикладеного в середині прольоту. За умови прийняття гіпотези про абсолютну жорсткість зсувних зв'язків (коли погонна жорсткість шва прямує до нескінченності, а податливість, відповідно, – до нуля), взаємні зміщення (сліп) між сталевим та бетонним компонентами повністю виключаються, зокрема й на опорних ділянках. У цьому випадку інтегральний параметр зсувного зв'язку (коефіцієнт концентрації напружень) також набуває

нескінченно великих значень. Це дає змогу описувати напружено-деформований стан конструкції як суцільного біматеріального елемента, а функція розподілу дотичних зусиль на межі розділу фаз встановлюється відповідно до класичних положень теорії складених стержнів за формулами (2.32) і (2.33):

$$T_{z\text{ мон}} = \frac{F \cdot h \cdot z}{2 \cdot \delta \cdot (E_s \cdot I_s + E_c \cdot I_c)}; \quad (2.34)$$

$$q_{\tau\text{ мон}} = \frac{F \cdot h}{2 \cdot \delta \cdot (E_s \cdot I_s + E_c \cdot I_c)}. \quad (2.35)$$

Базуючись на фактичних геометричних параметрах та фізико-механічних властивостях матеріалів дослідних зразків серії СБ1 (див. розділ 3), було виконано розрахунок та графічну візуалізацію розподілу дотичних зусиль уздовж контактної інтерфейсу (див. рис. 2.4.1).

Розрахункова схема

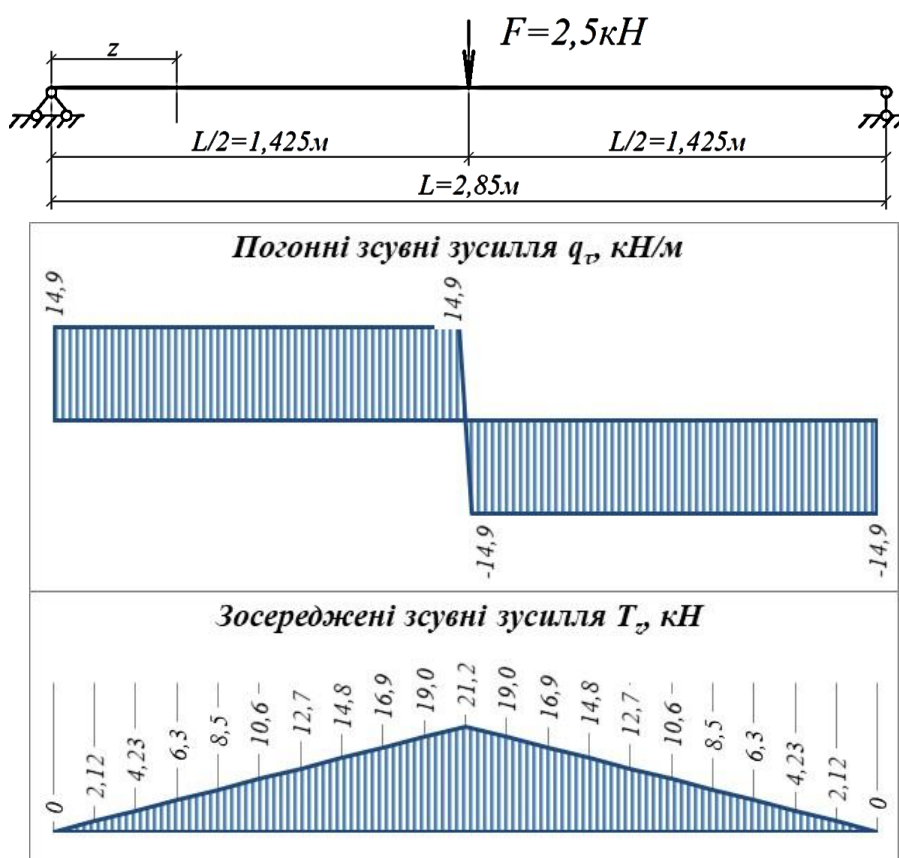


Рис. 2.4.1 – Характер поздовжнього розподілу зсувних зусиль у контактному шві сталезалізобетонного балкового елемента із холодноформованих сталевих профілів при схемі завантаження зосередженою силою в середині прольоту

Аналіз проводився в межах пружної роботи системи, що лімітується величиною зосередженого навантаження $F=2,5\text{кН}$. Аналізуючи розподіли показані на рисунку 2.4.1 слідує, що зсувні зусилля, визначені як для монолітної балки при абсолютно жорстких зв'язках зсуву (див. рис. 2.2.7), схематично повторюють обриси епюр внутрішніх зусиль: еюра погонних зсувних зусиль q_τ подібна епюрі поперечних сил Q_z ; еюра зосереджених зсувних зусиль T_z подібна епюрі згинальних моментів M_z . Із цієї точки зору найпростішими є анкери з окремих арматурних стержнів. Відмінність між розподілами q_τ та Q^0 полягає у «згладжуванні» на q_τ скачкоподібних ділянок епюри Q^0 . Виключення взаємного зсуву двох шарів на кінцях балок (зокрема шляхом встановлення жорстких упорів) дає змогу знизити погонні зсувні зусилля на приопорних ділянках балок. Це, своєю чергою, уможливорює зменшення кількості гнучких анкерів на таких ділянках. Величина взаємного зсуву двох шарів змінюється прямо пропорційно значенню погонних зсувних зусиль, а отже, залежить від кроку розташування з'єднувальних засобів та їхньої жорсткості. Обираючи тип анкерних засобів, слід враховувати не лише їхню несучу здатність і деформативність, а й простоту та технологічність приєднання до прокатного профілю за допомогою зварювання.

Висновок до розділу 2

1. Проаналізовано концептуальні основи формування раціонального напружено-деформованого стану в композитних елементах на базі гнутих профілів. Встановлено, що найбільш дієвим інструментом підвищення ефективності таких систем є технологія попереднього вигину (pre-cambering), яка передбачає введення початкових деформацій, вектор яких є інверсним до прогинів від зовнішнього навантаження. Такий попередній вигин дозволяє підвищити несучу здатність прогонів до 23%. Технічна реалізація цього стану досягається з використанням механічних засобів (домкратів) або попередньо напружених затяжок. У свою чергу, стабілізація (фіксація) отриманої геометрії може здійснюватися шляхом зварювання компонентів, модифікації граничних умов спирання або ж бетонуванням перерізу. У рамках даного дослідження запропоновано та обґрунтовано метод фіксації попереднього вигину сталевому U-профілю саме за рахунок створення композитного перерізу (інтеграції бетонного ядра), що розглядається як перспективне рішення для конструкцій стінових прогонів.

2. Теоретичний підхід приведення бетонної частини перерізу до фізико-механічних характеристик сталевих частини значно впливає на значення як геометричних характеристик, так і показників несучої здатності сталезалізобетонних балкових конструкцій, виготовлених із застосуванням холодноформованих U-подібних сталевих профілів, заповнених бетоном. Найбільші значення відносних деформацій та прогинів отримано під час застосування коефіцієнту приведення, обчисленого шляхом ділення розрахункових значень міцності бетону до сталі ($\alpha_R = f_{cd}/R_s$) із розташуванням смуги приведенного бетону по її геометричному центру ваги. Найменші значення відносних деформацій та прогинів (62% і 31% від найбільших теоретичних значень відповідно) отримано під час застосування коефіцієнту приведення, обчисленого шляхом ділення модулів пружності (модулів Юнга) бетону до сталі ($\alpha_E = E_{cd}/E_s$) із розташуванням смуги приведенного бетону по верхньому обрізу сталевих перерізів.

3. Робота сталезалізобетонних прогонів із холодноформованих профілів при двовісному згині характеризується високою ефективністю за рахунок синергії матеріалів. Бетонне заповнення не лише збільшує моменти інерції перерізу, але й кардинально підвищує критичні напруження місцевої та дисторсійної втрати стійкості сталевих профілів, перетворюючи його з гнучкого елемента на жорстку обойму, а також підвищує рівень корозійного захисту внутрішньої поверхні сталевих профілів. При косому згині особливо проявляється перевага заповнених перерізів у зменшенні крутих деформацій та бімоментів, що є критичним для відкритих U-подібних профілів.

4. Обчислення зусиль у зв'язках зсуву двокомпонентних сталезалізобетонних прогонів на основі холодноформованих сталевих профілів вимагає інтегрованого підходу, що поєднує класичну теорію композитних балок із врахуванням специфічних властивостей тонкостінної сталі. Основні розрахункові положення базуються на наступному. По-перше, обов'язковим є врахування часткової взаємодії через податливість механічних кріплень. Використання жорстких моделей веде до значного переоцінювання жорсткості прогону та недооцінювання зусиль у крайніх конекторах. По-друге, розрахункова міцність одиничного зв'язку в холодноформованих сталевих профілях повинна коригуватися з урахуванням товщини сталі та геометричної конфігурації полиць. Стандартні формули Єврокоду 4 мають застосовуватися лише спільно з поправочними коефіцієнтами (k_f , k_t), що враховують ефекти зминання тонкого металу та вплив профільованого настилу. По-третє, при проектуванні систем із гвинтовими конекторами слід враховувати їхню обмежену здатність до пластичного перерозподілу зусиль. Для таких систем розрахунок за пружною моделлю є більш обґрунтованим, ніж за жорстко-пластичною.

5. На прикладу базової розрахункової моделі у вигляді схеми із прикладанням зосередженого навантаження у центрі прольоту за умови реалізації гіпотези про абсолютну жорсткість об'єднання компонентів, систематизовано аналітичний апарат для оцінки напруженого стану (дотичних зусиль) у площині зсувних зв'язків композитних балок. Встановлено, що за відсутності податливості

з'єднань, визначення зсувних потоків на інтерфейсі «сталь-бетон» доцільно виконувати згідно з класичними алгоритмами теорії складених стержнів, розглядаючи переріз як квазімонолітну біматеріальну систему.

РОЗДІЛ 3

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ЗРАЗКІВ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ІЗ ХОЛОДНОФОРМОВАНИХ СТАЛЕВИХ ПРОФІЛІВ

3.1 Конструкція дослідних сталезалізобетонних балок з холодноформованих сталевих профілів

Конструктивна топологія експериментальних балок (довжина $L = 3000$ мм) базується на використанні холодногнутого швелера №10 (товщина стінки $t = 3$ мм) у U-подібній орієнтації з інтегрованим бетонним ядром. Програма випробувань передбачала диференціацію зразків за геометричними параметрами перерізу та відсотком армування (див. рис. 3.1.1):

- серії СБ1 та ПСБ1: характеризуються заповненням бетонної суміші в рівень з полицями профілю. Загальна висота перерізу становить $H = 50$ мм, що відповідає коефіцієнту армування $m_t = 11,4\%$ (див. розріз 1-1 на рис. 3.1.3);
- серія ПСБ2: відрізняється наявністю бетонного осердя висотою 30 мм над рівнем сталевих профілів. Сумарна висота перерізу досягає $H = 80$ мм, при цьому коефіцієнт армування знижується до $m_t = 7,3\%$ (див. розріз 1-1* на рис. 3.1.3).

Ширина перерізу для всіх модифікацій дослідних зразків є уніфікованою і становить $B = 100$ мм.

Механізм забезпечення спільної роботи компонентів (shear transfer) реалізовано через багаторівневу систему анкерування:

1. Жорсткі вертикальні зв'язки: арматурні стрижні діаметром 6 мм класу А240С, $L=40$ мм), приварені до внутрішніх граней полиць зі змінним кроком (рис. 3.1.3). Суцільний зварний шов по висоті анкера нівелює можливість його згину, що в поєднанні з торцевими пластинами (товщиною $t = 4$ мм) дозволяє класифікувати систему як композитну конструкцію з жорсткими

зсувними зв'язками. Загальний вигляд сталевих частини зразків із привареними вертикальними зв'язками показано на рисунку 3.1.4.

- Гнучкі S-подібні анкери: додаткові елементи (діаметром 6 мм класу А240С), встановлені на стінці швелера (див. рис. 3.1.5 та 3.1.6). Їх функціональне призначення – запобігання відшаруванню (uplift) та включення в роботу на стадії розвитку пластичних деформацій і втрати місцевої стійкості сталевих оболонки.

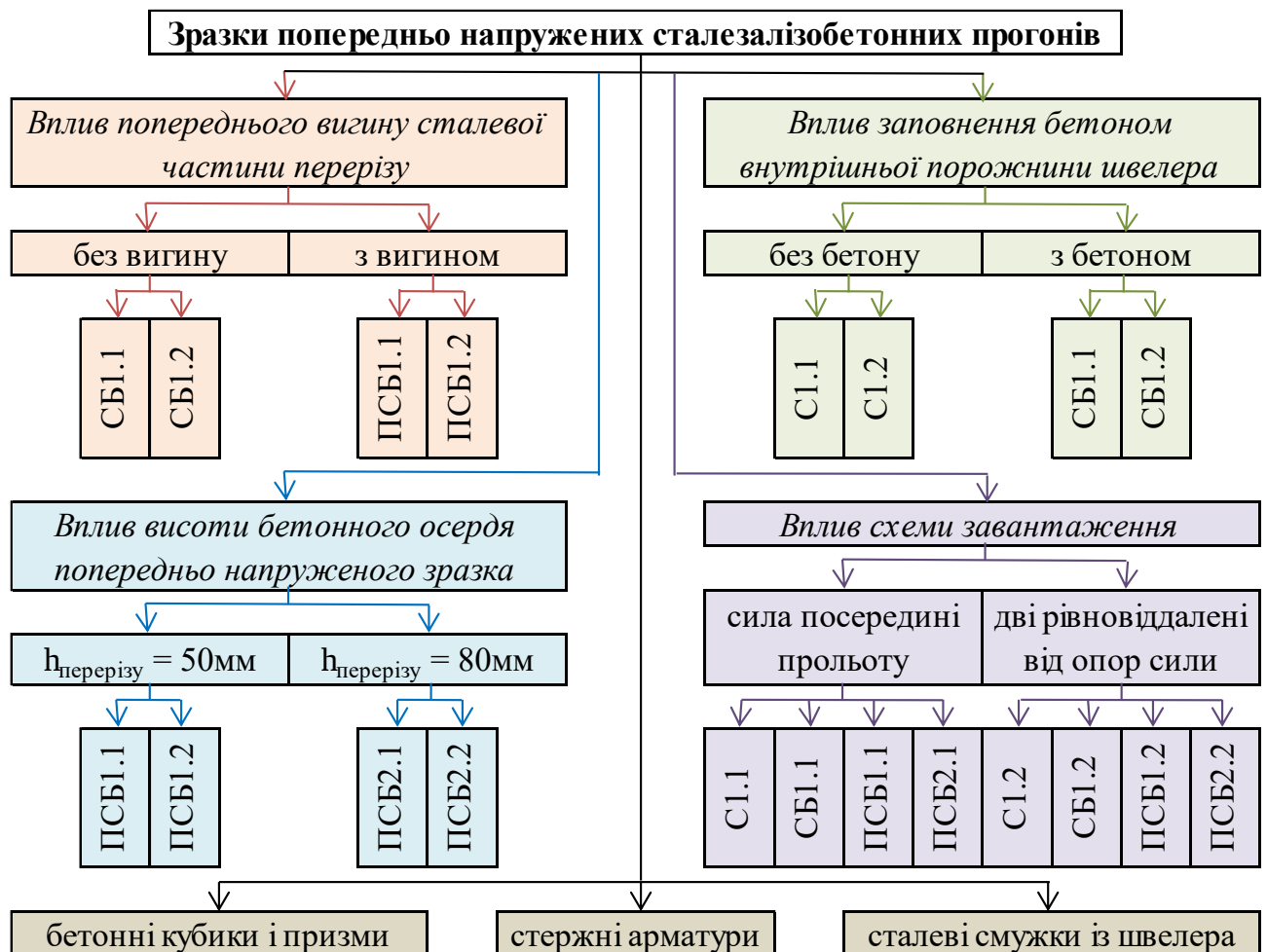


Рис. 3.1.1 – Схема планування експериментальних досліджень

Структурна організація експериментальних досліджень (графічно візуалізована на рис. 3.1.2) передбачає диференціацію об'єктів на три базові групи. З метою забезпечення статистичної достовірності та відтворюваності отриманих результатів, кожна серія представлена парою ідентичних зразків-дублерів («близнюків»). Експериментальні дослідження проводилися в лабораторії кафедри

будівельних конструкцій навчально-наукового інституту архітектури, будівництва та землеустрою.

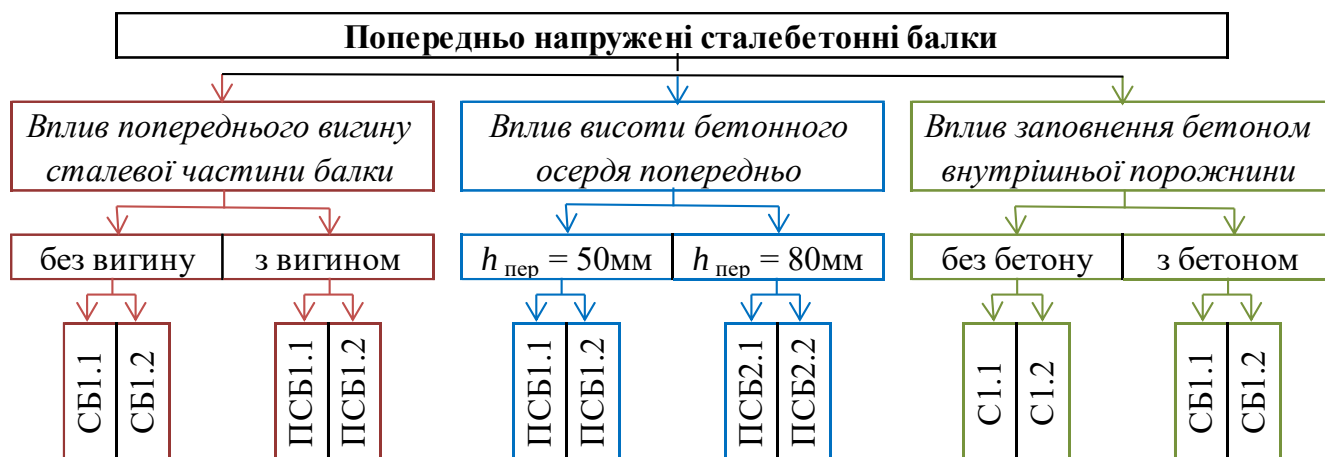


Рис. 3.1.2 – Схема досліджень сталобетонних балок серій СБ1, ПСБ1 і ПСБ2

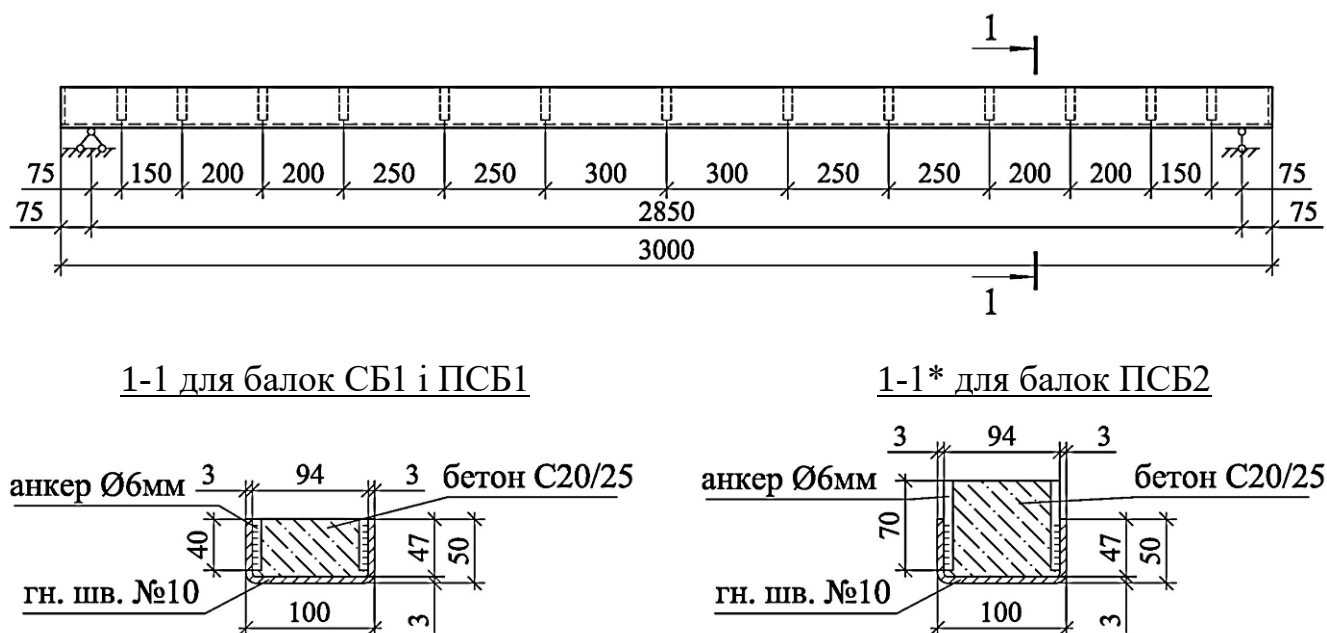


Рис. 3.1.3 – Геометричні параметри однопролітних сталебетонних балок



Рис. 3.1.4 – Загальний вигляд сталеві частини зразків із привареними вертикальними зв'язками та S-подібними анкерами

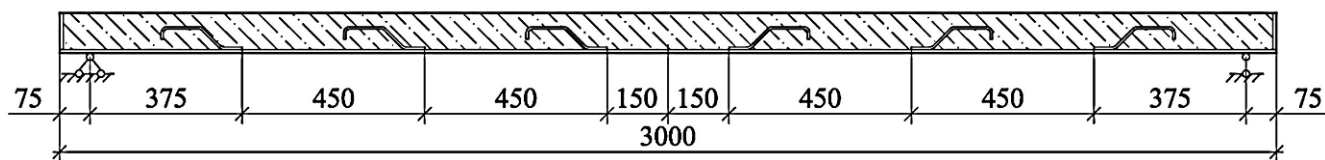


Рис. 3.1.5 – Схема розміщення додаткових S-подібних анкерів по довжині балок



а)



б)

Рис. 3.1.6 – Загальний вигляд S-подібних анкерів (а)
та їх приварювання до сталевій частини зразків (б)

Для аналізу та вивчення розглянутих завдань було випробувано вісім конструкцій, виготовлених на основі холодноформованих профілів, серій С1, СБ1, ПСБ1 і ПСБ2 (С1 – сталеві балка (загальний вигляд на рис. 3.1.7); СБ1 – сталеві балка заповнена бетоном без попереднього напруження; ПСБ1 – попередньо напружена сталеві балка із заповненням бетону загальною висотою 50 мм (загальний вигляд на рис. 3.1.8); ПСБ2 – попередньо напружена сталеві балка із заповненням бетону загальною висотою 80 мм (загальний вигляд на рис. 3.1.8). Загальну типізацію зразків див. рис. 3.1.1 і 3.1.2.

Зразки холодноформованих сталезалізобетонних зразків склалися зі сталевих гнутих швелерів №10 із товщиною стінки 3 мм розташованих горизонтально U-подібно, (рис. 3.1.7) розмірами 3000×100×50 мм і висотою наповнення бетоном для зразка ПСБ1 – 50 мм і ПСБ2 – 80 мм з наступних основних частин: боковим внутрішнім армуванням, армуванням по центру конструкції та внутрішнім бетонуванням анкерів з використанням опалубки (див. рис. 3.1.3 – 3.1.6).



Рис 3.1.7 – Сталева частина з гнутого швелеру №10 зразків холодноформованих сталезалізобетонних конструкцій

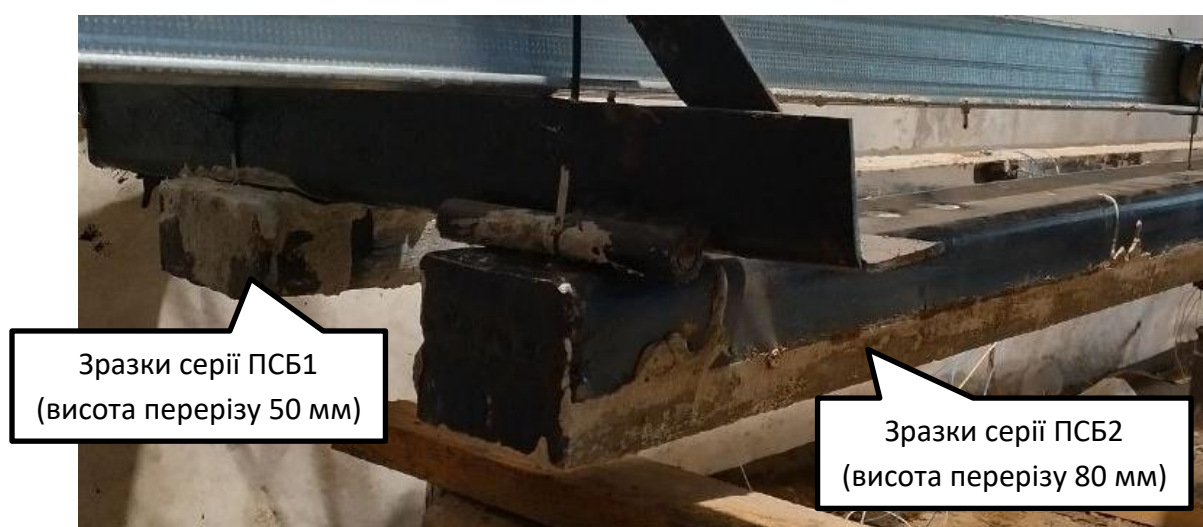


Рис. 3.1.8 – Загальний вигляд перерізу зразків серій ПСБ1 і ПСБ2, що відрізнялися висотою бетонвання 50 мм та 80 мм відповідно

Дослідні зразки серій СБ1 і ПСБ1 заповнювалися бетонною сумішшю врівень із верхньою точкою полицок швелера; висота поперечного перерізу становить 50 мм при коефіцієнті армування 11,4% (див. розріз 1-1 на рис. 3.1.3). Зразки серії ПСБ2 бетонувалися з улаштуванням опалубки на висоту 80 мм; відповідно загальну висоту їх поперечного перерізу було збільшено до 80 мм, а коефіцієнт армування становив 7,3% (див. розріз 1-1* на рис. 3.1.3). Бетонування всіх зразків виконувалося з однієї партії бетону: необхідний об'єм бетонної суміші розраховувався виходячи з витрати на одну конструкцію, помноженої на кількість конструкцій, з додаванням 20% запасу. Після приготування бетонну суміш

укладали в конструкції, які на той момент перебували в попередньо напруженому стані (рис. 3.1.9), та ущільнювали за допомогою спеціального вібраційного пристрою для досягнення максимального ступеня ущільнення розчину. Після завершення вібрування поверхню бетону вирівнювали. Зазначені конструкції утримувалися в попередньо напруженому стані впродовж 28 діб до набуття бетоном повної проектної міцності.



Рис. 3.1.9 – Загальний вигляд попередньо напруженої сталеві частини з холодноформованого швелера №10, приготуваних для заповнення бетоном

Підбір складу бетонної суміші виконувався відповідно до ДСТУ Б В.2.7-215:2009 «Будівельні матеріали. Бетони. Правила підбору складу». Бетон виготовлявся на основі цементного в'язучого. Як в'язуче застосовано портландцемент СЕМ І 42,5 R (ПЦ І-500Р) загальнобудівельного призначення виробництва ПАТ «ХайдельбергЦемент Україна», що має насипну густину $\rho_n = 1300 \text{ кг/м}^3$ та істинну густину $\rho_a = 3,1 \text{ г/см}^3$. Строки тужавіння цементу відповідно до ДСТУ Б В.2.7-46:2010 становлять: початок – 105 хв, кінець – 4,5 год від моменту замішування. Як крупний заповнювач застосовано гранітний щебінь фракції 5–10 мм виробництва ТОВ «Мало-кохнівський кар'єр», що відповідав вимогам стандарту та мав пустотність 47%, насипну густину $\rho_n = 1350 \text{ кг/м}^3$, істина густина $\rho_a = 2,71 \text{ г/см}^3$ ТОВ «Мало-кохнівський кар'єр». Дрібним заповнювачем для бетону слугував кварцовий пісок виробництва ПАТ «Кременчуцький річковий порт» з модулем крупності $M_k=1,6$, насипною густиною у сухому стані $\rho_n = 1518 \text{ кг/м}^3$, та істиною густиною $\rho_a = 2,61 \text{ г/см}^3$.

За проектний клас майбутнього бетону прийнято С20/25. Підбір складу бетону виконано згідно з ДСТУ Б В.2.7-215:2009. Розрахунок складу бетону здійснюють у такій послідовності: спочатку визначають водоцементне відношення, витрату води та витрату цементу, а потім обчислюють витрату крупного й дрібного заповнювачів на 1 м³ бетонної суміші. Водоцементне відношення (В/Ц) визначають виходячи з вимог до міцності бетону, з урахуванням активності цементу, а також виду та якості складових, за такими емпіричними формулами:

$$f_{cm} \leq 1,2R_{ц}, \frac{B}{Ц} = \frac{AR_{ц}}{f_{cm} + 0,5AR_{ц}}, \quad (3.1)$$

де f_{cm} – проектна середня міцність бетону;

$R_{ц}$ – активність цементу, яка визначається згідно з ДСТУ Б В.2.7-187;

A і A_1 – коефіцієнти, що залежать від якості заповнювача.

Враховуючи активність цементу та проектну міцність бетону проводимо розрахунок: $f_{cm} = 330 \text{ кгс/см}^2$ В/Ц = 0,59

Витрату води (водопотребу бетонної суміші), л/м³, орієнтовно встановлюють за легкоукладальністю бетонної суміші відповідно до таблиці, складеної з урахуванням виду та крупності зерен заповнювача.

Витрату цементу на 1м³ бетонної суміші визначають на основі водоцементного відношення та витрати води,

$$Ц = \frac{B}{B/Ц}. \quad (3.2)$$

Для визначення необхідного вмісту щебеню у складі бетонної суміші було застосовано формулу :

$$Щ = \frac{1000}{\frac{1}{\rho_{i.г}^{щ}} + \alpha \frac{1}{\rho_{н.г}^{щ}} \times V_{пуст.}}, \quad (3.3)$$

де $\rho_{i.г}^{щ}$ – істинна густина зерен щебеню, г/см³;

$\rho_{н.г}^{щ}$ – насипна густина щебеню, г/см³;

$V_{пуст.}$ – пустотність щебеню, частки одиниці;

α – коефіцієнт розсування зерен;

$V_{пуст}$ – об’єм пустот, котрий визначався по формулі :

$$V_{пуст} = 1 - \frac{\rho_c^{щ}}{\rho_i^{щ}} = 0,47. \quad (3.4)$$

Дрібний заповнювач підбирався згідно вимог:

$$П = \left[1000 - \left(\frac{Ц}{\rho_c} + \frac{Щ}{\rho_{щ}} + В \right) \right] \rho^п. \quad (3.5)$$

де Ц, Щ, В – витрата цементу, щебеню (гравію) та води, кг;

$\rho^ц$, $\rho^щ$, $\rho^п$ – істинна густина цементу, щебеню та піску, г/см³.

В результаті обчислень було отримано склад бетону на 1 м³ (таблиця 3.1), з котрої потім отримувалися робочі склади для експерименту.

Таблиця 3.1

Склад бетонної суміші

№ складу	Проектний клас бетону за міцністю відповідно ДСТУ Б В.2.7-176	Проектна міцність МПа	В/Ц	Витрата матеріалів, кг/м ³		
				цемент	пісок	щебінь
Склад 1	С 20/25	32,8	0,59	250	806	1247

Методика виготовлення зразків. Технологічний процес виготовлення дослідних зразків регламентувався наступним алгоритмом:

1. Підготовка компонентів: Дозування вихідних складових (в'язучого та інертних заповнювачів) здійснювалося гравіметричним методом на лабораторних електронних вагах згідно з розрахованою рецептурою.
2. Підготовка обладнання: Для забезпечення коректності водоцементного відношення (В/Ц) та мінімізації втрат води замішування на адсорбцію, внутрішні поверхні змішувального барабана піддавалися попередньому зволоженню (з видаленням надлишків вологи). З огляду на жорсткість сумішей, використовувався змішувач примусової дії.

3. Режим перемішування:

- I етап (Суха гомогенізація): Введення сухих компонентів та їх попереднє перемішування протягом $t_1 = 3$ хв до отримання однорідної маси.
- II етап (Замішування): Одночасне введення рідкої фази (води та розчину суперпластифікатора) з подальшим перемішуванням протягом $t_2 = 5$ хв до досягнення необхідної реологічної консистенції.

4. Формування зразків: Із готової суміші виготовлялася серія стандартних кубів розміром $100 \times 100 \times 100$ мм.

- Підготовка форм: Внутрішні грані металевих форм оброблялися інертним мастилом (антиадгезивом), що не впливає на хімізм поверхневого шару бетону, а стики елементів герметизувалися силіконом для запобігання витоку цементного молока.
- Ущільнення: Після укладання суміші проводилося віброущільнення на лабораторному вібростолі до повного видалення защемленого повітря. Фінішна обробка включала вирівнювання (загладжування) відкритої поверхні зразків металевою кельмою.

З урахуванням усіх факторів, притаманних виготовленню дослідних сталезалізобетонних конструкцій, зазначені балки можна розглядати як двошарові композитні конструкції з жорстким об'єднанням двох шарів (бетону та сталі) для спільної роботи. З метою забезпечення спільної роботи бетону й металу на пластичній стадії додатково до внутрішньої сторони горизонтально розташованої стінки швелера приварено S-подібні анкерні стержні класу A240C діаметром 6 мм; форму та крок їх розташування показано на рисунку 3.3. Ці додаткові анкерні засоби призначені для включення в роботу після втрати місцевої стійкості полиць швелера та їх відриву від бетонного осердя.

3.2 Методика виготовлення зразків та проведення експерименту

Ключовою метою проведеного експериментальну є визначення емпіричної верифікації гіпотези щодо можливості стабілізації (фіксації) напружено-деформованого стану попередньо вигнутої сталеві оболонки шляхом інтеграції бетонного ядра (див. рис. 3.1.3). Паралельно досліджувався кількісний вплив величини початкового вигину (pre-camber) на інтегральну несучу здатність сформованого композитного елемента (див. рис. 3.1.1).

Регламент випробувань передбачав зняття зовнішнього навантаження (демонтаж домкрата, що генерував початковий вигин) виключно після набору бетоном проектних показників міцності. Варто зазначити, що конфігурація випробувального стенду для оцінки граничного опору зразків була уніфікованою і повністю відтворювала силову схему, застосовану на технологічному етапі створення попереднього напруження (рис. 3.2.1 і 3.2.2). Загальний вигляд частини зразків, підготовлених до бетонування, показано на рисунку 3.2.3. Загальний вигляд зразка із попереднім напруженням сталеві частини безпосередньо перед бетонуванням показано на рисунку 3.2.4.

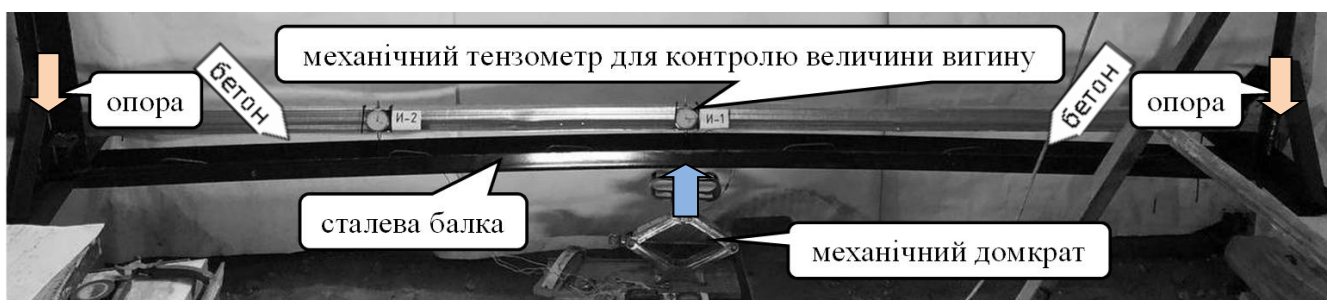


Рис. 3.2.1 – Попередній вигин сталеві частини перерізу балок серії ПСБ1 і ПСБ2 із вказуванням деталей установки



Рис. 3.2.2 – Загальний вигляд попереднього вигину сталеві частини перерізу балок серії ПСБ1 і ПСБ2



Рис. 3.2.3 – Загальний вигляд частини зразків, підготовлених до бетонування



Рис. 3.2.4 – Загальний вигляд зразка із попереднім напруженням сталеві частини безпосередньо перед бетонуванням

Для надання навантаження використовувався механічний домкрат (див. рис. 3.2.5) з потужністю 2 тони – це простий і практичний пристрій, який використовується для надання навантажень на конструкцію, за допомогою механічного зусилля, яке легко регулюється. Одним із основних переваг механічних домкратів є їх надійність і простота в експлуатації. Вони не потребують постійних джерел енергії, таких як електрика, адже з 2022 року нажалі виникали графіки відключень світла. З мінусів таких пристроїв це їхні обмежена можливості підйому та надання навантажень, тому для дуже великих навантажень можуть використовуватися інші типи домкратів, але для даного дослідження його потужність вистачає. Величина прикладеного зусилля визначалася за допомогою відтарованого механічного динамометра потужністю 2 т (див. рис. 3.2.6). Це також простий прилад для вимірювання сили, яка діє на конструкцію. Основний принцип роботи динамометра в досліді полягає в перетворенні механічної сили створеною домкратом, що діє на прилад, в вимірювальний сигнал, який можна зафіксувати на шкалі дисплея годинникового типу. Використовувався механічний

динамометри бо його перевага в механічному механізмі, який не потребує постійного електроживлення і цим повністю забезпечує правильність вимірювання наданого на нього сили. Загальний вигляд дослідних зразків під час проведення випробування показано на рисунку 3.2.7.



Рис. 3.2.5 – Механічний домкрат потужністю 2 тони



Рис. 3.2.6 – Загальний вигляд механічного відтарованого динамометру типу ДОСМ-2

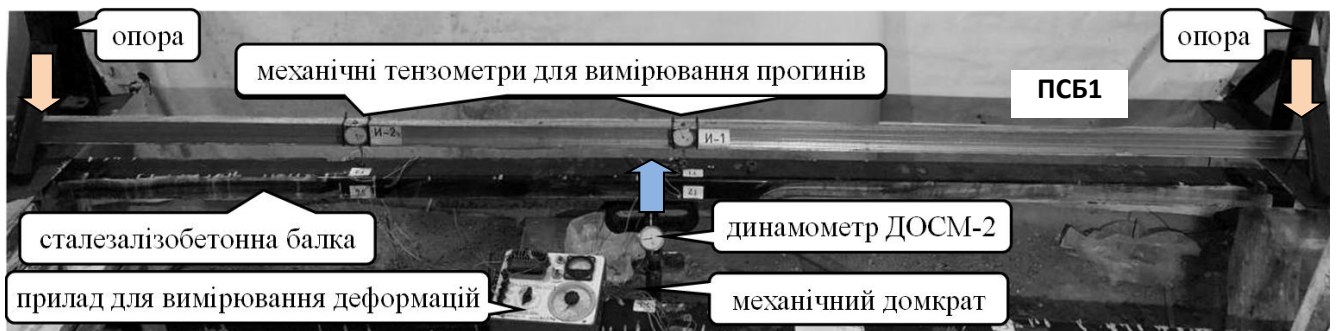


Рис. 3.2.7 – Загальний вигляд сталобетонних зразків під час випробувань

Моніторинг параметрів напружено-деформованого стану здійснювався з використанням комплексної системи вимірювальних приладів. Реєстрація відносних поздовжніх деформацій компонентів перерізу (сталі та бетону) проводилася методом електротензометрії. Датчики опору (база 20 мм – рис. 3.2.8) розміщувалися у характерних перерізах: у зоні чистого згину (середина прольоту – рис. 3.2.11, а) та у чвертях прольоту ($0,25L$) від опорних вузлів (рис. 3.2.11, б). Тензорезистори наклеювалися як на сталеву частину перерізу (рис. 3.2.11), так і на бетонну (рис. 3.2.12), для чого у сталевому профілі прорізані отвори (рис. 3.2.13).

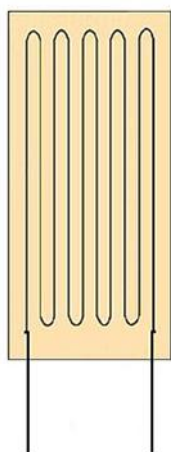


Рис. 3.2.8 – Загальний вигляд
електротензорезисторів



Рис. 3.2.9 –
Тензометр
Гугенбергера



Рис. 3.2.10 – Стрілочний
індикатор годинникового
типу ИЧ-10



а)



б)

Рис. 3.2.11 – Розміщення електротензорезисторів на сталевому профілю
посередині прольоту (а) та у чвертях прольоту (б)



а)



б)

Рис. 3.2.12 – Розміщення електротензорезисторів на бетонній частині перерізу
посередині прольоту (а) та у чвертях прольоту (б)

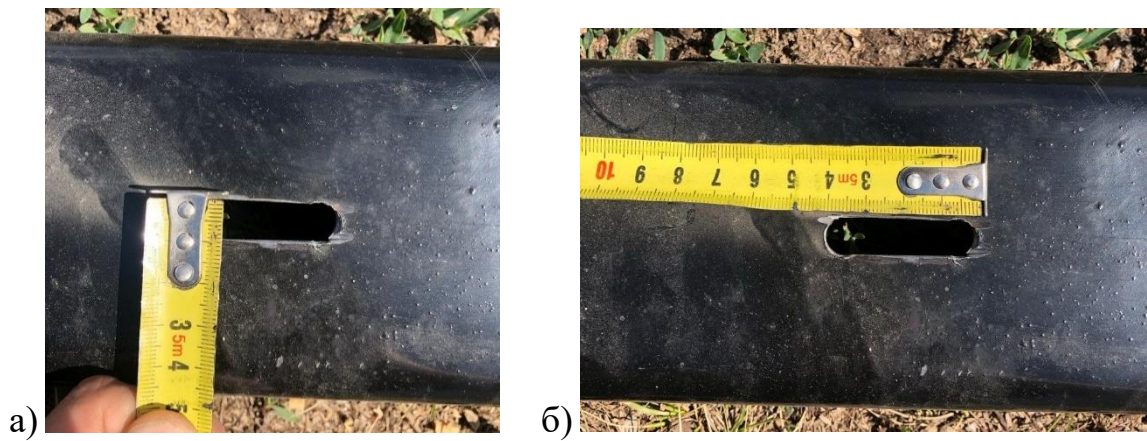


Рис. 3.2.13 – Прорізаний отвір у стінці швелера для наклеювання тензорезистора на бетонну частину перерізу після бетонування

Для верифікації показань та контролю деформацій у крайніх фібрах (найбільш напружених зонах) додатково застосовано механічні екстензометри системи Гугенбергера. Технічні характеристики приладів (база вимірювання – 20 мм, ціна поділки шкали – 0,005 мм) забезпечили дискретність фіксації відносних деформацій на рівні 25×10^{-5} (схему див. рис. 3.2.9).

Кінематичні характеристики роботи балок (вертикальні переміщення/прогини) у контрольних точках (0,5L та 0,25L) фіксувалися за допомогою індикаторів годинникового типу (схему див. рис. 3.2.10). Розташування індикаторів годинникового типу при різних схемах завантаження показано на рисунку 3.2.14.



Рис. 3.2.14 – Розташування індикаторів годинникового типу для вимірювання прогинів балок при завантаженні однією силою по центру прольоту (а) та двома силами, рівновіддаленими від опор (б)

Однією з вагомих переваг механічних вимірювачів годинникового типу є їхня підвищена чутливість до фізичних навантажень при відносно невеликих зміщеннях. Це дозволяє їх використовувати в умовах обмеженого простору або у невеликих конструкціях. Крім того, одним із переваг, що вони мають досить великий діапазон вимірювання, що практично їх робить універсальними для різноманітних потреб. Принцип дії приладу базується на кінематичному перетворенні зворотно-поступального руху вимірювального штока, що перебуває у постійному тактильному контакті з поверхнею конструкції, на обертальний рух стрілки циферблата. Метрологічні характеристики індикатора забезпечують дискретність вимірювань (ціну поділки шкали) на рівні 0,01 мм. Такий клас точності є достатнім для фіксації деформацій як у пружній, так і в пружно-пластичній стадіях роботи системи, дозволяючи побудувати коректну карту прогинів. Недоліком індикатора годинникового типу є обмежений діапазон вимірювань, але це вирішується встановкою додаткових приладів, що в спільній роботі надають високу точність вимірювань. Перевагою приладу є висока точність, простота у використанні та простоту в установці, їх не потрібно підключати до енергосистеми, то вони чудово підходять для проведення експериментальних досліджень.

Загальну схему розташування вимірювальних приладів під час проведення експерименту показано на рисунку 3.2.15 та фото на рисунку 3.2.7. З метою мінімізації похибок вимірювання, спричинених можливим фізичним ексцентриситетом прикладання сили або неоднорідністю матеріалу, визначення розрахункових значень деформацій здійснювалося шляхом статистичного усереднення показань симетрично розташованих датчиків (відповідно до схеми на рис. 3.2.15):

- для розтягнутої зони: інтегральна деформація визначалася як середнє арифметичне показників пари електротензорезисторів T1 та T6 посередині зразків в перерізі 1-1, а також електротензорезисторів T3 і T9 на відстані 0,25L від опори в перерізі 2-2;

- для стиснутої зони: аналогічно, як середнє арифметичне показників пари електротензорезисторів T2 та T7 посередині зразків в перерізі 1-1, а також електротензорезисторів T4 і T10 на відстані $0,25L$ від опори в перерізі 2-2.

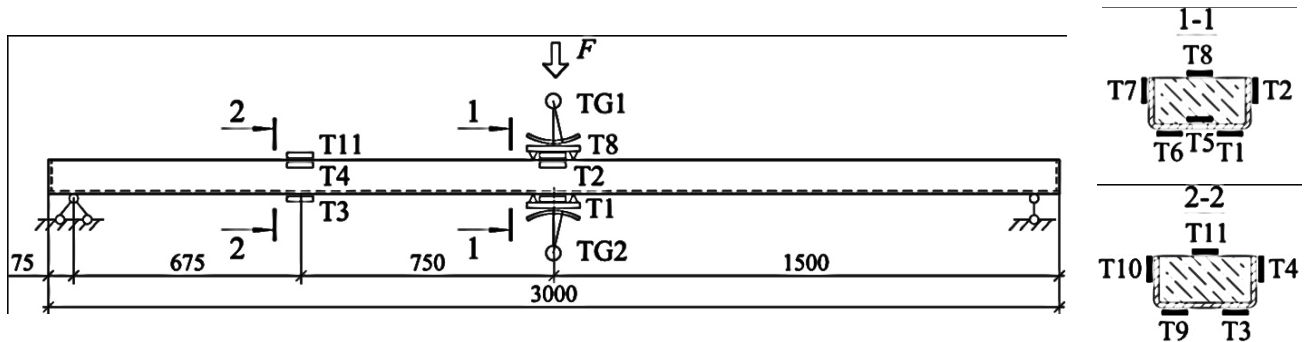


Рис. 3.2.15 – Схема розташування вимірювальних приладів на зразках

Отже, застосована методика проведення експериментальних випробувань із залученням різних типів вимірювальних приладів підтверджує достовірність та відтворюваність отриманих результатів, що засвідчує коректність прийнятої методики експерименту та надійність використаного обладнання. Взаємне узгодження даних, отриманих різнотипними приладами, виключає наявність систематичних похибок вимірювань і забезпечує повноту достовірності одержаних результатів, що є необхідною передумовою їх подальшого застосування для верифікації розрахункових моделей та розроблення практичних рекомендацій.

3.3 Фізико-механічні властивості використаних матеріалів

3.3.1 Результати досліджень сталевих компонентів

Процес виготовлення (розкрою) заготовок для подальших механічних випробувань здійснювався виключно механічним способом. При цьому технологічна карта передбачала наявність необхідних припусків для нівелювання зон зі зміненою структурою металу, що виникають внаслідок локального нагріву або наклепу (work hardening) під час різання. Видалення задирок (грату) на кромках плоских зразків виконувалося механічним шляхом з дотриманням запобіжних заходів для уникнення пошкоджень робочої поверхні зразка.

Випробування на розтяг стержнів арматури проводилося на трьох пропорційних зразках циліндричної форми початковим діаметром $d_0 = 6$ мм.

Початкова площа поперечного перерізу $A_0 = \frac{\pi \cdot d_0^2}{4} = \frac{3.14 \cdot 6^2}{4} = 28.3$ мм². Початкова

розрахункова довжина $l_0 = 11,3 \sqrt{28.3} = 60$ мм. Робоча довжина зразка $l = l_0 + 2 \cdot \sqrt{F_0} = 60 + 2 \sqrt{28.3} = 70$ мм. Довжина зразка необхідна для захвату у розривну випробувальну машину $h_l = 50$ мм. Загальна довжина зразка складає $L = l + 2 \cdot h_l = 70 + 2 \cdot 50 \approx 170$ мм. Зразки були пронумеровані поза робочою довжиною зразка.

Розрахунок напружень здійснювався на основі фактичної початкової площі поперечного перерізу зразка. З метою мінімізації похибки, за розрахункову величину приймалося мінімальне значення площі, обчислене за результатами серії мікрометричних вимірювань діаметра у декількох перерізах робочої зони. Для коректної оцінки пластичних характеристик матеріалу (відносного подовження після розриву та рівномірного подовження) було виконано дискретизацію робочої довжини зразка. Нанесення метричної розмітки (рисок) здійснювалося маркером з фіксованим кроком 25 мм. Така розмітка дозволяє застосувати стандартну методику перерахунку кінцевого подовження навіть у випадку, коли локалізація шийки руйнування зміщена від геометричного центру зразка.

Внаслідок проведення випробувань сталевих зразків, були визначені наступні характеристики:

$$\sigma_B = \frac{P_{\max}}{F_0} ; \quad (3.6)$$

- тимчасовий опір

$$\sigma_T = \frac{P_T}{F_0} ; \quad (3.7)$$

- границю текучості

$$\delta = \frac{(l_K - l_0) \cdot 100}{l_0} ; \quad (3.8)$$

- відносне видовження зразку після розриву

де $P_{\max}$ – максимальне навантаження, досягнуте в процесі випробування, κH ;

P_t – навантаження, що відповідає границі текучості металу, κH ;

l_0 – початкова довжина зразка, см;

l_k – довжина зразка після розриву, см.

Отримані результати по випробування металу заносились до відповідних таблиць.

Випробування сталевих арматурних стержнів на розтяг проводилося на гідравлічному пресі МР500 у лабораторії будівельних конструкцій. Характеристики сталі знаходились згідно формул (3.6), (3.7) та (3.8) зщ відповідними округленнями представлено у таблиці 3.2.

Результати випробувань не враховувалися:

- при розриві зразку по рискам, якщо при цьому будь-яка характеристика механічних властивостей не відповідала встановленим вимогам нормативно-технічної документації на металопродукцію;
- при розриві зразка у захватах випробувальної машини чи за межами розрахункової довжини зразка (при визначенні відносного рівномірного видовження δ_p та відносного видовження після розриву σ);
- при розриві зразка по дефектам металургійного виробництва і отриманні при цьому незадовільних результатів випробувань.

Прийняті для розрахунку фізико-механічні властивості прокатної сталі (арматурної сталі діаметром 6 мм та листової сталі холодноформованих швелерів) представлено у таблиці 3.3.

Таблиця 3.2

Результати випробувань на розрив сталевих зразків арматурних стержнів

Маркування зразків	М 1	М 2	М 3	Середнє
Дата проведення випробувань	03.12.2021 р.			
Початковий діаметр зразка d_0 , мм	6			6
Початкова площа поперечного перерізу A_0 , мм ²	28,3			28,3
Діаметр зразка після розриву d_1 , мм	5,3	5,2	5,4	5,3
Площа поперечного перерізу після розриву A_1 , мм ²	22,0	21,2	22,9	22,0
Початкова розрахункова довжина l_0 , мм	60			60
Кінцева розрахункова довжина l_K , мм	74	75	74,5	74,5
Навантаження на границі текучості F_T , кН	7,4	7,6	7,6	7,55
Максимальне навантаження $P_{\max}$, кН	10,8	11,0	11,0	11,85
Навантаження в момент розриву P_p , кН	8,8	8,6	8,9	8,7
Границя текучості σ_T , МПа	262	267	269	266
Тимчасовий опір σ_b , МПа	380	387	391	386
Відносне видовження δ , %	23,3	25,0	24,2	24,2
Клас арматури	A240C			

Таблиця 3.3

Фізико-механічні характеристики прокатної сталі балок

Тип прокатної сталі	Середня міцність, МПа		Характеристичний опір, МПа:		Абсолютне видовження $\varepsilon_{s,u}$, %	Клас міцності сталі	Розрахунковий опір, МПа		Модуль пружності E_s , 10 ⁵ МПа
	σ_y	σ_u	R_{yn}	R_{un}			R_y	R_u	
Шв. №10	266	386	253,6	367,6	28,4	C245	240	360	2,1
Анкер Ø6 мм	275	390	262,2	371,8	24,2	A240C	240	370	2,1

3.3.2 Результати досліджень бетонних кубів

Процедура проектування та оптимізації рецептурно-технологічних параметрів бетонної матриці реалізована згідно з алгоритмом, регламентованим

ДСТУ Б В.2.7-215:2009. Зразки бетону витримувалися протягом доби у формах при температурі $t \pm 20 \pm 2^{\circ}\text{C}$ з абсолютною вологістю повітря 95 – 97%. та 27 діб після розпалубки – в тих же умовах, що й дослідні сталезалізобетонні зразки: вологість $W \approx 60\%$ і температура $20 \pm 2^{\circ}\text{C}$.

Підготовка до випробувань. Зразки детально маркувалися, висушувалися, зважувалися та вимірялася площа, на яку буде прикладене навантаження. Визначалися такі параметри як середня густина, межа міцності на стиск. Оцінка фізико-механічних характеристик бетону (міцність на стиск) проводилася у проектному віці 28 діб згідно з регламентом ДСТУ Б В.2.7-214:2009. Процедура випробувань передбачала попередній етап верифікації якості зразків:

1. Візуальна дефектоскопія: здійснювався моніторинг цілісності структури для виявлення макроскопічних дефектів. Критеріями вибракування (виключення з експерименту) слугували: наявність наскрізних тріщин або ознак розшарування/недоущільнення; механічні пошкодження ребер (відколи) глибиною >10 мм; каверни та раковини діаметром >10 мм або глибиною >5 мм.

2. Геометрична підготовка: Для забезпечення коректності передачі зусилля, контактні поверхні піддавалися механічній обробці (видалення напливів абразивним інструментом).

- Позиціонування: зразки встановлювалися у прес таким чином, щоб вектор стискаючого навантаження був орієнтований паралельно до горизонту укладання суміші (навантаження на бокові грані форми).
- Калібрування: перевірка ортогональності суміжних граней здійснювалася інструментально. Виявлені відхилення від площинності та перпендикулярності нівелювалися шляхом шліфування опорних поверхонь.

За результатами вхідного контролю, якість виготовлення серії зразків визнана задовільною, що підтверджується низьким коефіцієнтом варіації геометричних параметрів поперечного перерізу (див. табл. 3.4).

Таблиця 3.4

Середня густина досліджуваних зразків бетону.

Порядковий номер зразка	Характеристика зразків				Середня густина, ρ (кг/м ³)
	Висота, h (мм)	Довжина (діаметр) b (мм)	Ширина, a (мм)	Маса, m (г)	
1	2	3	4	5	6
1	9,9	10	10	2277	2385
2	9,9	10	10	2455	2366
3	10	10,1	10	2354	2330
4	11	10	9,7	2513	2355
Середнє значення					2359

Випробування зразків. У кожній серії зразків визначалися такі параметри, як середня густина та межа міцності на стиск. Для встановлення міцнісних характеристик бетону виконано випробування контрольних зразків-кубів і зразків-циліндрів у віці 28 діб відповідно до ДСТУ Б В.2.7-214:2009.

Схема позиціонування дослідних зразків (кубів) у робочому просторі випробувальної машини обиралася з урахуванням фактору анізотропії: вектор стискаючого зусилля орієнтувався паралельно до площин нашарування бетонної суміші (навантаження на бокові грані).

Силові випробування на одновісний стиск реалізовано на базі лабораторії кафедри будівництва та цивільної інженерії з використанням гідравлічного преса моделі ПСУ-250. Метрологічна атестація випробувального комплексу підтверджена актуальними свідоцтвами про державну повірку та калібрування.

Міцність бетону обчислювалась за формулою

$$f_c = \alpha \frac{F}{A_c} \quad (3.9)$$

де F – руйнуюче навантаження;

A_c – площа робочого перерізу зразка;

α – масштабний коефіцієнт для приведення міцності бетону до міцності бетону у зразках базового розміру та форми, для кубів з розмірами ребра 100 мм коефіцієнт варіації бетону складає 5%.

Для забезпечення статистичної чистоти експерименту та нівелювання впливу факторів навколишнього середовища (зміна вологості, кінетика набору міцності), випробування всіх зразків-близнюків однієї серії проводилися в межах вузького часового вікна ($\Delta t \leq 60$ хв). Контрольний вік бетону на момент проведення руйнівних тестів становив понад 28 діб.

Як зазначалося вище, схема прикладання навантаження враховувала анізотропію укладання. Критерієм вичерпання несучої здатності (руйнування) слугувала максимальна величина стискаючого зусилля, зафіксована силовим вимірювальним контуром гідравлічного преса в процесі монотонного навантаження.

Визначення репрезентативного показника міцності для кожної серії зразків ($n=3$) здійснювалося за спеціальною методикою, регламентованою джерелом [42]. Алгоритм передбачає відкидання результату з мінімальним значенням та обчислення середнього арифметичного за показниками двох зразків, що продемонстрували найбільший опір руйнуванню.

Зведені результати лабораторних випробувань, отримані на основі статистичної обробки експериментальних даних, систематизовано в таблиці 3.5.

Таблиця 3.5

Фізико-механічні характеристики бетонних кубів

Шифр зразків	Середня міцність бетону на стиск, МПа		Коефіцієнт варіації міцності бетону в партії V_c , %	Характеристичне значення міцності бетону на стиск, МПа:				Клас бетону	Розрахункове значення:	
	$f_{cm,cube}$	$f_{cm,prism}$		в партії		середнє			міцності на стиск f_{cd} , МПа	модуля пружності E_{cd} , ГПа
				$f_{ck,cube}$	$f_{ck,prism}$	$f_{ck,cube}$	$f_{ck,prism}$			
СБ1	30,4	22,5	12,0	24,4	18,1	26,6	19,7	С20/25	14,5	23,0
ПСБ1	29,4	21,8	9,1	25,0	18,5					
ПСБ2	35,5	26,3	8,9	30,3	22,4					

3.4 Аналіз міцності та деформативності попередньо напружених сталезалізобетонних прогонів з холодноформованих сталевих профілів у випадку плоского згину

У результаті проведення експериментальних випробувань отримано значний об'єм інформації про розвиток відносних деформацій по висоті перерізів та прогинів дослідних сталезалізобетонних зразків з холодноформованих профілів.

Графічна інтерпретація еволюції розподілу відносних деформацій по висоті нормального перерізу в зоні максимального згинального моменту (середина прольоту) візуалізована на рис. 3.4.1 та 3.4.2. Дані наведено для розрахункових схем балки відповідно під дією однієї зосередженої сили посередині прольоту та під дією двох сил, рівновіддалених від опор.

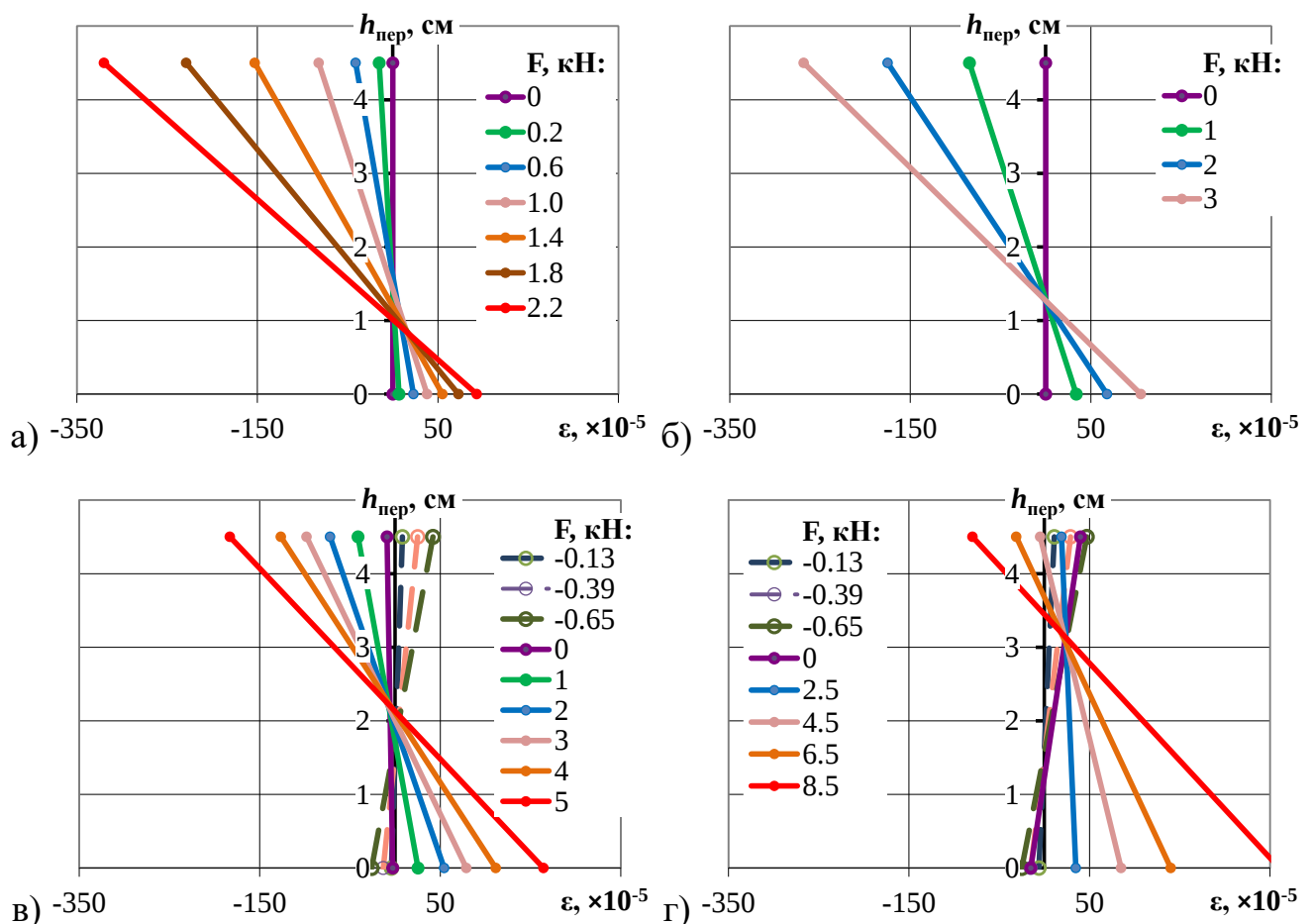


Рис. 3.4.1 – Зміна відносних деформацій нормального перерізу розташованого посередині прольоту зразків серії: а) С1.1; б) СБ1.1; в) ПСБ1.1; г) ПСБ2.1

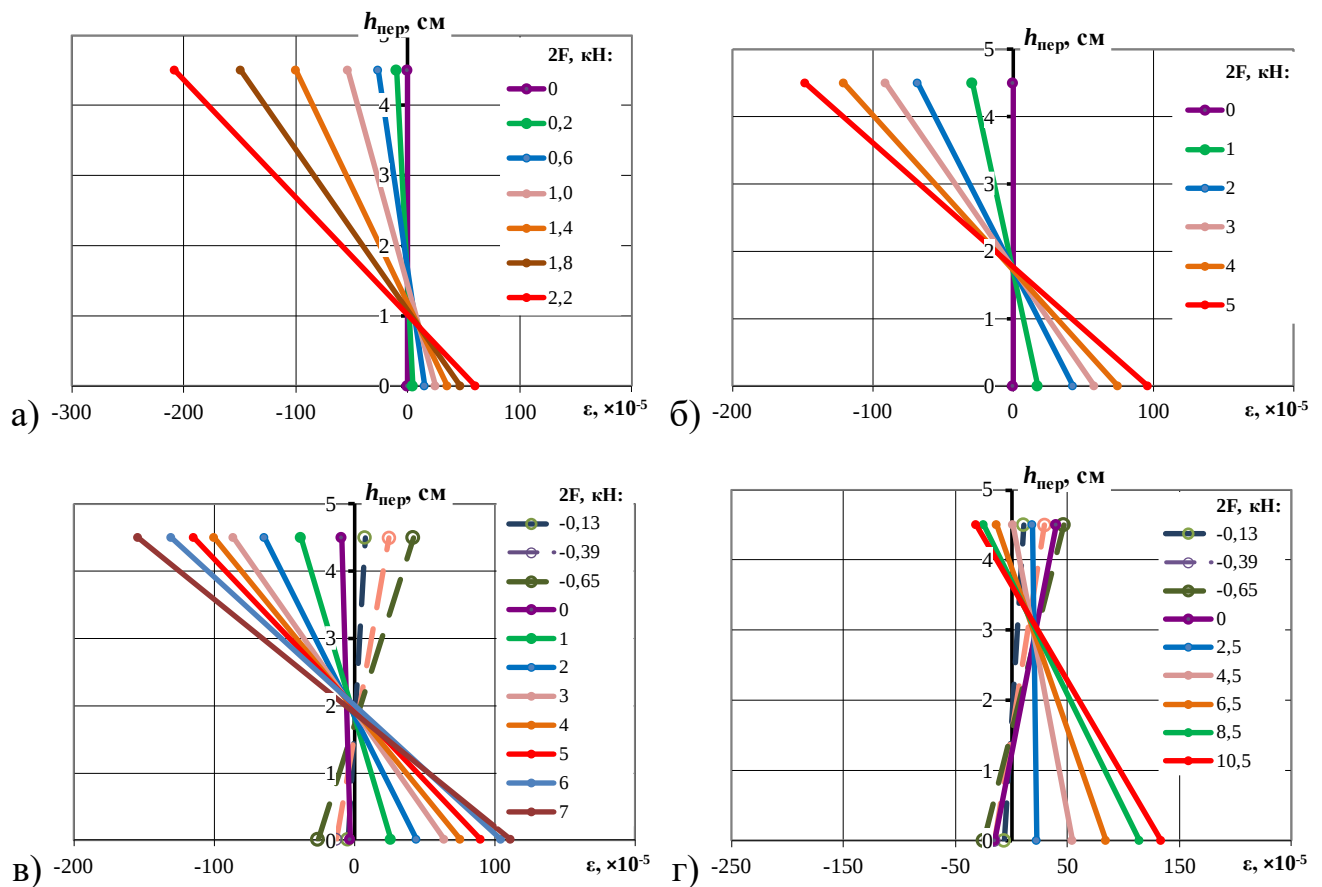


Рис. 3.4.2 – Зміна відносних деформацій нормального перерізу розташованого посередині прольоту зразків серії: а) С1.2; б) СБ1.2; в) ПСБ1.2; г) ПСБ2.2

Аналіз експериментальних епюр розподілу відносних деформацій по висоті нормальних перерізів, поданих на рисунках 3.4.1 та 3.4.2, дозволив виявити чітку закономірність міграції положення нейтральної лінії (нульової осі) залежно від конструктивного виконання зразків.

1. Еталонний зразок С1 (сталевий профіль): положення нейтральної лінії геометрично співпадає з центральною віссю гнучого швелера, що відповідає класичній теорії згину симетричних однорідних перерізів.
2. Композитний зразок СБ1 (без попереднього напруження): інтеграція бетонного ядра призводить до зміщення нейтральної осі вгору відносно геометричного центру сталеві оболонки. Це пояснюється зміною положення центру ваги приведенного перерізу внаслідок врахування роботи стиснутого бетону.

3. Попередньо напружені зразки ПСБ1 та ПСБ2: спостерігається подальша висхідна міграція нульової лінії, амплітуда якої прямо корелює з висотою бетонного ядра (у зразка ПСБ2 вона вища). Такий ефект є наслідком суперпозиції двох факторів:

- включенням бетону в сумісну роботу на сприйняття стискаючих зусиль;
- наявністю поля початкових (інверсних) деформацій у сталевій фібрі, які алгебраїчно віднімаються від деформацій розтягу, що виникають під дією зовнішнього експлуатаційного навантаження.

Для комплексної оцінки ефективності технології попереднього напруження виконано порівняльний аналіз кінематики деформування дослідних зразків – еволюції відносних деформацій та прогинів (графічна візуалізація на рис. 3.4.3).

Експериментально підтверджено гіпотезу щодо можливості стабілізації (фіксації) попередньо вигнутого стану U-подібного профілю шляхом інтеграції бетонного ядра. Встановлено, що після набору міцності бетоном та демонтажу генеруючого навантаження (відпуску домкрата), відбувається часткова втрата попереднього вигину внаслідок пружного відновлення сталі:

- для серії ПСБ1 (заповнення в рівень): втрата становить 81% (залишкова деформація – 19%);
- для серії ПСБ2 (розвинена бетонна полиця): втрата становить лише 31%, що свідчить про значно вищу ефективність фіксації.

Кількісний аналіз параметрів граничного стану балок, завантажених однією силою, дозволив диференціювати вплив конструктивних факторів.

1. Фактор композитності: саме лише заповнення порожнини бетоном (перехід від порожнього профілю до сталезалізобетонного) забезпечує приріст несучої здатності на 19%, а згинальної жорсткості – на 27%.
2. Фактор попереднього напруження: введення початкового вигину додатково підвищує несучу здатність на 24%, а жорсткість – на 29%.
3. Фактор геометрії перерізу: збільшення висоти бетонного ядра на 60% (серія ПСБ2) порівняно з базовою серією призводить до сумарного зростання несучої здатності на 31% та жорсткості на 57%.

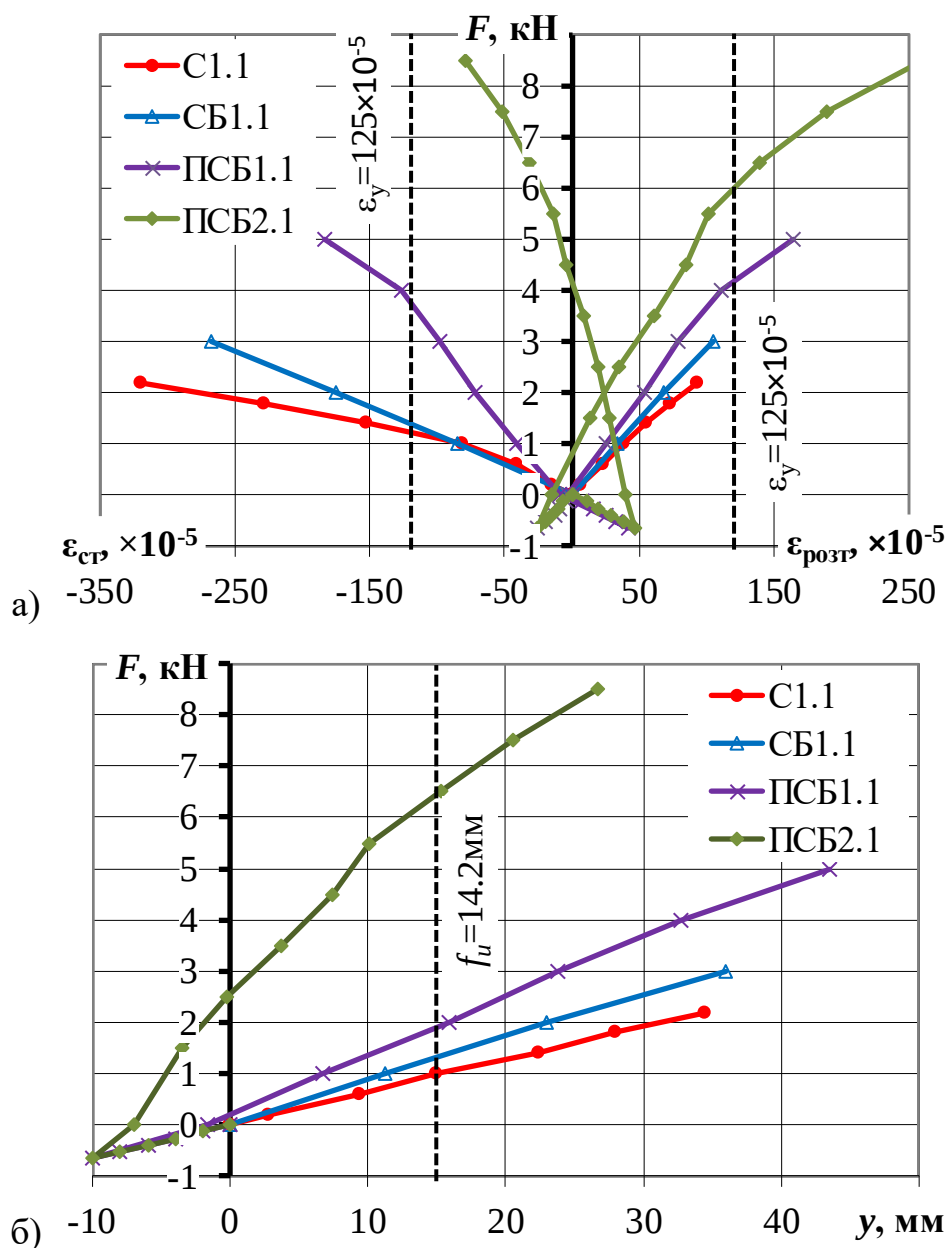


Рис. 3.4.3 – Порівняння розвитку відносних деформацій нормального перерізу сталеві частини (а) та прогинів (б) зразків серій С1.1, СБ1.1, ПСБ1.1 і ПСБ2.1, завантажених однією силою посередині прольоту

На рисунку 3.4.4 наведено результати порівняння розвитку відносних деформацій нормального перерізу сталеві частини та прогинів зразків серій, завантажених двома однаковими силами, рівновіддаленими від опор.

Кількісний аналіз параметрів граничного стану балок, завантажених двома силами, рівновіддаленими від опор, дозволив диференціювати вплив конструктивних факторів.

1. Фактор композитності: саме лише заповнення порожнини бетоном (перехід від порожнього профілю до сталезалізобетонного) забезпечує приріст несучої здатності до 2,5 разів, а згинальної жорсткості – до 2,1 разів.
2. Фактор попереднього напруження: введення початкового вигину додатково підвищує несучу здатність на 25%, а жорсткість – на 27%.
3. Фактор геометрії перерізу: збільшення висоти бетонного ядра на 60% (серія ПСБ2) порівняно з базовою серією призводить до сумарного зростання несучої здатності на 26% та жорсткості в 2,3 рази.

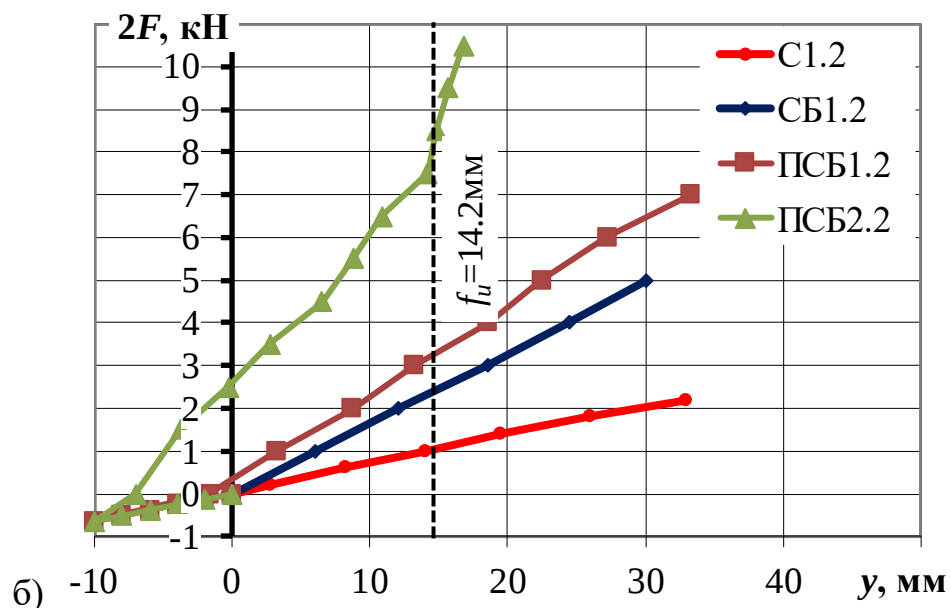
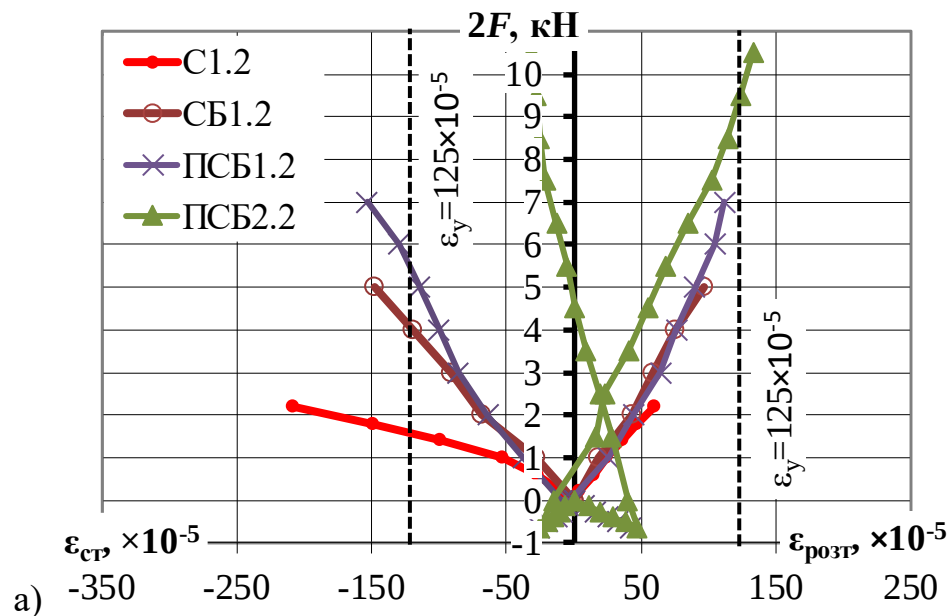


Рис. 3.4.4 – Порівняння розвитку відносних деформацій нормального перерізу сталевій частини (а) та прогинів (б) зразків серій C1.2, CB1.2, PSB1.2 і PSB2.2, завантажених двома однаковими силами рівновіддаленими від опор

Узагальнюючи результати експериментальних досліджень, можна стверджувати про високу конкурентну здатність розроблених композитних елементів. Доведено, що попередньо напружені сталезалізобетонні балки серій ПСБ1 та ПСБ2, сформовані на базі тонкостінного гнучого швелера №10 ($t=3$ мм) з інтегрованим бетонним ядром, демонструють несучу здатність, еквівалентну суцільнометалевим аналогам таким як зварній трубі перерізом 80×3 мм. При цьому композитна конструкція характеризується покращеними деформативними показниками (зростання згинальної жорсткості до 27%). Ключовим техніко-економічним показником є оптимізація витрат конструкційної сталі: запропоноване рішення дозволяє знизити металоємність виробу на 38,5% без втрати експлуатаційних характеристик.

Експериментальні дослідження показали, що руйнування сталобетонних прогонів з холодноформованих сталевих профілів відбувається за пластичною схемою з попередньо помітним посилюванням деформацій та утворенням пластичного шарніру посередині прольоту. Холодноформовані профілі демонструють достатню пластичність для розвитку перерозподілу зусиль, що дозволяє матеріалу працювати близько до повної мобілізації резерву несучої здатності. Тріщини в бетоні розвивалися переважно в прольотах, не призводячи до раптового руйнування (див. рис. 3.4.5). Запас міцності композитного перерізу визначався спільною роботою сталі та бетону, ефективністю зчеплення між компонентами та здатністю холодноформованого профілю витримувати локальну втрату стійкості тонкостінних елементів (див. рис. 3.4.6) без значного зниження несучої здатності.

Загальний вигляд зразків після випробувань показано на рисунку 3.4.7. На поданих фотографіях видно, що руйнування відбувалося в зоні дії максимального згинального моменту в середній частині прольоту.

Отримані результати підтверджують перспективність використання сталобетонних конструкцій з холодноформованих профілів як економічно раціональних та надійних рішень для будівництва та реконструкції споруд.

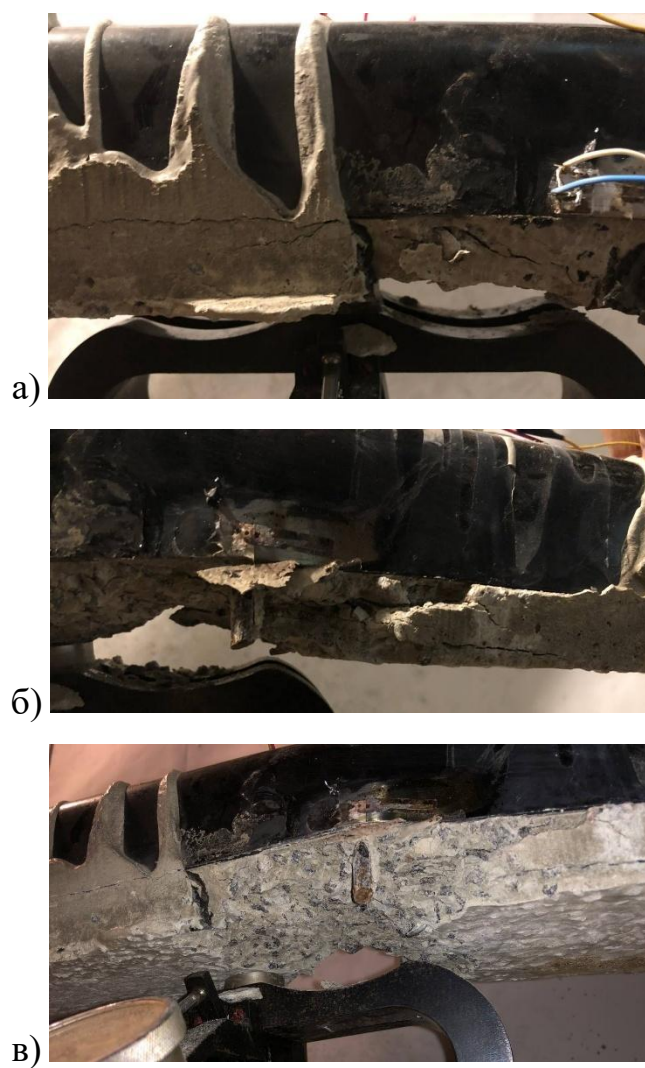


Рис. 3.4.5 – Етапи розвитку тріщин у стиснутому бетоні (а-в)



Рис. 3.4.6 – Втрата стійкості стиснутої зони полиць сталевих холодноформованого швелеру



Рис. 3.4.7 – Загальний вигляд зразків після руйнування

На основі аналізу результатів експериментальних досліджень напружено-деформованого стану та несучої здатності дослідних зразків попередньо напружених сталезалізобетонних стінових прогонів, підтверджена технологічна ефективність фіксації попередньо напруженого стану сталевих частини її бетонуванням. Експериментально доведено гіпотезу про можливість стабілізації попередньо вигнутого стану сталевих U-подібного профілю шляхом інтеграції бетонного ядра. Визначено величину пружного відновлення (втрати попереднього вигину) після набору міцності бетоном та демонтажу генеруючого зусилля:

- для елементів із бетонуванням в рівень полиць втрати становлять 81%;
- для елементів із розвиненою бетонною зоною (+30 мм) втрати знижуються до 31%, що свідчить про значно вищу ефективність анкерування при деформаціях.

3.5 Аналіз міцності та деформативності попередньо напружених сталезалізобетонних прогонів з холодноформованих сталевих профілів у випадку косого згину

Програма експериментальних досліджень для зразків С1.3, СБ1.3, ПСБ1.3 та ПСБ2.3 передбачала моделювання складного напружено-деформованого стану, характерного для умов косого згину, в якому працюють зокрема стінові прогони. Схема навантаження реалізована шляхом прикладання двох незалежних зосереджених сил у перерізі посередині прольоту.

Вектори прикладених зусиль орієнтувалися у взаємно перпендикулярних (ортогональних) площинах – вертикальній та горизонтальній (графічна інтерпретація схеми наведена на рис. 3.5.1). Така конфігурація дозволила оцінити просторову жорсткість та несучу здатність розроблених конструктивних рішень..

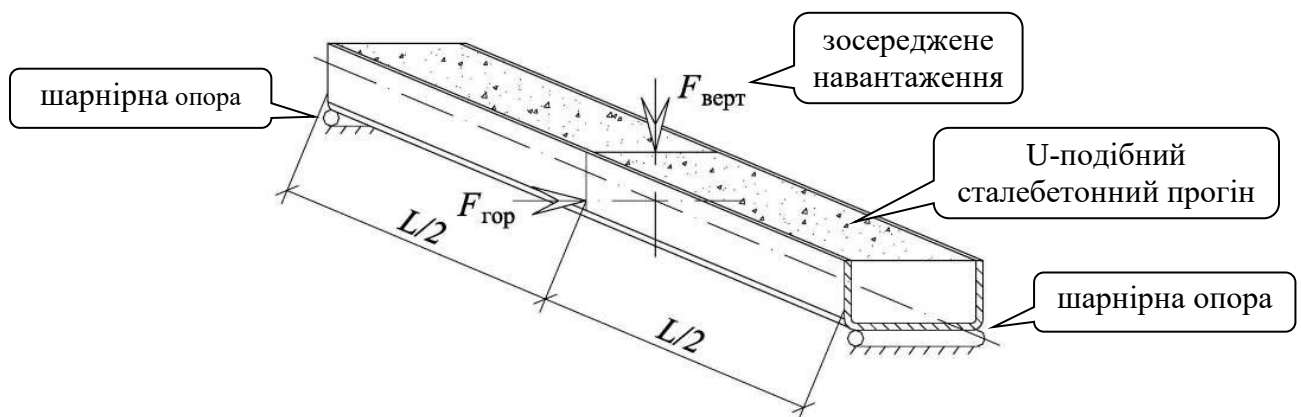


Рис. 3.5.1 – Схема завантаження дослідних сталезалізобетонних прогонів при їх дослідження на косий згин

Детальні відомості щодо фізико-механічних параметрів вихідних матеріалів (листового прокату, арматурної сталі круглого перерізу та бетону), що застосовувалися при виготовленні дослідних зразків попередньо напружених сталезалізобетонних прогонів, систематизовано у табличній формі розділі 3.3. Конструкція зразків, їх розміри та схеми забезпечення сумісної роботи сталі й бетону ідентична тим зразкам, що випробувані на плоский згин (розділи 3.1–3.2).

Процедура підготовки до випробувань включала етап передачі зусилля попереднього напруження на композитний елемент. Після досягнення бетоном проектних показників міцності здійснювався плавний демонтаж навантажувального пристрою (домкрата), що забезпечило фіксацію попереднього вигину сталеві оболонки. Загальна конфігурація експериментальної установки з деталізацією вузла прикладання навантаження представлена на рис. 3.5.2. Загальний вигляд зразків показано на рисунку 3.5.3.

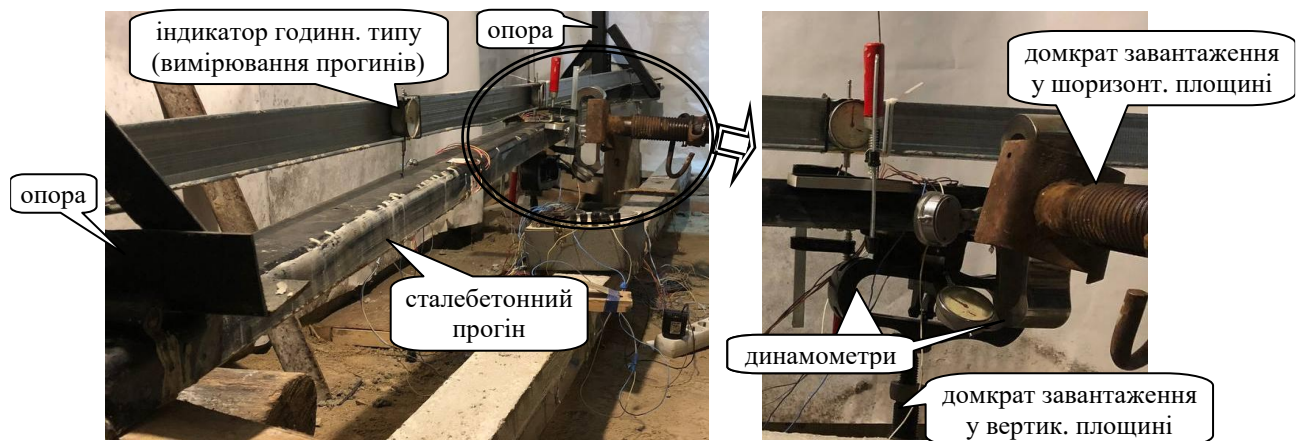


Рис. 3.5.2 – Загальний вигляд вузла прикладання навантаження на сталобетонні прогони під час проведення випробувань на косий згин



Рис. 3.5.3 – Загальний вигляд сталобетонних прогонів під час проведення випробувань на косий згин

Моніторинг параметрів напружено-деформованого стану реалізовано за допомогою комплексної системи вимірювальних приладів, описаних у розділі 3.2 (схема розташування вимірювальних приладів продубльовано на рис. 3.5.4).

1. Тензометрія: реєстрація відносних поздовжніх деформацій компонентів перерізу здійснювалася електротензорезисторами з базою 20 мм. Контрольні перерізи обрано в зоні чистого згину (середина прольоту, $0,5L$) та в чвертях прольоту ($0,25L$ від опор).
2. Верифікація: для контролю достовірності показань у найбільш напружених зонах (крайніх фібрах) дублююче встановлено механічні екстензометри системи Гугенбергера (база 20 мм). Метрологічні характеристики приладів (ціна поділки $0,005$ мм) дозволили фіксувати деформації з точністю до 25×10^{-5} .
3. Прогинометрія: вертикальні переміщення (прогини) конструкції у характерних точках ($0,5L$ та $0,25L$) фіксувалися індикаторами годинникового типу.

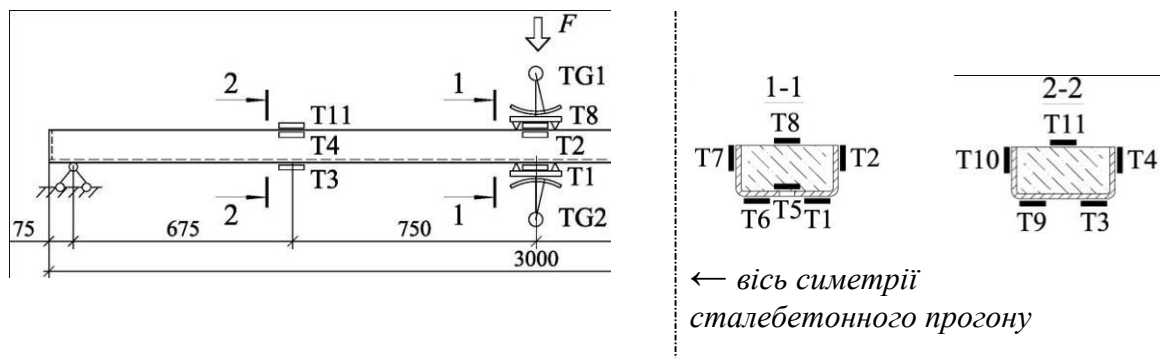


Рис. 3.5.4 – Схема розташування вимірювальних приладів на досліджуваних зразках

Графічна інтерпретація топології розподілу полів відносних деформацій у нормальному перерізі 1-1 (середина прольоту) для сталеві оболонки дослідних зразків при випробуванні на косий згин наведена на рисунку 3.5.5. Оскільки обрана схема навантаження (дія двох ортогональних сил) моделювала умови косого згину, аналіз напружено-деформованого стану виконувався у просторовій постановці. Для комплексної візуалізації характеру роботи перерізу, епюри деформацій побудовано по всій площі поперечного перерізу, що дозволяє оцінити положення нейтральної лінії в умовах біаксіального згину.

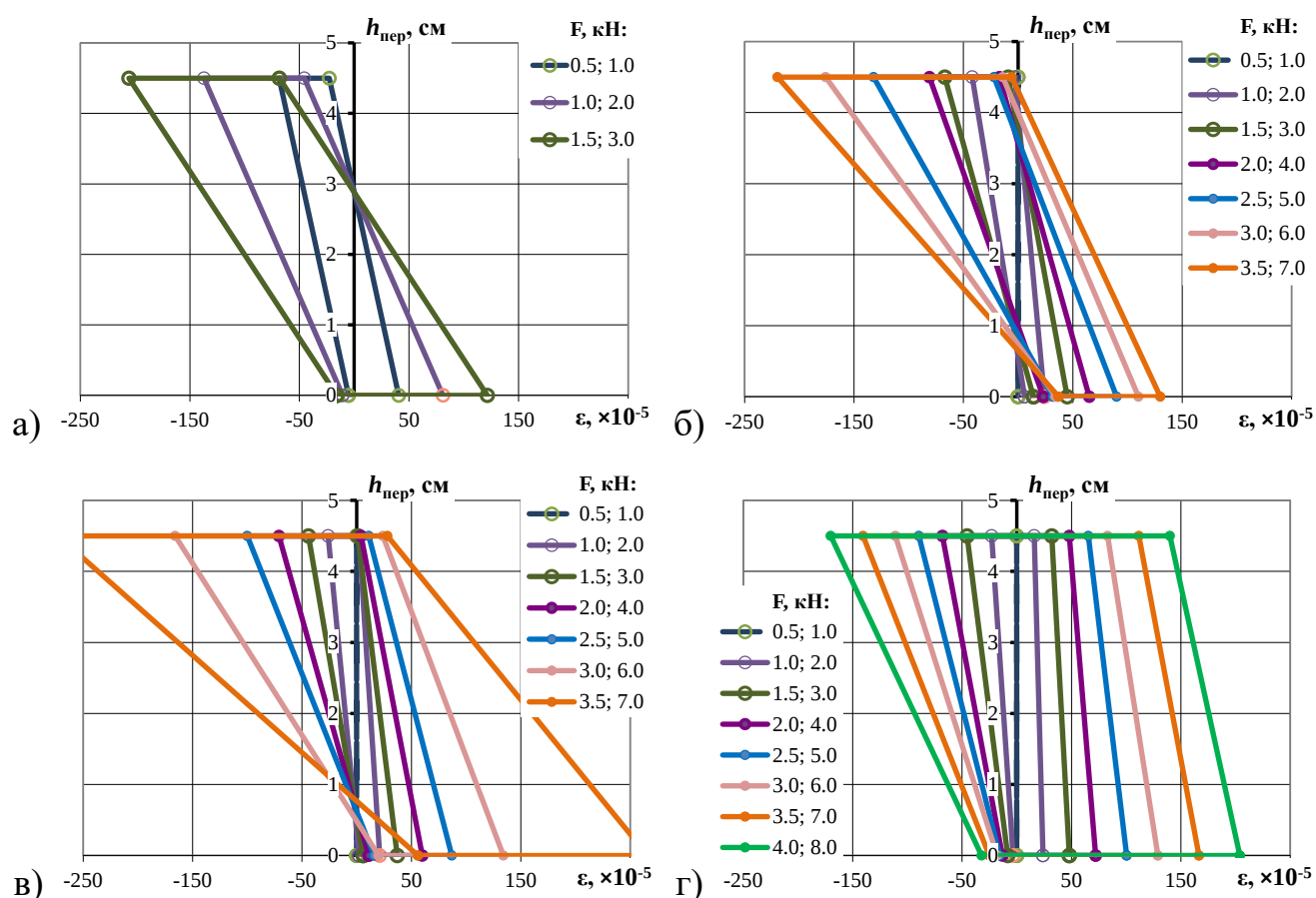


Рис. 3.5.5 – Розподіли відносних деформацій нормального перерізу 1-1
сталобетонних балок при косому згині:

а) серія С1.3; б) серія СБ1.3; в) серія ПСБ1.3; г) серія ПСБ2.3

На графіках рисунку 3.5.5 вказане по два значення навантаження, при яких знімалися покази по електротензорезисторах. Як видно, горизонтальне навантаження було вдвічі більше за вертикальне.

Дослідження розвитку відносних деформацій при косому згині прогонів з холодноформованих сталевих профілів показало нелінійний характер їх зростання. На ранніх стадіях навантаження деформації розвиваються порівняно рівномірно в обох головних напрямках, проте зі збільшенням навантаження спостерігається диспропорційне зростання деформацій в напрямку меншої жорсткості, що призводить до інтенсифікації тріщиноутворення у бетоні. Взаємодія між осями симетрії перерізу та напрямками головних напружень створює складний механізм розподілу зусиль у композитній системі.

Критерієм оцінки ефективності запропонованої технології попереднього напруження слугував порівняльний аналіз кінетики деформування конструкцій. Зіставлення динаміки зростання відносних деформацій та вектора повних прогинів для різних типів зразків візуалізовано на рис. 3.5.6. Кількісний аналіз параметрів граничного стану балок, завантажених двома силами, рівновіддаленими від опор, дозволив диференціювати вплив конструктивних факторів.

1. Фактор композитності: саме лише заповнення порожнини бетоном (перехід від порожнього профілю до сталезалізобетонного) забезпечує приріст несучої здатності до 2,5 разів, а згинальної жорсткості – до 2,1 разів.
2. Фактор попереднього напруження: введення початкового вигину додатково підвищує несучу здатність на 8%, а жорсткість – на 18%.
3. Фактор геометрії перерізу: збільшення висоти бетонного ядра на 60% (серія ПСБ2) порівняно з базовою серією призводить до сумарного зростання несучої здатності на 21% та жорсткості до 40%.

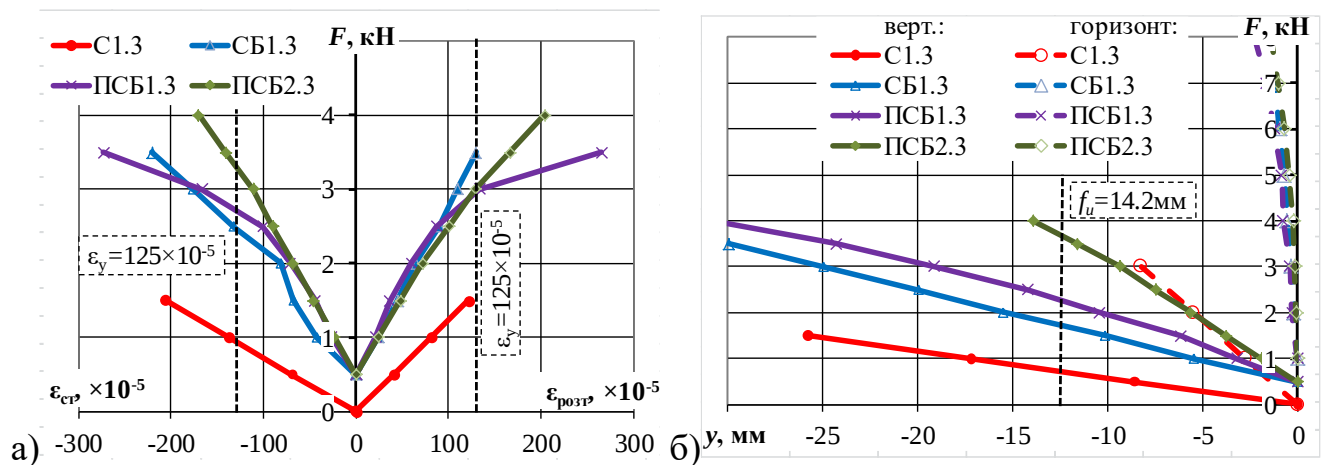


Рис. 3.5.6 – Порівняння розвитку відносних деформацій нормального перерізу сталевій частини (а) та прогинів (б) сталобетонних зразків, завантажених двома силами у взаємоперпендикулярних площинах

Отримані результати підкреслюють важливість врахування впливу косоного згину при проектуванні конструкцій з холодноформованих профілів та необхідність розробки уточнених методик розрахунку для таких навантажень.

Висновок до розділу 3

Узагальнення результатів експериментальних досліджень напружено-деформованого стану та несучої здатності попередньо напружених сталезалізобетонних прогонів з холодноформованих сталевих профілів (на базі гнутого швелера №10 з товщиною стінки 3 мм довжиною $L = 3000$ мм), дозволило встановити наступні закономірності.

1. Враховуючи усі фактори створення дослідних сталезалізобетонних конструкцій, то ці балки можна розглядати, як двошарові композитні конструкції з жорстким поєднанням в спільну роботу двох шарів (бетону та сталі) за допомогою вертикальних анкерних стержнів, приварених до внутрішньої сторони полицок гнутих швелерів. Для забезпечення спільної роботи бетону і металу у пластичній стадії їх роботи, ще було додатково приварені з внутрішньої сторони до горизонтально розташованої стінки швелера S-подібні анкерні стержні, що мали включатися в роботу після втрати місцевої стійкості полицок швелера та їх відриву від бетонного осердя.

2. Методика проведення експериментальних випробувань із застосуванням різних вимірювальних приладів підтверджує достовірність та відтворюваність результатів досліджень, що свідчить про коректність прикладної методики експерименту та надійність використовуваного обладнання. Взаємне підтвердження даних різнотипними приладами виключає систематичні похибки вимірювань та завершеність достовірності отриманих результатів, що є необхідною умовою для їх подальшого використання при верифікації розрахункових моделей та розробці практичних рекомендацій.

3. Матеріали (сталь і бетон), застосовані для виготовлення дослідних зразків, мають фізико-механічні властивості, притаманні матеріалам, що широко застосовуються при проектуванні будівельних конструкцій. Мінливість міцності бетону за результатами випробувань стандартних кубів становила 8,9–12,0%; мінливість міцності сталі – 2,6–2,8%.

4. Експериментальні випробування підтвердили ефективність технології фіксації попередньо вигнутого стану сталевий оболонки за допомогою бетонного ядра. Втрати попереднього вигину внаслідок пружного відновлення після розпалубки та зняття навантаження становлять:

- 81% — для конструкцій із бетонуванням в рівень полиць;
- 31% — для конструкцій зі збільшеною висотою бетонної зони (+30 мм, або в 1,6 рази), що свідчить про кращу анкеровку деформацій у розвиненому перерізі.

5. Багатофакторна програма проведення експериментальних випробувань сталезалізобетонних прогонів із холодноформованих сталевих профілів дозволив виявити наступне при дослідженні зразків на плоский згин:

- фактор композитності: саме лише заповнення порожнини швелера бетоном забезпечує приріст несучої здатності на 19% та згинальної жорсткості на 27% порівняно з порожнистим профілем;
- фактор попереднього напруження: введення початкового вигину (pre-sambering) додатково підвищує граничний опір конструкції на 24%, а жорсткість — на 29%;
- фактор геометрії: збільшення висоти бетонного ядра в 1,6 рази у попередньо напружених зразках призводить до зростання несучої здатності на 31% та жорсткості на 57%.

6. Робота сталезалізобетонних прогонів при косому згині показала, що:

- інтеграція бетонного заповнювача в порожнину швелера забезпечує кардинальне підвищення експлуатаційних характеристик при роботі у двох площинах: несуча здатність та згинальна жорсткість зростають до 2 разів порівняно з порожнистим сталевим елементом (за рахунок підвищення крутильної жорсткості та запобігання втраті місцевої стійкості стінок);
- введення початкового вигину для прогонів, що працюють на косий згин, забезпечує додатковий приріст несучої здатності до 8%, а жорсткості — до 18%;
- більшення висоти бетонного ядра в 1,6 рази (на 30 мм вище полиць) дозволяє підвищити несучу здатність на 21%, а жорсткість — на 40%.

7. Розроблені попередньо напружені композитні прогони (на базі гнутого швелера №10, $t=3$ мм) демонструють несучу здатність, еквівалентну традиційним сталевим аналогам (труба профільна 80×3 мм). При цьому композитна конструкція характеризується вищою на 27% експлуатаційною жорсткістю та дозволяє досягти економії конструкційної сталі на рівні 38,5%.

РОЗДІЛ 4

ПОРІВНЯННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ТЕОРЕТИЧНИХ І ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

4.1 Статистична обробка порівняння теоретичних і експериментальних результатів

З метою оцінки наскільки добре теоретична модель визначення деформацій на основі сумісного рішення рівняння рівноваги поздовжніх сил, що виникають у поперечному перерізі балок, викладено в другому розділі, узгоджується з реальністю, представленою експериментальними даними, викладеними в третьому розділі, виконана статистична обробка результатів: обчислені математичне сподівання та коефіцієнт варіації відношення теоретичних результатів до експериментальних.

Статистична обробка являю собою по суті перевірку надійності теоретичної моделі та виявлення потенційних відхилень. Завданнями виконаної статистичної обробки є:

- *оцінка точності теоретичної моделі*: математичне сподівання (середнє значення) відношень може показувати, чи теоретичні значення переоцінюють чи недооцінюють експериментальні значення. Обчислене середнє значення математичного сподівання відношення становить 0,936, що свідчить про незначну недооцінку теоретичною моделлю експериментальних значень;
- *виявлення систематичних відхилень*: якщо математичне сподівання відношень відрізняється від 1.0, то це вказує на систематичну помилку в теоретичній моделі. Застосована теоретична модель постійно недооцінює експериментальні дані, про що сказано вище;
- *визначення, чи є теоретична модель занадто простою*: якщо математичне сподівання відношень сильно відрізняється від 1.0, то це може вказувати на те, що модель не враховує важливих факторів, які впливають на експериментальні дані. У нашому випадку значних відхилень не було, що вказує на те, що всі

важливі фактори експериментальних випробувань враховано в теоретичній моделі;

- *визначення, чи є теоретична модель занадто складною*: у деяких випадках, надмірна складна модель може бути «перетренованою» на експериментальних даних, що призводить до поганих прогнозувань на нових даних. У нашому випадку надмірно складних аспектів у теоретичній моделі не виявлено;
- *вибір параметрів моделі*: обчислення математичного сподівання може бути використано для вибору параметрів теоретичної моделі, які дають найкраще узгодження з експериментальними даними;
- *покращення моделі*: аналіз відхилень від математичного сподівання може допомогти ідентифікувати причини відхилень і вдосконалити теоретичну модель.

На рисунках 4.1.1 і 4.1.2 показано результати порівняння визначених теоретично відносних деформацій в крайніх волокнах перерізу та прогинів сталезалізобетонних балок із холодноформованих сталевих профілів при збільшенні навантаження до експериментально отриманих даних. При цьому навантаження на конструкції збільшувалося від нуля до навантажень, що викликають деформації плинності у крайніх фібрах сталевій частини перерізу.

На рисунках 4.1.1 і 4.1.2 прийняті наступні умовні позначення ліній графіків (див. рис. 4.1.3):

f_{cd}/R_s ц.в. – визначення коефіцієнту приведення α_R по формулі (2.10); розташування бетонної частини перерізу по її центральній осі (див. рис. 2.2.3);

E_{cd}/E_s ц.в. – визначення коефіцієнту приведення α_E по формулі (2.11); розташування бетонної частини перерізу по її центральній осі (див. рис. 2.2.3);

f_{cd}/R_s в.п. – визначення коефіцієнту приведення α_R по формулі (2.10); розташування бетонної частини перерізу по верхньому обрізу сталевий U-подібного холодноформованого профілю (див. рис. 2.2.4);

E_{cd}/E_s в.п. – визначення коефіцієнту приведення α_E по формулі (2.11); розташування бетонної частини перерізу по верхньому обрізу сталевий U-подібного холодноформованого профілю (див. рис. 2.2.4).

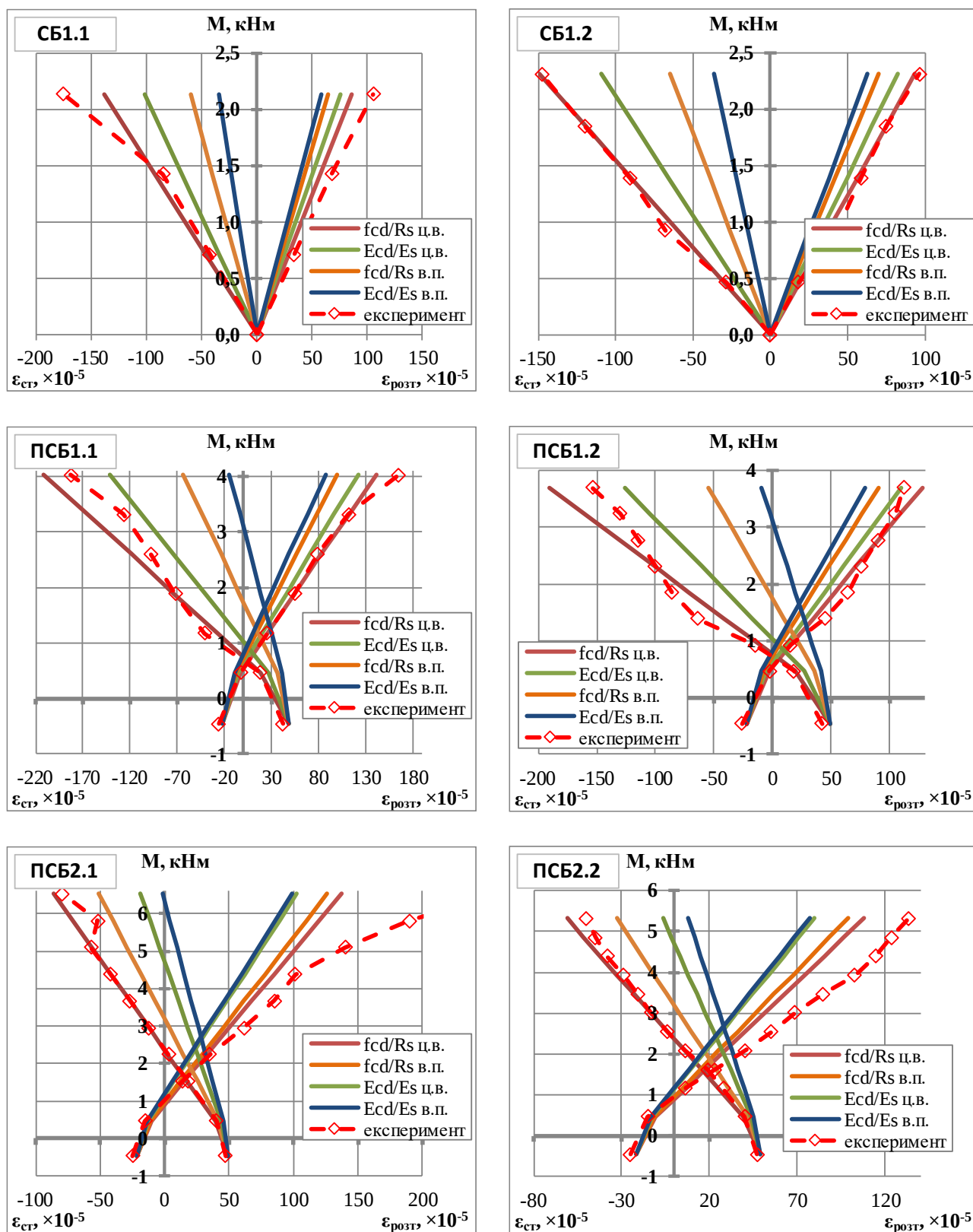


Рис. 4.1.1 – Порівняння теоретично визначених до отриманих експериментально відносних деформацій в крайніх волокнах перерізу (міцності) сталезалізобетонних балок із холодноформованих сталевих профілів (маркування типів балок див. рис. 4.1.4)

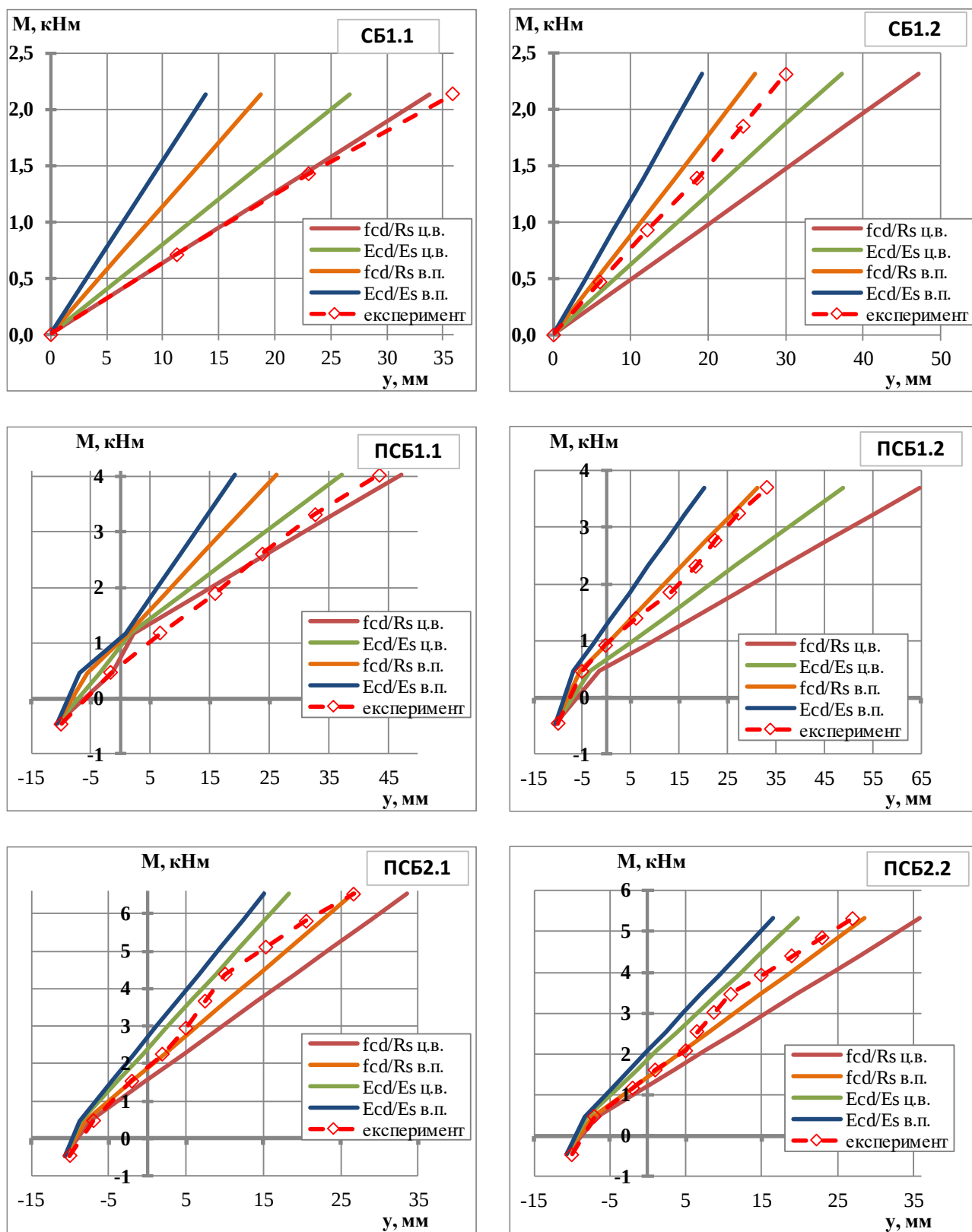


Рис. 4.1.2 – Порівняння теоретично визначених до отриманих експериментально прогинів (деформативності) сталезалізобетонних балок із холодноформованих сталевих профілів (маркування типів балок див. рис. 4.1.4)

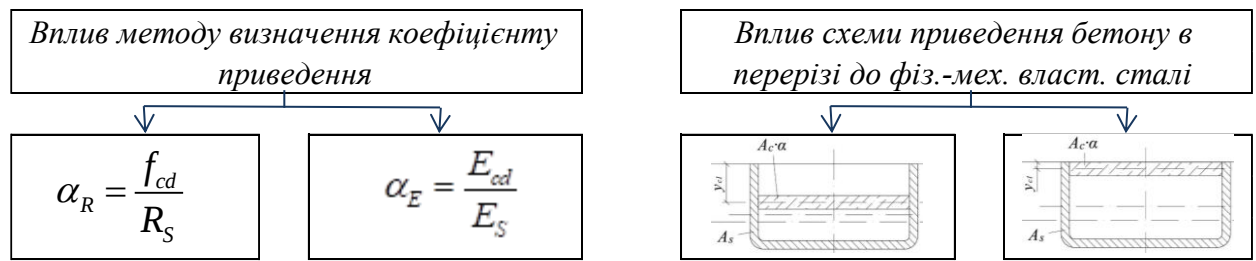


Рис. 4.1.3 – Методи визначення теоретичних значень геометричних характеристик приведенного перерізу сталезалізобетонних балок із холодноформованих сталевих профілів

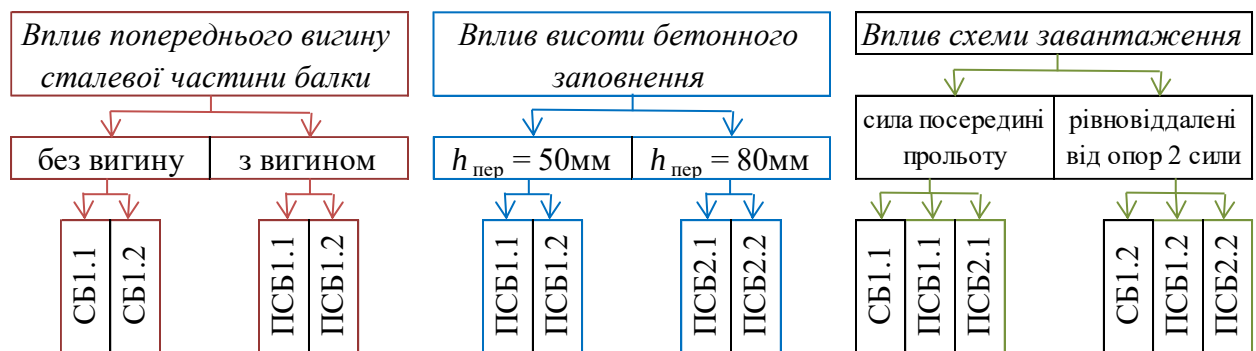


Рис. 4.1.4 – Маркування типів досліджених сталезалізобетонних балок із холодноформованих сталевих профілів

Як видно з поданих на рисунку 4.1.1 графіках, найкращий збіг відносних деформацій в крайніх волокнах перерізу сталезалізобетонних балок із холодноформованих сталевих профілів із експериментом показав теоретичний метод визначення коефіцієнту приведення α_R як ділення тимчасових опорів міцності бетону до сталі із розташуванням приведеної бетонної частини перерізу по її центральній осі. Цей теоретичний метод передбачає приведення бетонної частини композитного перерізу до еквівалентної площі умовної сталеві зони з розташуванням цієї приведеної частини по центральній осі геометрії бетонного перерізу. Такий підхід дозволяє врахувати різницю модулів пружності компонентів композитної системи та правильно визначити положення нейтральної осі приведенного перерізу при спільній роботі холодноформованого сталеві профілю та бетону. Визначена за цим методом нейтральна вісь приведенного перерізу слугує основою для розрахунку розподілу деформацій та напружень по висоті

композитного перерізу, забезпечуючи точний прогноз поведінки конструкції під навантаженням. Хорошій кореляції між теорією та експериментом сприяє те, що метод враховує дійсні характеристики матеріалів, отримані при випробуваннях, та орієнтується на композитну дію сталі та бетону як єдиної системи з врахуванням їх фізико-механічних властивостей.

Результати порівняння експериментальних даних з теоретичними розрахунками підтверджують коректність запропонованої методики та можливість її застосування для надійного прогнозування напружено-деформованого стану сталезалізобетонних конструкцій із холодноформованих профілів в умовах експлуатації. У таблиці 4.1 наведено результати статистичного опрацювання результатів порівняння теоретично та експериментально отриманих значень відносних деформацій.

Таблиця 4.1

Статистичне опрацювання результатів порівняння теоретично та експериментально отриманих значень відносних деформацій

Шифр зразка	математичне сподівання	дисперсія	стандарт	коефіцієнт варіації
	m_x	D_x	σ_x	V_x
C1.1	0,956	0,007	0,085	0,089
C1.2	0,908	0,014	0,120	0,132
CB1.1	0,912	0,018	0,135	0,148
CB1.2	0,976	0,004	0,060	0,062
PCB1.1	1,041	0,030	0,173	0,166
PCB1.2	0,993	0,034	0,185	0,187
PCB2.1	0,910	0,035	0,188	0,206
PCB2.2	0,905	0,027	0,163	0,180
середнє	0,950	0,021	0,139	0,146

Верифікація запропонованої методики розрахунку, що виконана шляхом співставлення теоретичних епюр розподілу відносних деформацій з експериментальними даними (візуалізація на рис. 4.1.1), підтверджує високу кореляцію між теоретичними та дослідними значеннями:

- математичне сподівання відношення розрахункових величин до експериментальних становить 0,950, що свідчить про достатню точність запропонованої математичної моделі;
- коефіцієнт варіації відхилень не перевищує 14,6%, що є прийнятним показником для інженерних розрахунків композитних конструкцій.

Отже, запропонований метод визначення коефіцієнту приведення може бути рекомендований для включення до практичних методик розрахунку та стати основою для розробки уточнених норм проектування подібних композитних конструкцій. Водночас, порівняльний аналіз виявив критичну розбіжність між результатами, отриманими за запропонованим алгоритмом із врахуванням історії навантаження, та розрахунками за чинними нормативними методиками (традиційний підхід) – див. рис. 4.1.5. Абсолютна величина відхилення становить:

- 24,6% — для балок серії ПСБ1;
- 41,7% — для балок серії ПСБ2 (зі збільшеним бетонним ядром).

Такі значні розходження є прямим експериментальним доказом необхідності врахування початкового напружено-деформованого стану (НДС) окремих компонентів попередньо напруженого сталезалізобетонного стержня, що формується до моменту їх об'єднання в сумісну роботу.

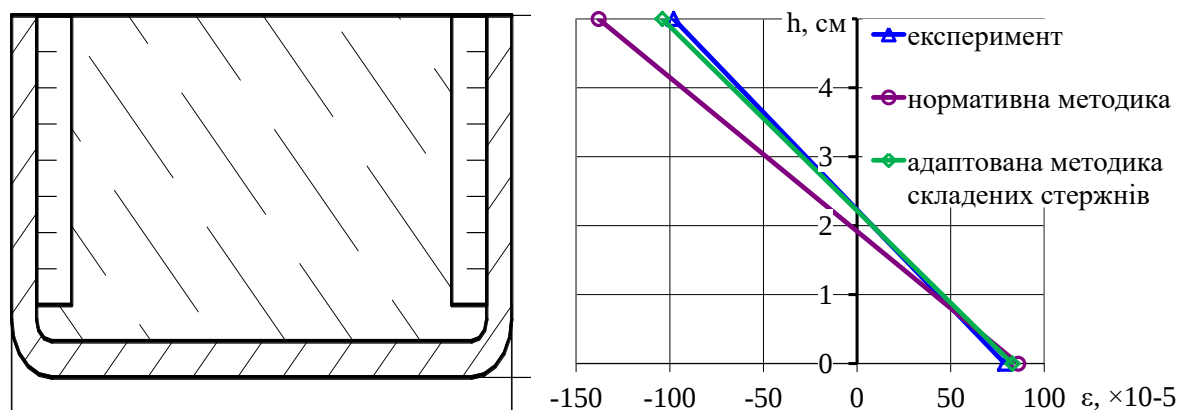


Рис. 4.1.5 – Порівняння відносних деформацій по висоті перерізу балок серії ПСБ1

Як видно з поданих на рисунку 4.1.2 графіках, найкращий збіг прогинів сталезалізобетонних балок із холодноформованих сталевих профілів із експериментом показав теоретичний метод визначення коефіцієнту приведення α_R як ділення тимчасових опорів міцності бетону до сталі із розташуванням приведеної бетонної частини перерізу по верхньому обрізу сталевому U-подібного холодноформованого профілю (окрім зразків СБ1.1 і ПСБ1.1). Ключовою відмінністю цього методу є спосіб розташування приведеної бетонної частини перерізу по верхньому обрізу сталевому U-подібного холодноформованого профілю, а не по центральній осі, як це було описано в попередньому методі. Таке розташування приведеної бетонної зони враховує реальну геометрію та конструктивну схему взаємодії холодноформованого U-подібного профілю з монолітною залізобетонною плитою перекриття. Фізична сутність цього підходу полягає в тому, що верхня грань бетону в композитній системі працює як суцільна плита, безпосередньо контактуючи з верхньою частиною U-подібного профілю. Приведення бетонної площі саме до цієї позиції дозволяє більш адекватно врахувати розподіл жорсткості по перерізу, що впливає на величину прогинів конструкції під навантаженням.

У таблиці 4.2 наведено результати статистичного опрацювання результатів порівняння теоретично та експериментально отриманих значень прогинів. Достатня кореляція між теоретичними та дослідними значеннями підтверджується наступними показниками:

- математичне сподівання відношення розрахункових величин до експериментальних становить 1,002, що свідчить про достатню точність запропонованої математичної моделі;
- коефіцієнт варіації відхилень не перевищує 10,1%, що є прийнятним показником для інженерних розрахунків композитних конструкцій.

Отримана висока кореляція між експериментальними та теоретичними прогинами підтверджує коректність запропонованої методики та демонструє її практичну цінність для проектування сталезалізобетонних конструкцій з холодноформованих сталевих профілів.

Таблиця 4.2

Статистичне опрацювання результатів порівняння теоретично та експериментально отриманих значень прогинів

Шифр зразка	математичне сподівання	дисперсія	стандарт	коефіцієнт варіації
	m_x	D_x	σ_x	V_x
C1.1	1,069	0,003	0,053	0,050
C1.2	0,968	0,001	0,033	0,034
CB1.1	0,973	0,001	0,030	0,031
CB1.2	0,860	0,000	0,012	0,014
PCB1.1	0,905	0,077	0,278	0,307
PCB1.2	0,924	0,012	0,108	0,117
PCB2.1	1,161	0,025	0,159	0,137
PCB2.2	1,154	0,018	0,133	0,115
середнє	1,002	0,017	0,101	0,101

Таким чином, для теоретичного аналізу напружено-деформованого стану сталезалізобетонних балок із холодноформованих сталевих профілів рекомендовано бетон приводити до сталі через коефіцієнт приведення α_R як ділення тимчасових опорів міцності бетону до сталі. При цьому для аналіз міцності приведену смугу бетону слід розташовувати по її фізичній центральній осі, а для аналізу деформативності – по верхньому обрізу сталевого U-подібного холодноформованого профілю.

4.2 Впровадження результатів досліджень

Як зазначено вище, сталезалізобетонні згинані конструкції є досить ефективними ресурсоощадними конструкціями. Підвищеною технологічністю та збільшеною несучою здатністю відрізняються конструкції з попередньо напруженою сталеву частину, причому для фіксації цього попереднього напруження використовується безпосередньо бетон композитного перерізу.

У межах даного етапу дослідження здійснено перехід від експериментального (лабораторно-дослідного) способу виготовлення сталобетонних композитних попередньо напружених конструкцій до промислової моделі реалізації технології, які забезпечать відтворюваність характеристик попереднього напруження, контроль напружено-деформованого стану та можливість масштабування і перехід до серійного виробництва конструкцій. Ключовою метою залишалася емпірична верифікація гіпотези щодо стабілізації напружено-деформованого стану попередньо вигнутої металічної оболонки шляхом інтеграції бетонного ядра, з урахуванням вимог індустриального виробництва, стандартизації та метрологічного забезпечення процесу.

Виготовлення сталеву частини елемента конструкції в промислових умовах виконується з використанням сертифікованого металопрокату відповідної марки сталі відповідно до чинних нормативних документів. Технологічний цикл охоплює вхідний контроль якості матеріалу, перевірку геометричних параметрів, неруйнівний контроль на наявність можливих дефектів, а також механізоване різання та формування профілю з застосуванням обладнання з числовим програмним керуванням. Геометричну точність заготовок для виготовлення конструкції забезпечено за рахунок дотримання встановлених допусків та автоматизованого контролю параметрів формоутворення.

Формування попереднього вигину сталеву частини балки в умовах заводу реалізується за допомогою стаціонарних гідравлічних пресових систем з електронним блоком керування із цифровим контролем прикладеного зусилля (див. рис. 4.2.1). У порівнянні із застосуванням механічного домкрата в

експериментальній схемі, промислова система забезпечує точний контроль згинального моменту та стабільність прикладеного навантаження впродовж усього технологічного циклу бетонування. Величина попереднього вигину задається на підставі розрахункової моделі та контролюється за допомогою лазерних вимірювальних систем або індикаторів переміщення з цифровим контролем. Досягнення проєктної кривизни фіксується у силовому стенді до моменту заливки бетонного ядра.

Перед бетонуванням внутрішня поверхня сталевий частини підлягає очищенню та підготовці, це потрібно для забезпечення належної адгезії компонентів. Встановлюються анкерні елементи для підвищення сумісної роботи матеріалів у складі композитного перерізу. Заповнення порожнини виконується бетоном заводського виготовлення із контрольованими характеристиками. Процес бетонування здійснюється з використанням механізованої подачі суміші та вібраційного ущільнення для усунення порожнин і забезпечення однорідності структури. З цього ж бетону формуються контрольні зразки для подальшого визначення фактичної міцності бетону.

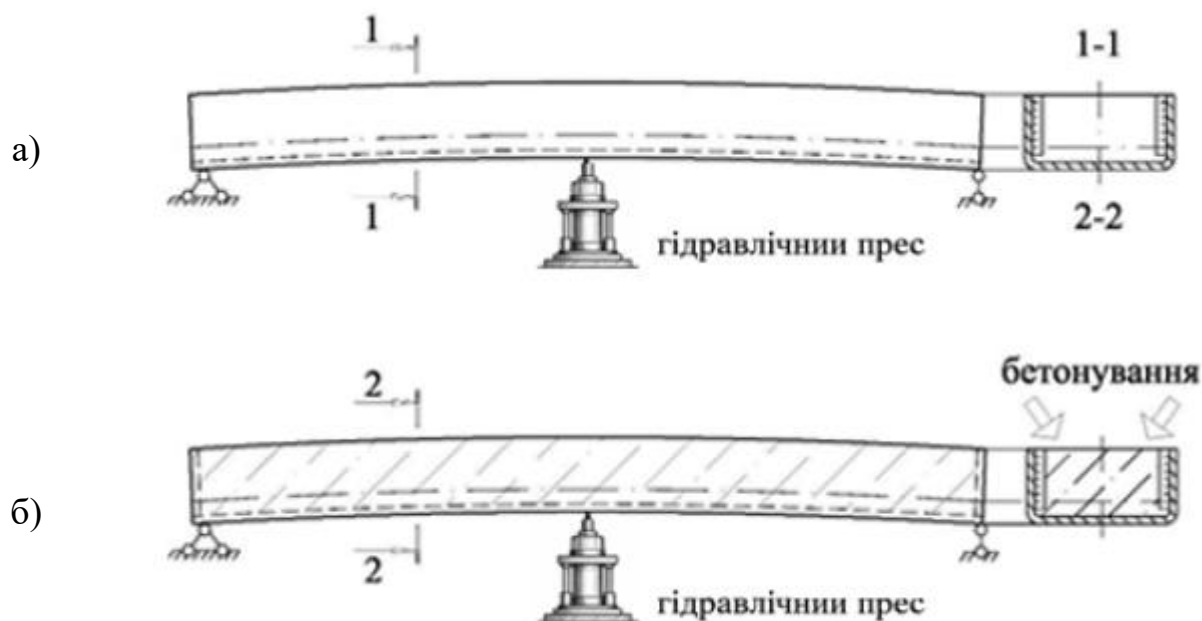


Рис. 4.2.1 – Технологічна послідовність виготовлення попередньо напруженої сталезалізобетонної балки: а) сталевий елемент; б) перетворення сталевих елементу в сталезалізобетонний

Демонтаж системи фіксації попереднього вигину допускається виключно після досягнення бетоном проєктної або регламентованої часткової міцності, що підтверджується результатами випробування контрольних зразків або неруйнівного контролю. У промислових умовах затвердіння бетону може здійснюватися як у нормальних температурно вологісних умовах, так і з використанням тепловологісної обробки для пришвидшення набору міцності. В такому підході забезпечується гарантована стабілізація попередньо сформованого напруженого стану сталевих елементів конструкції після її сумісної роботи з бетонним ядром.

Таким чином, промислове масштабування технології виготовлення попередньо вигнутих сталобетонних елементів забезпечує підвищення точності формування *pre-camber*, стабільність параметрів напружено-деформованого стану, відтворюваність результатів та можливість серійного виробництва конструкцій із регламентованими характеристиками. Запропонована методика інтегрується у сучасні цифрові системи проєктування та відповідає вимогам нормативної бази щодо розрахунку і випробування композитних сталобетонних елементів, що створює передумови для подальшого впровадження технології у практику цивільного та промислового будівництва.

Ефективні ресурсощадні технології зведення сталезалізобетонних конструкцій з холодноформованих сталевих профілів, в основу яких покладено принцип оптимізації та збалансування ступеня використання несучої здатності монолітної залізобетонної плити сталезалізобетонних згинаних конструкцій, впроваджено на низці об'єктів як громадського, так і промислового призначення.

Під час зведення консольних балконних плит реконструйованої будівлі в м. Харків (див. рис. 4.2.2) одержані результати досліджень стали основою для оптимізації комплексу робочих креслень марки КБ, розроблених для влаштування балконних плит зазначеної будівлі.

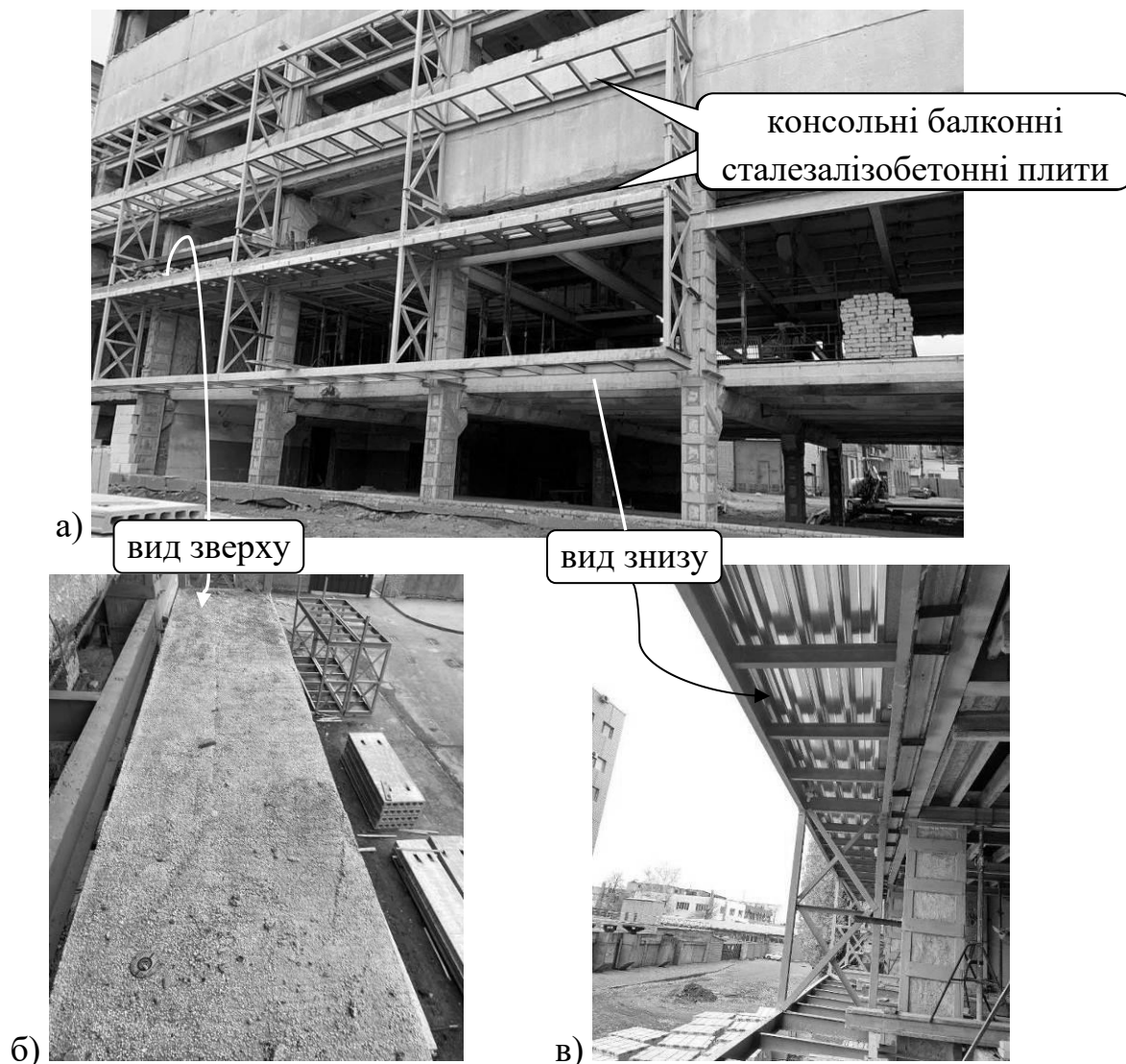


Рис. 4.2.2 – Загальний вигляд консольних балконних плит, сталезалізобетонна монолітна плита яких влаштована по балковій клітці із холодноформованих профілів: а) загальний вид фрагменту фасаду будівлі під час реконструкції; б) вид зверху на монолітну бетонну плиту; в) вид знизу на профільований настил незнімної опалубки та елементи сталевої консольної балкової клітки

Основними несучими конструкціями консольних балконних плит слугувала сталева балкова клітка, закріплена до сталевих об'єм підсилення існуючих залізобетонних колон. Головні балки балкової клітки виготовлено з гнутих холодноформованих швелерів №18; другорядні балки – зі швелерів №14.

Необхідність улаштування нових вбудованих міжповерхових перекриттів виникла у зв'язку з реконструкцією промислової будівлі зі зміною її функціонального призначення на житлове. З архітектурно-конструктивної точки

зору будівля має рамно-в'язевий каркас із збірних залізобетонних елементів. Прольоти будівлі становлять 9 м, крок поперечних рам – 6 м. Висота поверхів до реконструкції дорівнювала 6 м; після влаштування вбудованих перекриттів вона залишилася незмінною – 6 м. Колони каркасу мають переріз 600×400 мм. Ригелі перекриттів виконано трапецієподібного перерізу із заниженою нижньою полицею для укладання ребристих плит перекриття врівень із верхнім обрізом ригелів. Просторова жорсткість будівлі забезпечується жорстким защемленням колон у фундаментах стаканного типу, жорсткими вузлами примикання ригелів до колон, влаштуванням вертикальних в'язей або діафрагм жорсткості, а також збірно-монолітними дисками міжповерхових перекриттів.

На рисунку 4.2.3 показано загальний вигляд влаштування із використанням запропонованих ресурсоощадних технологій вбудованих сталезалізобетонних перекриттів у виробничій шахті ліфта. На даній ділянці сталеві швелери балкової клітки вкладалися безпосередньо на занижену полицьку залізобетонних ригелів та приварювалися до закладних деталей, передбачених для залізобетонних плит перекриття. По сталевим балкам розкладався профліст і влаштовувалася монолітна залізобетонна плита.



Рис. 4.2.3 – Загальний вигляд влаштування перекриттів у виробничій шахті ліфта

Ще одним об'єктом впровадження було влаштування сталезалізобетонного перекриття над підвальним приміщенням у гуртожитку №2 в ході виконання проєкту з термомодернізації Європейського інвестиційного банку «Вища освіта України» в Національному університеті «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка». Нижче наведено лише опис пропозицій із влаштування перекриття підвального приміщення подвійного призначення за допомогою сталезалізобетонної балкової клітки. На рисунку 4.2.4 показано загальний вигляд підвального приміщення, над яким необхідно виконати нове перекриття, яке б відповідало вимогам ДБН В.2.2-5:2023 як для споруд подвійного призначення.



Рис. 4.2.4 – Підвальне приміщення, над яким треба виконати перекриття

Для вирішення даного питання, запропоновано нове перекриття виконати із монолітно-збірних сталезалізобетонних конструкцій. У даних конструкціях до влаштування монолітної залізобетонної плити несучими елементами є сталеві балки із холодноформованих сталевих профілів. Згідно показаної на рисунку 4.2.5 схеми розкладки сталевих балок, розроблено два варіанти примикання нових балок до існуючих цегляних стін та до сталевій обійми підсилення існуючих залізобетонних колон. На рисунку 4.2.6 показано загальний вигляд сталезалізобетонного перекриття під час його влаштування.

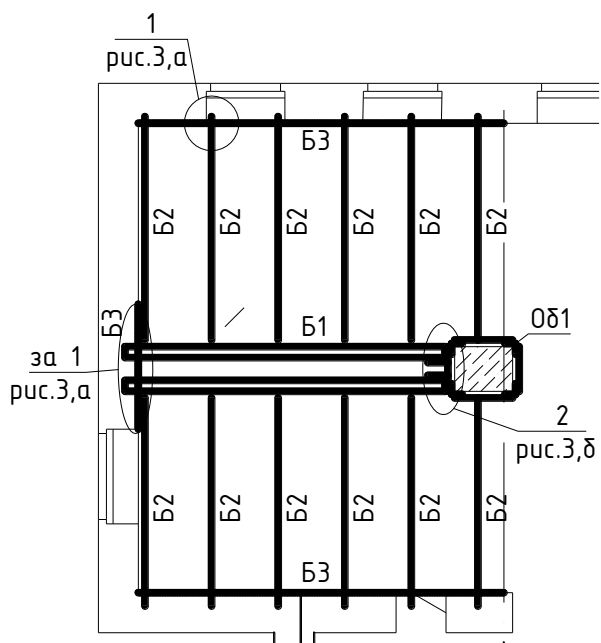


Рис. 4.2.5 – Фрагмент розкладки сталевих балок нового сталезалізобетонного перекриття над підвальним приміщенням



Рис. 4.2.6 – загальний вигляд сталезалізобетонного перекриття під час його влаштування: а) вигляд зверху; б) вигляд знизу

На основі отриманих експериментальних даних та розроблених теоретичних методик розрахунку були запроектовані попередньо напружені сталезалізобетонні балкові елементи. Ці конструкції знайшли застосування у якості стінових прогонів легкого огороження із сучасних сендвіч-панелей, що дозволило створити легку, технологічно просту та економічно раціональну конструктивну систему. Вибір сталезалізобетонних елементів з холодноформованих профілів для цієї мети виявився особливо актуальним у контексті операційної необхідності швидкого та ефективного відновлення промислової інфраструктури. Холодноформовані профілі забезпечили значну економію матеріалів та спрощення монтажних робіт порівняно з традиційними конструкціями, при цьому зберігаючи необхідну несучу здатність та надійність.

Таке конструктивне рішення прийнято як альтернатива застосуванню сталевих прогонів із холодноформованих труб квадратного перерізу, що мають однакові геометричні характеристики в двох площинах для сприйняття вертикального навантаження від власної ваги та горизонтального вітрового навантаження. У запропонованому рішенні сталезалізобетонних прогонів із застосування U-подібного профілю, вирівнювання геометричних характеристик в двох взаємоперпендикулярних площинах забезпечено шляхом попереднього напруження сталевих профілів у площині з мінімальними геометричними характеристиками та фіксації у такому стані бетонуванням. Попереднє напруження композитних елементів забезпечило їх розрахункову готовність до сприйняття експлуатаційних навантажень з мінімальним розвитком деформацій та тріщиноутворення, що критично важливо для забезпечення герметичності та експлуатаційної надійності сендвіч-панелей. Застосування науково обґрунтованих результатів експериментів дозволило отримати оптимальні параметри напруження та геометричні характеристики перерізів, що забезпечували необхідний рівень безпеки при мінімізації матеріаломісткості конструкцій. Розроблені попередньо напружені композитні прогони (на базі гнутого швелера №10, $t=3$ мм) демонструють несучу здатність, еквівалентну традиційним сталевим аналогам

(труба профільна 80×3 мм). При цьому композитна конструкція характеризується вищою на 27% експлуатаційною жорсткістю та дозволяє досягти економії конструкційної сталі на рівні 38,5%.

Успішне впровадження розроблених рішень на реальному об'єкті реконструкції підтвердило практичну цінність результатів наукових досліджень та продемонструвало можливість їх ефективного застосування в умовах необхідності прискореного відновлення пошкодженої військовими діями інфраструктури. Цей приклад демонструє успішний трансфер знань від наукових досліджень до практичного впровадження в конкретних проектно-кошторисних рішеннях та підтверджує актуальність розвитку інноваційних технологій сталезалізобетонних конструкцій для задач післявоєнної відбудови України.

Висновок до розділу 4

1. Верифікація запропонованої методики розрахунку, що виконана шляхом співставлення теоретичних епюр розподілу відносних деформацій з експериментальними даними (візуалізація на рис. 4.1.1), підтверджує високу кореляцію між теоретичними та дослідними значеннями: математичне сподівання відношення розрахункових величин до експериментальних становить 0,950, що свідчить про достатню точність запропонованої математичної моделі; коефіцієнт варіації відхилень не перевищує 14,6%, що є прийнятним показником для інженерних розрахунків композитних конструкцій.

2. На основі статистичного опрацювання результатів порівняння експериментальних випробувань та теоретичних розрахунків встановлено, що для теоретичного аналізу напружено-деформованого стану сталезалізобетонних балок із холодноформованих сталевих профілів рекомендовано бетон приводити до сталі через коефіцієнт приведення α_R як ділення тимчасових опорів міцності бетону до сталі. При цьому для аналізу міцності приведену смугу бетону слід розташовувати по її фізичній центральній осі, а для аналізу деформативності – по верхньому обрізу сталевого U-подібного холодноформованого профілю.

3. Ефективні ресурсощадні технології влаштування сталезалізобетонних конструкцій з холодноформованих сталевих профілів, засновані на оптимізації та врівноваженні рівня використання несучої здатності монолітної залізобетонної плити сталезалізобетонних згинаних конструкцій, впроваджено під час влаштування консольних балконних плит реконструйованої будівлі в м. Харків. Отримані результати досліджень слугували основою для оптимізації комплексу робочих креслень марки КБ з влаштування балконних плит зазначеної будівлі.

4. Результати експериментальних випробувань однопролітних сталезалізобетонних балкових елементів з холодноформованих сталевих профілів впроваджено в такому ж вигляді при розробленні робочого проєкту відновлення пошкодженої внаслідок російської агресії промислової споруди будівництва на території ПРАТ «Полтавське ХПП». Попередньо напружені сталезалізобетонні

балкові елементи були застосовані у якості стінових прогонів легкого огородження із сендвіч панелей. Розроблені попередньо напружені композитні прогони (на базі гнутого швелера №10, $t=3$ мм) демонструють несучу здатність, еквівалентну традиційним сталевим аналогам (труба профільна 80×3 мм). При цьому композитна конструкція характеризується вищою на 27% експлуатаційною жорсткістю та дозволяє досягти економії конструкційної сталі на рівні 38,5%.

5. Успішне впровадження розроблених рішень на реальному об'єкті реконструкції підтвердило практичну цінність результатів наукових досліджень та продемонструвало можливість їх ефективного застосування в умовах необхідності прискореного відновлення пошкодженої військовими діями інфраструктури. Цей приклад демонструє успішний трансфер знань від наукових досліджень до практичного впровадження в конкретних проектно-кошторисних рішеннях та підтверджує актуальність розвитку інноваційних технологій сталезалізобетонних конструкцій для задач післявоєнної відбудови України.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У результаті проведених експериментальних досліджень напружено-деформованого стану та несучої здатності попередньо напружених сталобетонних стінових прогонів встановлено наступне:

1. Конструктивна різноманітність холодноформованих сталевих конструкцій включає лінійні профілі (С-, Z-, U-, Σ -, Ω -типи, одиночні та складені) для колон, балок, прогонів і ферм, а також площинні – профільовані настили трьох основних груп: з прямолінійними елементами; поздовжніми чи поздовжніми; поперечними ребрами жорсткості. Додаткові ребра, крайові та проміжні, суттєво підвищують міцність тонкостінних конструкцій. Перспективним способом підвищення несучої здатності та жорсткості балок з холодноформованих сталевих конструкцій є заповнення бетоном внутрішньої порожнини профілів та їх попереднє напруження, яке економить витрати сталі при зменшенні прогинів і дозволяє ефективніше застосовувати високоякісні марки.

2. Надійне закріплення сталі із бетоном у композитних конструкціях забезпечується анкерними елементами різних типів: жорсткими упорами; гнучкими (петльовими, з головками) анкерами; рельєфними виштамповками на профнастилї; привареними шпильками. Розроблена конструкція анкерування забезпечує надійну сумісну роботу бетонного ядра та U-подібного сталевого профілю на всіх етапах їх роботи.

3. В результаті експериментальних досліджень сталезалізобетонних балок з холодноформованих сталевих профілів виявлено, що:

– шляхом заповнення бетоном внутрішньої порожнини сталевий U-подібної частини перерізу можливо фіксувати її попередньо зігнутий стан. Після набору бетоном міцності та відпуску домкрату попередній вигин зменшується на 81% для зразків із заповненням бетоном в рівень з перами швелеру і на 31% для зразків із заповненням бетоном на 30 мм вище від рівня пера поличок швелера;

– заповнення бетоном внутрішньої порожнини швелера підвищує на 19% несучу здатність і на 27% жорсткість сталобетонної балки;

- попередній вигин сталеві частини перерізу підвищує на 24% несучу здатність і на 29% жорсткість сталевобетонної балки;
- збільшення в 1,6 рази висоти перерізу бетонного осердя попередньо напруженого зразка підвищує на 31% несучу здатність і на 57% жорсткість сталевобетонної балки.

4. Розроблено методи розрахунку несучої здатності та деформативності сталезалізобетонних фахверкових балок з холодноформованих сталевих профілів. Верифікація запропонованої методики розрахунку, що виконана шляхом співставлення теоретичних епюр розподілу відносних деформацій з експериментальними даними, підтверджує високу кореляцію між теоретичними та дослідними значеннями: математичне сподівання відношення розрахункових величин до експериментальних становить 0,950, що свідчить про достатню точність запропонованої математичної моделі; коефіцієнт варіації відхилень не перевищує 14,6%, що є прийнятним показником для інженерних розрахунків композитних конструкцій. На основі статистичного опрацювання результатів порівняння експериментальних випробувань та теоретичних розрахунків встановлено, що для теоретичного аналізу напружено-деформованого стану сталезалізобетонних балок із холодноформованих сталевих профілів рекомендовано бетон приводити до сталі через коефіцієнт приведення α_R як ділення тимчасових опорів міцності бетону до сталі. При цьому для аналізу міцності приведену смугу бетону слід розташовувати по її фізичній центральній осі, а для аналізу деформативності – по верхньому обрізу сталевих U-подібного холодноформованого профілю.

5. Доведено ефективність, технологічна та економічна доцільність використання сталезалізобетонних балок з холодноформованих сталевих профілів шляхом їх впровадження в трьох об'єктах нового будівництва та під час реконструкції існуючих будівель, підтверджених техніко-економічними розрахунками. Експериментально досліджені попередньо напружені сталевобетонні прогони, що складаються із гнutoго швелеру №10 з товщиною стінки 3 мм заповненого бетоном, мають таку ж несучу здатність при вищій до 27% жорсткості,

як, наприклад, сталева балка, виконана із труби 80×3 мм, що дозволяє зменшити витрати сталі на 38,5%.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Abd El-Wahed, M. F., Gaawan, S. M., & Yehia, M. M. (2022). Experimental and finite element analysis on seismic performance of composite shear walls with embedded cold-formed C-shape steel section. *Trends in Advanced Science and Technology*.
2. Abdel-Sayed, G., & Chung, K.-C. (2017). Composite cold-formed steel–concrete columns. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 14(3), 295–301. <https://doi.org/10.1139/l87-047>
3. Abdel-Sayed, G., Temple, M. C., & Murtuk, S. H. (2014). Response of composite slabs to dynamic loads. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 1(1), 154–161.
4. Abovskij, N. P., & Abovskaja, S. N. (2017). Montavane spriarnute acelobetonove priestorove konstrukcie z unifikanyh prvkov. *Pozemni Stavby*, (4), 178–179.
5. Akpoyomare, A. I., Okereke, M. I., & Bingley, M. S. (2017). Virtual testing of composites: Imposing periodic boundary conditions on general finite element meshes. *Composite Structures*, 160, 983–994. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2016.10.114>
6. Al-Kaimakchi, A., & Rambo-Roddenberry, M. (2021). Structural behavior of concrete girders prestressed and reinforced with stainless steel materials. *Structures*, 35(11). <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.08.134>
7. Allen, D. (2006). History of cold-formed steel. *STRUCTURE Magazine*, (11), 28–32.
8. Balh, N. (2010). *Development of seismic design provisions for steel sheathed shear walls* [Master's thesis, McGill University].
9. Bamaga, S. O., Tahir, M. M., & Shek, P. N. (2019). Structural behaviour of cold-formed steel of double C-lipped channel sections integrated with concrete slabs as composite beams. *Latin American Journal of Solids and Structures*, 16(5), Article 204. <https://doi.org/10.1590/1679-78255515>

10. Branston, A. E., Chen, C. Y., Boudreault, F. A., & Rogers, C. A. (2006). Testing of light-gauge steel frame wood structural panel shear walls. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 33, 561–572.
11. Carrazedo, R., & Coda, H. B. (2017). Triangular based prismatic finite element for the analysis of orthotropic laminated beams, plates and shells. *Composite Structures*, 168, 234–246.
12. Chen, Z., Dong, X., & Zuo, Y. (2023). Experimental study on seismic behavior of lightweight concrete-filled cold-formed steel shear walls strengthened using horizontal reinforcement. *Journal of Earthquake Engineering*, 27(14), 4126–4160. <https://doi.org/10.1080/13632469.2022.2162630>
13. Ćurković, I., Lukačević, I., Žuvelek, V., & Rajić, A. (2026). Experimental investigation on the behaviour of the demountable shear connection in cold-formed steel–concrete composite beams. *ce/papers*, 8(6), 496–501. <https://doi.org/10.1002/cepa.70123>
14. Davies, J. M. (2000). Recent research advances in cold-formed steel structures. *Journal of Constructional Steel Research*, 55, 267–288.
15. Davies, J. M., & Dewhurst, D. W. (2007, September). Shear behaviour of thin-walled cassette sections infilled with rigid insulation. In *Proceedings of the International Conference on Experimental and Numerical Investigation of Thin-Walled Structures* (pp. 209–216). Czech Academy of Sciences.
16. Davies, J. M., & Fragos, A. S. (2001, June 5–7). Shear strength of unfilled and foam-infilled cassettes. In *Proceedings of the 3rd International Conference on Thin-Walled Structures* (pp. 3–18). Kraków, Poland.
17. Davies, J. M., & Jiang, C. (2006). Design of thin-walled beams for distortional buckling. In *Proceedings of the 13th International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*. University of Missouri-Rolla.
18. Davies, J. M., & Leach, P. (2004). First-order generalised beam theory. *Journal of Constructional Steel Research*, 31, 187–220.
19. Davies, J. M., & Leach, P. (2004). Second-order generalised beam theory. *Journal of Constructional Steel Research*, 31, 221–241.

20. Drobotia, O. V., & Vakhnenko, H. V. (2025). Calculation of steel-reinforced concrete structures made of cold-formed steel profiles under biaxial loading. *Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering*, 65(1), 75–79. <https://doi.org/10.26906/znp.2025.64.4138>
21. Ellifritt, D. S., & LaBoube, R. A. (2003). Building systems. *Thin-Walled Structures*, 16, 263–274.
22. Ellis, J. (2007). *Shear resistance of cold-formed steel framed shear wall assemblies using CUREE test protocol*. Simpson Strong-Tie Co., Inc.
23. European Committee for Standardization. (2006). *EN 1993-1-3:2006. Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-3: General rules. Supplementary rules for cold-formed members and sheeting*. CEN.
24. Fang, H., Qian, Z., Yao, B., & Wang, W. (2024). Experimental studies on the mechanical behaviors of cold-formed thin-walled steel–foam concrete composite walls. *Advances in Structural Engineering*, 27(9). <https://doi.org/10.1177/13694332241254599>
25. Feng, S., Guan, D., Ni, L., Lin, Y., Liu, Z., Guo, Z., & Li, G. (2021). Experimental study on seismic behavior of joints connecting precast H-steel reinforced concrete beams and concrete-filled steel tube columns. *Journal of Building Engineering*, 44, Article 103368. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2021.103368>
26. Fiorino, L., Iuorio, O., & Landolfo, R. (2011). Sheathed cold-formed steel housing: A seismic design procedure. *Engineering Structures*, 34, 538–547.
27. Fiorino, L., Iuorio, O., & Landolfo, R. (2012). Performance-based design of sheathed CFS buildings in seismic area. *Thin-Walled Structures*, 59, 41–54. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2012.03.022>
28. Fragos, A. S. (2000). *Shear buckling of metal sheets and hollow and foam-filled C-sections* [Doctoral dissertation, University of Manchester].
29. Freitas, A. P. (2025). Analysis of the behavior of steel concrete composite structures against dynamic loads in multi storey buildings. *International Journal for Science Review*, 2(5), Article 37. <https://doi.org/10.71364/ijfsr.v2i5.37>

30. Fulop, L. A., & Dubina, D. (2004). Performance of wall-stud cold-formed shear panels under monotonic and cyclic loading Part II: Numerical modelling and performance analysis. *Thin-Walled Structures*, 42(1), 339–349.
31. Fulop, L. A., & Dubina, D. (2004). Performance of wall-stud cold-formed shear panels under monotonic and cyclic loading Part I: Experimental research. *Thin-Walled Structures*, 42(2), 321–338.
32. Fulop, L. A., & Dubina, D. (2006). Design criteria for seam and sheeting-to-framing connections of cold-formed steel shear panels. *Journal of Structural Engineering*, 132(4), 582–590.
33. Fulop, L. A., & Dubina, D. (2006). Design criteria for seam and sheeting-to-framing connections of cold-formed steel shear panels. *Journal of Structural Engineering*, 132(4), 582–590.
34. Gad, E. F., Chandler, A. M., Duffield, C. F., & Stark, G. (2019). Lateral behaviour of plasterboard-clad residential steel frames. *Journal of Structural Engineering*, 125(1).
35. Gan, M., Yu, Y., & Wan, Z. (2023). Experimental study on the seismic performance of short shear walls comprising cold-formed steel and high-strength reinforced concrete with concealed bracing. *Reviews on Advanced Materials Science*, 62(1), Article 20230344. <https://doi.org/10.1515/rams-2023-0344>
36. Gao, H., Pan, Z., Zhu, W., Cao, L., Ebohon, O. J., & Zhang, G. (2025). Seismic performance of cold-formed thin-walled steel-composite shear wall with double-layer inclined slots and stiffeners. *International Journal of Civil Engineering*, 23(5). <https://doi.org/10.1007/s40999-025-01077-1>
37. George, K. G. (2017). Preliminary structural design of wall-frame systems for optimum torsional response. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 11, 45–58.
38. Gherzi, A., Landolfo, R., & Mazzolani, F. (2002). *Design of metallic cold-formed thin-walled members*. Spon Press.
39. Goncalves, B. R., Karttunen, A., Romanoff, J., & Reddy, J. N. (2017). Buckling and free vibration of shear-flexible sandwich beams using a couple-stress-based finite

element. *Composite Structures*, 165, 233–241.
<https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2017.01.033>

40. Han, J.-W., Kim, J.-S., & Cho, M. (2017). Improved finite element viscoelastic analysis of laminated structures via the enhanced first-order shear deformation theory. *Composite Structures*, 180, 360–377.

41. Hancock, G. J. (2003). Cold-formed steel structures. *Journal of Constructional Steel Research*, 59, 473–487.

42. Hancock, G. J., Murray, T. M., & Ellifritt, D. S. (2011). *Cold-formed steel structures to the AISI specification*. Marcel Dekker, Inc.

43. Hasanali, M., Roy, K., Mojtabaei, S. M., Hajirasouliha, I., Clifton, G. C., & Lim, J. B. P. (2022). A critical review of cold-formed steel seismic resistant systems: Recent developments, challenges and future directions. *Thin-Walled Structures*, 180, Article 109953. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2022.109953>

44. Hasenko, A. V. (2021). Deformability of bends continuous three-span preliminary self-stressed steel concrete slabs. *Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering*, 56(1), 135–141.
<https://doi.org/10.26906/znp.2021.56.2518>

45. Hasenko, A. V. (2021). Previous self-stresses creation methods review in bent steel reinforced concrete structures with solid cross section. *Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering*, 57(2), 82–89.
<https://doi.org/10.26906/znp.2021.57.2589>

46. Hasenko, A. V., Semko, O. V., Drobotia, O. V., & Sirobaba, V. O. (2020). Experimental and numerical studies of nodes of light steel-reinforced concrete structures. In *Proceedings of the 13th fib International PhD Symposium in Civil Engineering* (pp. 173–178). Paris, France.

47. He, Z., Peng, S., Zhou, X., Li, Z., & Zhang, Z. (2024). Seismic performance of cold-formed steel shear walls with a shear plate of low-yield steel. *Journal of Building Engineering*, 88, Article 109146. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2024.109146>

48. Hou, H., Chen, Z., & Wang, X. (2023). Experimental study on the seismic performance of a cold-formed thin-walled steel–concrete composite column–H steel

beam frame. *Scientific Reports*, 13, Article 4486. <https://doi.org/10.1038/s41598-023-31789-0>

49. Hu, S., Zhou, L., & Huang, Y. (2024). Cold-formed thin-walled steel walls filled with phosphogypsum subjected to lateral cyclic loading: Testing and analysis. *Advances in Structural Engineering*, 27(5). <https://doi.org/10.1177/13694332241232047>

50. Kaliakin, V. N., Chajes, M. J., & Januszka, T. F. (2006). Analysis of concrete beams reinforced with externally bonded woven composite fabrics. *Composites Part B: Engineering*, 27(3–4), 235–244.

51. Kesti, J., & Davies, J. M. (1999). Local and distortional buckling of thin-walled short columns. *Thin-Walled Structures*, 34(2), 115–134.

52. Kwon, Y. B., & Kim, J. (2012). Numerical modelling and analysis of structural behaviour of cold-formed steel wall stud panels. *Journal of Civil Engineering and Architecture*.

53. Laim, L., Rodrigues, J. P. C., & da Silva, L. S. (2013). Experimental and numerical analysis on the structural behaviour of cold-formed steel beams. *Thin-Walled Structures*, 72, 1–13.

54. Leach, P., & Davies, J. M. (2016). An experimental verification of the generalised beam theory applied to interactive buckling problems. *Thin-Walled Structures*, 25(1), 61–79.

55. Lee, Y. K., & Miller, T. H. (2001). Axial strength determination for gypsum-sheathed cold-formed steel wall stud composite panels. *Journal of Structural Engineering*, 127(6).

56. Li, M., Hu, Y., Rao, L., Jiang, L., Li, J., Zhou, S., Sun, H., Peng, S., Pang, X., Chen, Y., Hu, J., & Xie, P. (2025). Numerical analysis on mechanical properties of different fiber-reinforced cold-formed steel–concrete composite corner columns. *Polymers*, 17(17), Article 2365. <https://doi.org/10.3390/polym17172365>

57. Lukačević, I., Krupa-Jurić, E., Ćurković, I., & Barišić, M. (2025). Behaviour of dual steel frames with innovative double skin cold-formed steel concrete composite shear walls. In *Proceedings of the 3rd Croatian Conference on Earthquake Engineering (3CroCEE)* (pp. 634–645). <https://doi.org/10.5592/CO/3CroCEE.2025.105>

58. More, F. M. D. S., & Subramanian, S. S. (2023). Experimental investigation on the axial compressive behaviour of cold-formed steel-concrete composite columns infilled with various types of fibre-reinforced concrete. *Buildings*, 13(1), Article 151. <https://doi.org/10.3390/buildings13010151>
59. Mytrofanov, P., Drobotya, A., & Akopyan, M. (2016, November 25). Strength calculation compressed reinforced concrete elements from HPC. In *Proceedings of the III All-Ukrainian Internet Conference of Young Scientists and Students: Problems of Modern Construction* (pp. 36–40). Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University.
60. Nawar, M. T., El-Zohairy, A., Eisa, A. S., Mohammed, A., & Gomaa, S. (2024). FE parametric study of composite cold-formed steel beams under positive and negative loadings. *Buildings*, 14(5).
61. Nawar, M. T., Silem, O. A., Ibrahim, I., Maaly, H. M., & Ibrahim, Y. E. (2025). Enhancing the toughness of composite cold-formed steel beams with ECC and different stiffener arrangements and shapes. *Buildings*, 9(1), Article 24.
62. Newmark, N. M., Siess, C. P., & Viest, I. M. (2001). Test and analyses of composite beams with incomplete interaction. *Proceedings Society Experimental Stress Analyses*, (1).
63. Niari, S. E., Rafezy, B., & Abedi, K. (2012). Numerical modeling and finite element analysis of steel sheathed cold-formed steel shear walls. In *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering (15WCEE)*.
64. Nyssfolk, B. (1999). *Fatigue strength of joints in sheet metal panels. Part 2: Screwed and riveted joints* (Document D15:1999). Swedish Council for Building Research.
65. Pavlikov, A. M., Harkava, O. V., Hasenko, A. V., & Andriiets, K. I. (2019). Comparative analysis of numerical simulation results of work of biaxially bended reinforced concrete beams with experimental data. *Bulletin of Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture*, 77, 84–92. <https://doi.org/10.31650/2415-377X-2019-77-84-92>

66. Pavlikov, A. M., Mykytenko, S. M., & Hasenko, A. V. (2018). Effective structural system for the construction of affordable housing. *International Journal of Engineering & Technology*, 7(3.2), 291–298. <https://doi.org/10.14419/ijet.v7i3.2.14422>
67. Rajić, A., Lukačević, I., Skejić, D., & Ćurković, I. (2023). Numerical study on the bending resistance of lightweight built-up steel–concrete composite beams. *Applied Sciences*, 13(13), 7397. <https://doi.org/10.3390/app13137397>
68. Rajić, A., Lukačević, I., Skejić, D., & Ungureanu, V. (2023). Cold-formed steel–concrete composite beams with back-to-back channel sections in bending. *Civil Engineering Journal*, 9(10), 2345–2369. <https://doi.org/10.28991/CEJ-2023-09-10-01>
69. Resansoff, J., & Hosain, M. (2008). Headed shear stud connections in stubgirder floor system: A preliminary study. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 8(3), 304–316.
70. Rhodes, J. (Ed.). (2011). *Design of cold-formed steel members*. Elsevier Applied Science.
71. Rondal, J. (2000). Cold-formed steel members and structures: General report. *Journal of Constructional Steel Research*, 55, 155–158.
72. Semko, O. V., Hasenko, A. V., Drobotia, O. V., & Marchenko, D. P. (2022). Experimental studies of prestressed steel concrete wall girders. *Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering*, 59(2), 24–32. <https://doi.org/10.26906/znp.2022.59.2876>
73. Serrette, R. (1997). *Additional shear wall values for light weight steel framing* (Research Report 97-2, Rev. 2007). American Iron and Steel Institute.
74. Serrette, R. L., & Ogunfunmi, K. (1996). Shear resistance of gypsum-sheathed light-gauge steel stud walls. *Journal of Structural Engineering*, 122(4).
75. Serrette, R. L., & Pekoz, T. (1995). Distortional buckling of thin-walled beams/panels. Part 1: Theory and Part 2: Design methods. *Journal of Structural Engineering*, 121(4), 757–776.
76. Serrette, R. L., Encalada, J., Juadines, M., & Nguyen, H. (1997). Static racking behavior of plywood, OSB, gypsum, and fiberboard walls with metal framing. *Journal of Structural Engineering*, 123(8).

77. Shahawy, M. A., Beitelman, T., Arockiasamy, M., & Sandepudi, K. S. (2006). Static flexural response of members pretensioned with multiple layered aramid fiber tendons. *Composites Part B: Engineering*, 27(3–4), 253–261.
78. Shahawy, M. A., Beitelman, T., Arockiasamy, M., & Sowrirajan, R. (2006). Reinforced concrete rectangular beams strengthened with CFRP laminates. *Composites Part B: Engineering*, 27(3–4), 225–233.
79. Sijwal, G., Pradhan, P. M., & Phuvoravan, K. (2022). Lateral load carrying capacity of concrete-filled cold-formed steel shear wall. *International Journal of Engineering*, 35(1), 161–171.
80. Simon, S. S., Kafle, B., & Al-Ameri, R. (2024). A critical review of cold-formed steel built-up composite columns with geopolymer concrete infill. *Journal of Composites Science*, 8(7), 1–18.
81. Tan, R., Xu, J., Guan, Z., Sun, W., Ouyang, T., & Wang, S. (2020). Experimental study on effect of impact locations on damage formation and compression behavior of stiffened composite panels with L-shaped stiffener. *Thin-Walled Structures*, 150, Article 106707. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2020.106707>
82. Tao, Y., Quach, W.-M., & Ye, J. (2021). Numerical study of LSF walls made of cold-formed steel. *Composite Structures*.
83. Telue, Y., & Mahendran, M. (2008, December 2–4). Behaviour of cold-formed steel wall frame systems clad with plasterboard. In *Proceedings of the 2nd International Conference on Thin-Walled Structures*. Singapore.
84. Telue, Y., & Mahendran, M. (2001). Behaviour of cold-formed steel wall frames lined with plasterboard. *Journal of Constructional Steel Research*, 57, 435–452.
85. Toma, A. (2013). European design methods for cold-formed steel. *Thin-Walled Structures*, 16, 275–291.
86. Vatulia, G. L., Berestianskaya, S., Opanasenko, E., & Berestianskaya, A. (2017). Substantiation of concrete core rational parameters for bending composite structures. *MATEC Web of Conferences*, 107, Article 00044. <https://doi.org/10.1051/matecconf/201710700044>

87. Wang, C., Shen, Y., Yang, R., & Wen, Z. (2017). Ductility and ultimate capacity of prestressed steel reinforced concrete beams. *Mathematical Problems in Engineering*, 2017, Article 1467940. <https://doi.org/10.1155/2017/1467940>
88. Wang, C., Yang, Z., Zhang, Z., & Qi, R. (2021). Experimental study on shear behavior of cold-formed steel shear walls with bracket. *Structures*, 32, 1522–1533. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.03.064>
89. Wegmuller, A. W. (2017). Overload behaviour of composite steel concrete bridges. *Journal of the Structural Division ASCE*, 103(9), 1799–1819.
90. Xie, Z., Bi, Y., Fan, Y., Gao, C., Zhang, X., Feng, Y., Zhou, D., & Dong, L. (2024). Finite element investigation of a novel cold-formed steel shear wall. *Buildings*, 14(6), Article 1691. <https://doi.org/10.3390/buildings14061691>
91. Xuhong, Z., Jihua, C., Tianhua, Z., & Cheng, Y. (2006). Study on shear resistance of cold-formed steel stud walls in residential structure. In *Advances in Engineering Structures, Mechanics & Construction* (pp. 423–435).
92. Yao, B., Fang, H., Qian, Z., Wang, Q., Sun, J., & Wang, W. (2023). Experimental and numerical study on axial compression cold-formed steel composite wall under concentrated loads. *Buildings*, 13(5), Article 1232. <https://doi.org/10.3390/buildings13051232>
93. Ye, J., & Jiang, L. (2018). Simplified analytical model and shaking table test validation for seismic analysis of mid-rise cold-formed steel composite shear wall building. *Sustainability*, 10(9), Article 3188. <https://doi.org/10.3390/su10093188>
94. Yilmaz, F. (2022). *The behaviour of sheathed cold-formed steel stud wall systems under in-plane and out-of-plane loading* [Doctoral thesis, The University of Sheffield]. https://etheses.whiterose.ac.uk/id/eprint/31719/1/Yilmaz_Fatih_2022_PhD_Thesis.pdf
95. Yu, C. (2010). Shear resistance of cold-formed steel framed shear walls with 0.686 mm, 0.762 mm, and 0.838 mm steel sheet sheathing. *Engineering Structures*, 32, 1522–1529.

96. Yu, C., & Chen, Y. (2011). Detailing recommendations for 1.83 m wide cold-formed steel shear walls with steel sheathing. *Journal of Constructional Steel Research*, 67, 93–101.
97. Yu, W.-W., & LaBoube, R. A. (2010). *Cold-formed steel design* (4th ed.). John Wiley & Sons Inc.
98. Zhang, W., Lan, X., Mahdavian, M., & Yu, C. (2023). Seismic performance of cold-formed steel framed shear walls using in-frame corrugated steel sheathing. *Advances in Structural Engineering*, 26(11). <https://doi.org/10.1177/13694332231181538>
99. Zou, J., Cao, B., Zeng, X., & Zhang, Y. (2024). Lateral performance of composite wall with cold-formed thin-walled steel–concrete sandwich panel. *Buildings*, 14(9), Article 2928. <https://doi.org/10.3390/buildings14092928>
100. Žuvelek, V., Ćurković, I., Skejić, D., & Lukačević, I. (2024). Parametric finite element analyses of demountable shear connection in cold-formed steel–concrete composite beams. *Buildings*, 14(2), Article 324. <https://doi.org/10.3390/buildings14020324>
101. Абсіметов, В. Е., Семко, В. О., Авраменко, Ю. О., & Прохоренко, Д. А. (2012). Застосування конструкцій із легких сталевих тонкостінних профілів у нафтогазовому комплексі. *Науковий журнал (Геологія. Гірництво. Нафтогазова справа)*, 1, 39–45.
102. Азізов, Т. Н. (2008). Ефективні сталезалізобетонні конструкції. У *Сталезалізобетонні конструкції: Дослідження, проектування, будівництво, експлуатація* НДІБК. Вип. 70, С. 254–259.
103. Аметов, Ю. Г. (2003). *Вплив режиму навантаження і тривалого витримування під навантаженням на несучу здатність сталебетонних балок* [Кандидатська дисертація]. Київ.
104. Бібік, Д. В., Семко, В. О., & Воскобійник, О. П. (2011). *Сталезалізобетонний ригель покриття таврового перерізу* (Патент України № 61921). Український інститут промислової власності.

105. Білик, А., Сандлерс, А., Беляєв, М., & Постернак, О. (2024). *Основи проектування сталезалізобетонних перекриттів багатопверхових автостоянок* [Методичні рекомендації]. Український центр сталевих будівництва.

106. Бобало, Т. В. (2012). Порівняння результатів експериментального дослідження сталобетонних балок із комбінованим армуванням з результатами розрахунку за діючими національними нормами. *Архітектура і сільськогосподарське будівництво: Вісник НАУ*, 13, 34–43.

107. Ватуля, Г. Л., & Орел, Е. Ф. (2012). Вплив параметрів перерізу на несучу здатність сталобетонних конструкцій. *Збірник наукових праць: Галузеве машинобудування, будівництво*, 33(3), 30–34.

108. Гарькава, О. В., & Гасенко, А. В. (2017). Визначення міцності залізобетонних колон при косому стиску. *Наука та будівництво*, 14(4), 29–35.

109. Гасенко, А. В. (2022). Огляд методів створення попередніх самонапружень у згинаних просторових сталезалізобетонних конструкціях. *Збірник наукових праць НУБГП: Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, 41, 110–118. <https://doi.org/10.31713/budres.v0i41.12>

110. Гасенко, А.В., Дроботя, О.В. (2025). Впровадження ресурсощадних технологій прискореного влаштування сталезалізобетонних конструкцій з холодноформованих сталевих профілів реконструйованих будівель. *Наук.-пр. журнал. Таврійський науковий вісник. Серія: Технічні науки. Херсон : Видавничий дім «Гельветика», 6, 533-540. <https://doi.org/10.32782/tnv-tech.2025.6.53>*

111. Гасенко, А. В., Новицький, О. П., & Пенц, В. Ф. (2021). Реконструкція багатопверхових промислових будівель під доступне житло із використанням ресурсозберезувальних конструктивних рішень. *Вісник НУБГП. Серія: Технічні науки*, 94(2), 27–40. <https://doi.org/10.31713/vt220214>

112. Гоголь, М. В. (2017). Вплив деформованого стану балки жорсткості на розподіл зусиль в системі. *International Scientific Journal*, 11(33), 45–47. <https://doi.org/10.25313/2520-2057-2017-11-2771>

113. Гоголь, М. В. (2018). *Регулювання напружень у сталевих комбінованих конструкціях: Монографія. Сталь.*

114. Дроботя, О. В. (2023). Експериментальні випробування попередньо напружених несучих елементів огорожувальних конструкцій з холодноформованих сталевих профілів на косий згин. *Центральноукраїнський науковий вісник. Серія: Технічні науки*, 38(7), 204–212. [https://doi.org/10.32515/2664-262X.2023.7\(38\).2.204-212](https://doi.org/10.32515/2664-262X.2023.7(38).2.204-212)

115. Дроботя, О. В. (2024). Експериментальні випробування попередньо напружених несучих елементів огорожувальних конструкцій з холодноформованих сталевих профілів на косий згин (Свідectво про реєстрацію авторського права на твір № 122946).

116. Дяченко, Є. В. (2006). *Розрахунок міцності косозігнутих залізобетонних елементів з урахуванням повної діаграми фізичного стану бетону* [Кандидатська дисертація, ПНТУ імені Юрія Кондратюка].

117. Жорняк, М. С., Хохлов, О. Г., Клюка, О. М., Козарь, Л. М. & Козарь, В. І. (2006). Аналіз причин виникнення дефектів і пошкоджень несучих і огорожувальних конструкцій цехів промислових підприємств. *Науковий вісник будівництва ХДТУБА ХОТВ АБУ*, 5, 41–44.

118. Ізбаш, М. Ю. (2008). Зниження витрат напружуваної арматури в локально обтиснутих сталезалізобетонних згинаних конструкціях. *Науково-технічний збірник ХНАМГ: Комунальне господарство міст. Серія: Технічні науки та архітектура*, 81, 15–23.

119. Ізбаш, М. Ю. (2011). Пряме проектування підсилення експлуатованих нерозрізних багатопролітних сталезалізобетонних балок. *Науково-технічний збірник ХНАМГ: Комунальне господарство міст. Серія: Технічні науки та архітектура*, 100, 425–434.

120. Клименко, Ф. Є. (1984). *Сталобетонні конструкції з зовнішнім смуговим армуванням*. Будівельник.

121. Клименко, Ф. Є. (1984). *Сталезалізобетонні конструкції із зовнішнім смуговим армуванням*. Будівельник.

122. Клименко, Ф. Є., & Барабаш, В. М. (1977). Листова арматура періодичного профілю для залізобетонних конструкцій із зовнішнім армуванням. *Бетон і залізобетон*, (6), 19–22.

123. Клименко, Ф. Є., & Барабаш, В. М. (2012). Дослідження міцності та деформативності сталезалізобетонних згинальних елементів із листовою сталлю на важких і легких бетонах. *Бетон і залізобетон*, (8), 13–16.

124. Клименко, Ф. Є., & Шеховцов, А. Д. (2003). Дослідження попередньо напружених сталобетонних згинальних елементів, армованих сталевими листами. *Питання сучасного будівництва*, 60, 42–51.

125. Козарь, В. І. (2006). Монолітні залізобетонні плити по сталевому профільованому настилові. *Збірник наукових праць*. С. 261–270.

126. Кочкарьов, Д. В. (2017). Інженерні методи розрахунку залізобетонних статично невизначених стержневих систем. *Збірник наукових праць УкрДУЗТ*, 170, 98–104.

127. Крупченко, О. А. (2006). Результати експериментальних досліджень сталезалізобетонних двотаврових балок із залізобетонним верхнім поясом. *Вісник СНАУ. Серія: Будівництво*, 11(9), 55–60.

128. Кушнір, Ю. О., & Пенц, В. Ф. (2013). Підбір оптимального армування нормального прямокутного перерізу попередньо-напружених сталезалізобетонних балок на основі деформаційної моделі. *Міжвідомчий науково-технічний збірник НДІБК: Будівельні конструкції. Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону*, 78(2), 78–84.

129. Мінрегіон. (2012). *ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3:2012. Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-3. Загальні правила. Додаткові правила для холодноформованих елементів і профільованих листів (EN 1993-1-3:2006 IDT)*.

130. Мінрегіон. (2013). *Зміна №1 до ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3:2012. Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-3. Загальні правила. Додаткові правила для холодноформованих елементів і профільованих листів*.

131. Одноповерхові будівлі з профільованої листової сталі. Серія — склепінчасті конструкції СК'79. Типові проекти будівель СК'79-9.30 та СК'79-12.30. (1979).

132. Павленішвілі, Г. Д. (2004). *Експериментально-теоретичне дослідження збірно-монолітних попередньо напружених залізобетонних конструкцій* [Автореферат кандидатської дисертації]. Тбілісі.

133. Пічугін, С. Ф., Семко, В. О., & Прохоренко, Д. А. (2010). Застосування при новому будівництві легких систем, що швидко монтуються. *Збірник наукових праць: Галузеве машинобудування, будівництво*, 27(2), 62–67.

134. Савицький, В. В., & Бабич, В. Є. (2003). Визначення прогинів нерозрізних залізобетонних балок при повторних навантаженнях. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, 10, 220–227.

135. Семко, О. В., & Дроботя, О. В. (2022, 20–22 червня). Класифікація попередньо напружених сталезалізобетонних конструкцій з холодноформованих сталевих профілів за умовами зчеплення їх складових. У *Матеріали XIV Міжнародної науково-технічної конференції: Комплексні композитні конструкції будівель та споруд в умовах воєнного стану (CSCS-2022)* НУПП імені Юрія Кондратюка. Вип. 14, С. 44–45.

136. Семко, О. В., & Дроботя, О. В. (2023, 25–26 травня). Попередньо напружені сталобетонні стінові прогони для відновлення легкого стінового огородження. У *Тези Всеукраїнської науково-практичної конференції: Просторове планування для майбутнього України* НУПП імені Юрія Кондратюка. С. 255–256.

137. Семко, О. В., & Дроботя, О. В. (2024, 14–23 травня). Методика виготовлення попередньо напружених сталезалізобетонних прогонів. У *Тези 76-ї наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету*. Том 1. С. 185–187.

138. Семко, О. В., & Дроботя, О. В. (2025, 27 листопада). Щодо питання досліджень несучих та огорожувальних конструкцій з холодноформованих сталевих профілів. У *Тези VIII Всеукраїнської науково-практичної інтернет-*

конференції: *Будівельні матеріали, конструкції та споруди третього тисячоліття* ХДАЕУ. С. 53–54.

139. Семко, О. В., Бібік, Д. В., Воскобійник, О. П., & Семко, В. О. (2011). Експериментальні дослідження сталезалізобетонного ригеля прольотом 13,5 м. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, 21, 323–330.

140. Семко, О. В., Гасенко, А. В., & Дроботя, О. В. (2023, 23–24 травня). Планування експериментальних досліджень попередньо напружених сталебетонних стінових прогонів. У *Збірник матеріалів Міжнародної науково-технічної on-line конференції: Проблеми будівельного та транспортного комплексів*. С. 136–137.

141. Семко, О. В., Семко, В. О., & Прохоренко, Д. А. (2010). Застосування легких сталевих тонкостінних конструкцій при реконструкції міської забудови. У *Збірник тез доповідей науково-практичної конференції «Розвиток житлово-комунального комплексу міст»*. С. 129–131.

142. Сирота, А. В. (2011). *Особливості розрахунку та проєктування сталезалізобетонних покриттів промислових будівель* [Автореферат кандидатської дисертації]. Київ.

143. Стороженко, Л. І., & Крупченко, О. А. (2007). Експериментально-теоретичне дослідження сталезалізобетонних двотаврових балок із залізобетонним верхнім поясом. *Збірник наукових праць: Галузеве машинобудування, будівництво*, 20, 84–88.

144. Стороженко, Л. І., Нижник, О. В., & Крупченко, О. А. (2008). *Сталезалізобетонні часторебристі перекриття: Монографія*. АСМІ.

145. Стороженко, Л. І., Семко, О. В., & Єфименко, В. І. (1997). *Сталезалізобетонні конструкції*. Четверта хвиля.

146. Сурдін, В. М., Кебенко, В. М., & Єфименко, В. І. (1998). Особливості дослідження трубобетонних елементів. *Сталезалізобетонні конструкції: Збірник наукових статей*. С. 187–190.

147. Усаковський, С. Б. (2005). *З якою точністю вести розрахунки міцності споруд: Монографія*. КНУБА.

148. Чернов, Н. Л., & Любаров, Б. І. (2009). До розрахунку міцності елементів сталевих і сталезалізобетонних конструкцій за граничними пластичними деформаціями. *Промислове будівництво*, (5), 31–33.

149. Чихладзе, Е. Д., & Арслаханов, А. Д. (1990а). Напружено-деформований стан сталебетонних плит. *Бетон і залізобетон*, (10), 30–31.

150. Чихладзе, Е. Д., & Арслаханов, А. Д. (1990). Несуча здатність сталебетонних плит. *Бетон і залізобетон*, (10), 30–31.

151. Чихладзе, Е. Д., & Арслаханов, А. Д. (1996). Теорія деформування сталебетонних плит. *Міжвузівський збірник наукових праць ХарДАЗТ*, 27, 4–39.

152. Чихладзе, С. Д., & Мотовілов, А. В. (1999). Напружено-деформований стан сталебетонного бруса при крученні. У *Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник НДІБК*. С. 270–274.

ДОДАТОК А

СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

Публікації, в яких опубліковані основні наукові результати дисертації

1. Hasenko, A.V., Semko, O.V., Drobotia, O.V. & Sirobaba, V.O. (2020). Experimental and numerical studies of nodes of light steel-reinforced concrete structures. *Proceeding of the 2020 session of the 13th fib Intern. PhD-Symposium In Civil Engineering*. Paris, France. 173-178. (НМБД Scopus).

2. Semko, O.V., Hasenko, A.V., Drobotia, O.V. & Marchenko, D.P. (2022). Experimental studies of prestressed steel concrete wall girders. *Academic journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering*, 2 (59), 48-56. <https://doi.org/10.26906/znp.2022.59.3099> (НМБД Index Copernicus).

3. Дроботя, О.В. (2023). Експериментальні випробування попередньо напружених несучих елементів огорожувальних конструкцій з холодноформованих сталевих профілів на косий згин. *Зб. наук. пр. КНТУ: Центральноукраїнський науковий вісник. Серія: Технічні науки*, 7 (38), Ч. 2, 204-212. [https://doi.org/10.32515/2664-262X.2023.7\(38\).2.204-212](https://doi.org/10.32515/2664-262X.2023.7(38).2.204-212) (НМБД Index Copernicus).

4. Drobotia, O.V. & Vakhnenko H.V. (2025). Calculation of steel-reinforced concrete structures made of cold-formed steel profiles under biaxial loading. *Academic journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering*, 1 (64), 75-79. <https://doi.org/10.26906/znp.2025.64.4138> (НМБД Index Copernicus).

5. Гасенко, А.В., Дроботя, О.В. (2025). Впровадження ресурсощадних технологій прискореного влаштування сталезалізобетонних конструкцій з холодноформованих сталевих профілів реконструйованих будівель. *Наук.-пр. журнал. Таврійський науковий вісник. Серія: Технічні науки. Херсон : Видавничий дім «Гельветика»*, 6, 533-540. <https://doi.org/10.32782/tnv-tech.2025.6.53>

Публікації, які додатково відображають наукові результати дисертації

6. Mytrofanov, P., Drobotya, A. & Akopyan, M. (2016, 25 листопада). Strength calculation compressed reinforced concrete elements from HPC. *Зб. наук. пр. за*

матеріалами III Всеукр. інтернет-конф. молодих учених і студентів: *Проблеми сучасного будівництва*. Полтава: ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка, 36-40.

7. Свідоцтво про реєстрацію авторського права на твір № 122946. Наукова стаття «Експериментальні випробування попередньо напружених несучих елементів огорожувальних конструкцій з холодноформованих сталевих профілів на косий згин» / автор: Дроботя О.В.; заявл. 28.09.2023 ; реєстр. 17.01.2024. – 2 с.

Публікації, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації

8. Семко, О.В., Дроботя, О.В. (2022, 20-22 червня). Класифікація попередньо напружених сталезалізобетонних конструкцій з холодноформованих сталевих профілів за умовами зчеплення їх складових. *Зб. наук. пр. за матеріалами XIV Міжн. наук.-техн. конф.: Комплексні композитні конструкції будівель та споруд в умовах воєнного стану (CSCS-2022), вип. 14*. Полтава: НУПП імені Юрія Кондратюка, 44-45.

9. Семко, О.В., Гасенко, А.В., Дроботя, О.В. (2023, 23-24 травня) Планування експериментальних досліджень попередньо напружених сталебетонних стінових прогонів. *Зб. матеріалів Міжнар. наук.-техн. on-line конф.: Проблеми будівельного та транспортного комплексів*. Кропивницький: ЦНТУ, 136-137.

10. Семко, О.В., Дроботя, О.В. (2023, 25-26 травня). Попередньо напружені сталебетонні стінові прогони для відновлення легкого стінового огороження. *Тези Всеукр. наук.-практ. конф.: Просторове планування для майбутнього України*. Полтава: НУПП імені Юрія Кондратюка, 255-256.

11. Семко, О.В., Дроботя, О.В. (2024, 14-23 травня). Методика виготовлення попередньо напружених сталезалізобетонних прогонів. *Тези 76-ї наукової конф. професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету. Том I*. Полтава: НУПП імені Юрія Кондратюка, 185-187.

12. Семко О.В., Дроботя, О.В. (2025, 27 листопада). Щодо питання досліджень несучих та огорожувальних конструкцій з холодноформованих сталевих профілів. *Тези VIII Всеукр. наук.-практ. інтернет конф.: Будівельні*

матеріали, конструкції та споруди третього тисячоліття. Херсон-Кропивницький: ХДАЕУ, 53-54.

13. Гасенко А.В., Дроботя О.В. (2026, 27-28 квітня) Особливості влаштування зв'язків зсуву у сталобетонних конструкціях з холодноформованих профілів. *Матеріали VII науково-практичної конференції студентів, аспірантів і молодих вчених.* Дніпро: УДУНТ, ННІ ПДАБА, 170-171.

14. Овсій Д.М., Дроботя О.В., Крижанівський Я.С. (2026, 21-22 травня). Ресурсоощадні технології забезпечення сумісної роботи компонентів сталобетонних конструкцій з холодноформованих профілів. *Матеріали тез доповідей XVI Міжнародної науково-практичної конференції «Комплексне забезпечення якості технологічних процесів та систем».* Чернігів: НУ «Чернігівська політехніка», т. 2, 229-230.

ДОДАТОК Б
ДОВІДКИ ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДИСЕРТАЦІЇ



ТОВ «НТП «АЛЬМАГРУП»
ЄДРПОУ 41479493 р/р 653052990000026002041201171
в АТ КБ «ПРИВАТБАНК», МФО 305299
вул. Монастирська, 5а, офіс 4-ий поверх, Полтава
Email: management@almagroup.com.ua

№181125/2

м. Полтава
18 листопада 2025 р.

ДОВІДКА ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ
результатів дисертаційної роботи
«Міцність та деформативність несучих та огорожувальних
сталезалізобетонних конструкцій з холодноформованих сталевих
профілів»

на здобуття наукового ступеня доктора філософії
за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія
Дроботі Олександра Васильовича

Цим підтверджується, що основні результати дисертаційної роботи аспіранта Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» Дроботі Олександра Васильовича «Міцність та деформативність несучих та огорожувальних сталезалізобетонних конструкцій з холодноформованих сталевих профілів» використано у 2024 – 2025 рр. нашою організацією при розробленні робочого проекту відновлення пошкодженої внаслідок російської агресії промислової споруди на об'єкті будівництва «Реконструкція будівель та споруд на території ПРАТ «Полтавське ХПП» за адресою: Україна, Полтавська область, Полтавська територіальна громада, Полтавський район, м. Полтава, вул. Ливарна, 4».

Зокрема, при використанні результатів досліджень його дисертаційної роботи було розроблено проектні рішення відновлення частково зруйнованих збірних залізобетонних міжповерхових перекриттів у реконструйованій промисловій споруді робочої очисної вежі 2 шляхом влаштування монолітних сталезалізобетонних конструкцій. При цьому враховано стадійність навантаження в процесі монтажу сталевих балок, виготовлення монолітної залізобетонної плити по незнімній опалубці із профільованого настилу й сумісної експлуатації, а також зміни приведенного поперечного перерізу композитної конструкції. Таким чином, достовірність експериментальних й аналітичних досліджень здобувача підтверджено в реальних умовах будівництва. Станом на сьогодні споруда відновлена і запущена в експлуатацію.

Директор
ТОВ «НТП «АЛЬМАГРУП»

Провідний інженер, к.т.н.



Олександр ПЕТРЕНКО

Валентин МАРЧЕНКО

ЗАТВЕРДЖУЮ

Проректор з науково-педагогічної
роботи

Національного університету

«Полтавська політехніка

імені Юрія Кондратюка»

Богдан КОРОБКО

«__» _____ 2025 р.



ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертаційної роботи

Даною довідкою підтверджую, що результати наукових досліджень за темою дисертаційної роботи Дроботі Олександра Васильовича «Міцність та деформативність несучих та огорожувальних сталезалізобетонних конструкцій з холодноформованих сталевих профілів» було впроваджено під час виконання наукових показників науково-дослідної роботи за рахунок коштів держбюджетної теми №109/25 (державний реєстраційний номер 0125U000895) «Ресурсоощадні технології прискореного відновлення пошкоджених будівель із влаштуванням захисних споруд цивільного захисту». У межах виконання науково-дослідної роботи написано декілька підрозділів дисертації на здобуття наукового ступеня доктора філософії, у яких висвітлено розроблені та досліджені конструктивні рішення вискоефективних ресурсоекономних несучих та огорожувальних конструкцій каркасів житлових, громадських та виробничих будівель з холоднодеформованих сталевих профілів.

Керівник НДР №109/25,
професор кафедри АДГЗ

Антон ГАСЕНКО

ЗАТВЕРДЖУЮ

Проректор з науково-педагогічної
роботи



Національного університету
«Полтавська політехніка
імені Юрія Кондратюка»

Богдан КОРОБКО

» _____ 2025 р.

ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертаційної роботи

Даною довідкою підтверджую, що результати наукових досліджень за темою дисертаційної роботи Дроботі Олександра Васильовича «Міцність та деформативність несучих та огорожувальних сталезалізобетонних конструкцій з холодноформованих сталевих профілів» було впроваджено під час розробки проекту влаштування міжповерхового перекриття у гуртожитку №2 проекту з термомодернізації Європейського інвестиційного банку «Вища освіта України» в Національному університеті «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»

Головний інженер проекту, д.т.н. проф.

Олена ФІЛОНЕНКО

ЗАТВЕРДЖУЮ

Проректор з науково-педагогічної
роботи



Національного університету
«Полтавська політехніка
імені Юрія Кондратюка»

Богдан КОРОБКО

«___» _____ 2025 р.

ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертаційної роботи

Даною довідкою підтверджую, що результати наукових досліджень за темою дисертаційної роботи Дроботі Олександра Васильовича «Міцність та деформативність несучих та огорожувальних сталезалізобетонних конструкцій з холодноформованих сталевих профілів» було впроваджено у таких науково-дослідних роботах кафедри будівництва та цивільної інженерії, що виконувалися за рахунок коштів загального фонду державного бюджету: «Високоєфективні сталезалізобетонні несучі конструкції каркасів багатоповерхових будівель» (державний реєстраційний номер 0115U002418), «Ресурсоекономні технології відновлення і реконструкції житлових, громадських виробничих будівель та захисних споруд цивільної оборони» (державний реєстраційний номер 0116U002567), «Енергоефективні конструктивні рішення елементів будівель» (державний реєстраційний номер 0121U109497). У межах вказаних робіт видано ряд наукових статей, у яких висвітлено розроблені та досліджені конструктивні рішення високоєфективних ресурсоекономних несучих та огорожувальних конструкцій каркасів житлових, громадських та виробничих будівель з холоднодеформованих сталевих профілів.

Завідувач кафедри будівництва та
цивільної інженерії,
д.т.н., професор

Олександр СЕМКО