

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

Кваліфікаційна наукова праця  
на правах рукопису

**ОВСІЙ ДМИТРО МИКОЛАЙОВИЧ**

УДК 624.072.2.016

**ДИСЕРТАЦІЯ**

**МІЦНІСТЬ НА ЗГИН СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛКОВИХ  
КОНСТРУКЦІЙ З УРАХУВАННЯМ ГРАНИЧНОГО  
НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ЇХ КОМПОНЕНТІВ**

192 – Будівництво та цивільна інженерія

19 – Архітектура та будівництво

Подається на здобуття наукового ступеня доктора філософії

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

\_\_\_\_\_ / Д.М. Овсій/  
(підпис, ініціали та прізвище здобувача)

**Науковий керівник**

**Галінська Тетяна Анатоліївна, к.т.н., доцент**  
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

**Полтава – 2023**

## АНОТАЦІЯ

*Овсій Д.М.* Міцність на згин сталезалізобетонних балкових конструкцій з урахуванням граничного напружено-деформованого стану їх компонентів – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора філософії за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія (19 «Архітектура і будівництво»). – Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка». – Полтава, 2023.

Дисертаційна робота присвячена вдосконаленню методики розрахунку міцності на згин сталезалізобетонних балкових конструкцій з урахуванням граничного напружено-деформованого стану їх компонентів.

У розділі 1 «Аналіз основних положень норм та наукових розробок, які присвячені розрахунку та дослідженню міцності сталезалізобетонних конструкцій і елементів, що згинаються» проведено аналіз конструктивних рішень сталезалізобетонних балкових перекриттів (покриттів) та їх елементів (балок), наукових досліджень та еволюції методик розрахунку міцності сталезалізобетонних конструкцій (елементів), що згинаються.

У розділі 2 «Методика розрахунку міцності на згин сталезалізобетонних балкових і плитних конструкцій і елементів перекриттів з урахуванням НДС їх компонентів» дана класифікація сталезалізобетонних балкових і плитних конструкцій і елементів перекриттів залежно від виду перерізу і умов зчеплення її матеріалів та викладені напрямки наукових досліджень роботи. У розділі приведена методика розрахунку міцності на згин сталезалізобетонних плитних і балкових елементів перекриттів з урахуванням напружено-деформованого стану (НДС) їх компонентів, яка складається із методичних основ та вирішення двох задач: підбору площі (перерізу) раціонального армування сталезалізобетонних плитних і балкових елементів перекриттів, які працюють на згин, що є прямою оптимізаційною задачею; задача перевірки міцності на згин сталезалізобетонних плитних і балкових елементів перекриттів з урахуванням НДС їх компонентів.



У розділі 3 «Аналіз збіжності запропонованих теоретичних рішень і результатів експериментальних досліджень сталезалізобетонних плитних і балкових елементів провідних вчених світу» виконано порівняльний аналіз збіжності величин міцності на згин плитних і балкових елементів-зразків, які були випробувані провідними вченими світу, та аналітичними теоретичними залежностями, які запропоновані автором в дисертаційній роботі. Виконаний порівняльний аналіз теоретичної міцності з експериментальними даними показав їх добру збіжність.

У розділі 4 «Практичні методи проектування раціональних плитних елементів і балок сталезалізобетонних перекриттів будівель і споруд» приведені методики: проектування та розрахунку раціональних плитних і балкових елементів монолітного та збірно-монолітного сталезалізобетонних перекриттів будівель і споруд; проектування підсилення залізобетонних перекриттів із збірних круглопустотних плит на окремих ділянках в будівлях і спорудах. Запропоновані методи раціонального проектування плитних і балкових елементів сталезалізобетонних перекриттів базуються на коефіцієнтах раціонального армування сталевим профілем їх перерізів ( $\rho_a$ ) залежно від величин їх прогону, класу міцності бетону, класу арматурної і конструктивної сталі та характерного значення рівномірно розподіленого навантаження, яке повинне сприймати перекриття. Значення коефіцієнтів раціонального армування плитних і балкових елементів сталезалізобетонних перекриттів, що приведені в 28 таблицях додатку А, були отримані в результаті нарахувань з використанням теоретичних засад, які запропоновані автором в розділі 2 роботи. Також запропонована в розділі 4 методика проектування дозволяє здійснювати розмежування областей ефективного раціонального застосування плитних і балкових залізобетонних і сталезалізобетонних елементів перекриттів залежно від багатofакторних величин, які пов'язані з зовнішнім навантаженням, класом бетону і раціональним армуванням їх перерізів.

*Ключові слова: міцність на згин; сталезалізобетон; плитні і балкові конструкції; метод оптимізації; проектування*

## ABSTRACT

Ovsii D. Flexural strength of steel-reinforced concrete beam structures taking into account the ultimate stress-strain state of their components - Qualification research paper with the copyright of the manuscript.

Dissertation for obtaining the scientific degree of Doctor of Philosophy in specialty 192 - Construction and civil engineering (19 "Architecture and construction"). - National University «Yuri Kondratyuk Poltava Polytechnic». – Poltava, 2023.

The dissertation is devoted to the improvement of the method of calculating the bending strength of steel-reinforced concrete beam structures, taking into account the ultimate stress-strain state of their components.

Chapter 1 "Analysis of the main provisions of norms and scientific developments, which are devoted to the calculation and research of the strength of steel-reinforced concrete structures and bending elements", an analysis of constructive solutions of steel-reinforced concrete beam floors (coverings) and their elements (beams), scientific research and the evolution of strength calculation methods was carried out steel-reinforced concrete structures (elements) that bend.

Chapter 2 "Methodology for calculating the bending strength of steel-reinforced concrete beam and slab structures and floor elements taking into account the stress-strain state of their components" provides a classification of steel reinforced concrete beam and slab structures and floor elements depending on the type of section and the conditions of adhesion of its materials, and outlines the directions of scientific research work. The section presents the method of calculating the bending strength of steel-reinforced concrete slab and beam elements of floors taking into account the stress-strain state of their components, which consists of methodological foundations and solving two problems: selection of the area (section) of rational reinforcement of steel-reinforced concrete slab and beam elements of floors, which work on bending, which is a direct optimization problem; the task of checking the bending strength of steel-reinforced concrete slab and beam elements of floors, taking into account the stress-strain state of their components.



Chapter 3 "Analysis of the convergence of the proposed theoretical solutions and the results of experimental studies of steel-reinforced concrete slab and beam elements by the world's leading scientists" a comparative analysis of the convergence of the values of the bending strength of the slab and beam elements-samples that were tested by the world's leading scientists and the analytical theoretical dependencies that proposed by the author in his dissertation. The performed comparative analysis of theoretical strength with experimental data showed their good convergence.

Chapter 4 "Practical methods of designing rational plate elements and beams of reinforced concrete floors of buildings and structures" provides methods: design and calculation of rational plate and beam elements of monolithic and prefabricated monolithic reinforced concrete floors of buildings and structures; design of reinforcement of reinforced concrete floors from prefab circular hollow plates in separate areas in buildings and structures. The proposed methods of rational design of plate and beam elements of steel-reinforced concrete floors are based on the coefficients of rational reinforcement with a steel profile of their cross-sections ( $\rho_a$ ) depending on the sizes of their spans, the strength class of concrete, the class of reinforcing and structural steel and the characteristic value of the uniformly distributed load that the floor should perceive. The values of rational reinforcement coefficients of plate and beam elements of steel-reinforced concrete floors, given in 28 tables of Appendix A, were obtained as a result of calculations using the theoretical principles proposed by the author in Chapter 2 of the work. Also, the design methodology proposed in Chapter 4 allows for the demarcation of areas of effective and rational application of slab and beam reinforced concrete and steel-reinforced concrete floor elements depending on multifactorial values related to external load, concrete class and rational reinforcement of their cross-sections.

*Keywords: bending strength; reinforced concrete; slab and beam structures; optimization method; planning.*

## СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА, В ЯКИХ НАВЕДЕНІ ОСНОВНІ НАУКОВІ РЕЗУЛЬТАТИ ДИСЕРТАЦІЇ

Публікації у закордонних виданнях, проіндексованих у базах даних **Web of Science Core Collection** і **Scopus**:

1. Galinska T., Ovsii D., Ovsii M (2018) The combining technique of calculating the sections of reinforced concrete bending elements normal to its longitudinal axis, based on the deformation model / *International Journal of Engineering & Technology (UAE)*, 2018-7(3.2). - pp. 123-127. DOI: 10.14419/ijet.v7i3.2.14387.

*(Особистий внесок: Запропоновано методичні основи розрахунку міцності на згин сталобетонних згинальних елементів комбінованого та суцільного перерізів, які дозволяють проводити їх розрахунок з урахуванням в момент руйнування напружено-деформованого стану їх складових (бетону і сталевого профілю)*

2. Galinska T., Ovsii D., Ovsii A. (2022) Flexural Strength of Steel-Reinforced Concrete Composite Structural Span Elements. In: Onyshchenko V., Mammadova G., Sivitska S., Gasimov A. (eds) *Proceedings of the 3rd International Conference on Building Innovations. ICBI 2020. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 181. pp 131-145.* Springer, Cham. [https://doi.org/10.1007/978-3-030-85043-2\\_13](https://doi.org/10.1007/978-3-030-85043-2_13)

*(Особистий внесок: розроблено аналітичну модель для розрахунку міцності на вигин конструкцій ферм із сталезалізобетонних прогонних елементів; проведено порівняльний аналіз теоретичних засад запропонованої моделі з даними експериментальних випробувань сталезалізобетонних фермових конструкцій та елементів, які були проведені світовими вченими)*

3. Galinska, T., Ovsii, D., Hajiyev, M., Ovsii, O. (2023). An Analytical Model of Calculating the Flexural Strength of Encased SRC Composite T-beams with Full Interaction of Components. In: Onyshchenko, V., Mammadova, G., Sivitska, S., Gasimov, A. (eds) *Proceedings of the 4th International Conference on Building Innovations. ICBI 2022. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 299. – pp. 117-134.* Springer, Cham. [https://doi.org/10.1007/978-3-031-17385-1\\_10](https://doi.org/10.1007/978-3-031-17385-1_10)



*(Особистий внесок: розроблено аналітичну модель розрахунку міцності на вигин сталезалізобетонних балок суцільного таврового перерізу; проведено порівняльний аналіз теоретичних засад запропонованої моделі з даними експериментальних випробувань сталезалізобетонних таврових балок та елементів суцільного перерізу, які були проведені провідними вченими світу)*

**Публікації у наукових періодичних виданнях, включених до категорії "Б" Переліку наукових фахових видань України:**

4. Галінська Т.А. Підбір оптимального армування нормального прямокутного перерізу сталезалізобетонних балок на основі деформаційної моделі / Т.А. Галінська, Д.М. Овсій // Збірник наукових праць УкрДАЗТ. – Харків: УкрДАЗТ, 2014. – Вип. 149. – С.106-112.

*(Особистий внесок: розроблені методичні основи розрахунку міцності на згин сталезалізобетонних балок суцільного прямокутного перерізу з урахуванням їх напружено-деформованого стану в момент руйнування)*

5. Галінська Т.А. Підбір оптимального армування нормального перерізу сталезалізобетонних балок з бетонною верхньою полицею на основі деформаційної моделі / Т.А. Галінська, Д.М. Овсій // Вісник СНАУ. Серія: Будівництво. – Суми: СНАУ, 2014. – Вип.10(18). – С.80-84.

*(Особистий внесок: розроблені методичні основи розрахунку міцності на згин сталезалізобетонних комбінованих балок з урахуванням їх напружено-деформованого стану в момент руйнування)*

6. Galinska T., Ovsii D., Ovsii A. (2020) Flexural strength of span steel-reinforced concrete truss composite structures / *Academic journal. Industrial Machine Building, Civil Engineering.*– 2(55)' 2020.- pp. 26-34.

<https://doi.org/10.26906/znp.2020.55.2338>

*(Особистий внесок: удосконалено методику розрахунку міцності на згин прогонних сталезалізобетонних фермових конструкцій)*

7. Galinska T., Ovsii D., Ovsii O., Ovsii M. (2022) Fundamentals of designing rational (optimal) slab steel-reinforced concrete structures and elements of floors/ *Academic journal. Industrial Machine Building, Civil Engineering.*– 1(58)' 2022. – pp. 55-65.

*(Особистий внесок: розроблено методу розрахунку і проектування раціональних сталезалізобетонних плитних конструкцій і елементів перекриттів будівель з урахуванням граничного напружено-деформованого стану їх компонентів в момент руйнування, яка дозволила отримати в результаті розрахунків значення коефіцієнтів раціонального армування їх нормальних поперечних перерізів залежно від їх висоти, величин розрахункового прогону плити, міцнісних і деформаційних характеристик матеріалів та значень корисного навантаження)*

8. Галінська Т.А. Проектування раціональних плитних елементів монолітних і збірно-монолітних сталезалізобетонних перекриттів / Т.А. Галінська, Д.М. Овсій, О.М. Овсій // Збірник наукових праць «Вісник Національного університету водного господарства та природокористування», серія «Технічні науки».- Рівне: НУВГП, 2023.- вип. 2 (102). - С.140-165.

<https://doi.org/10.31713/vt2202313>

*(Особистий внесок: розроблено методу розрахунку і проектування раціональних плитних елементів сталезалізобетонних (СЗБ) перекриттів з урахуванням граничного напружено-деформованого стану їх компонентів в момент їх руйнування, яка включає в себе вирішення двох задач: підбору перерізу плитного СЗБ елемента та його армування, яка є прямою задачею раціонального проектування, та перевірки міцності на згин в розрахункових перерізах плитного СЗБ елемента; проведено порівняльний аналіз теоретичних засад запропонованої методики з результатами експериментальних досліджень плитних сталезалізобетонних елементів, що були виконані провідними науковцями світу)*

**Публікації за результатами апробації матеріалів дисертації на конференціях:**

9. Галінська Т.А. Про удосконалення методики розрахунку міцності сталобетонних згинальних елементів будівель і споруд на основі деформаційної моделі / Т.А. Галінська, Д.М. Овсій // Збірник тез доповідей 6-ї Міжнародної науково-технічної конференції “Проблеми надійності та довговічності



- інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті”. – Харків: УкрДАЗТ, 2017. – С.112-114.
10. Галінська Т.А. Про недоліки сучасної методики розрахунку міцності сталобетонних згинальних елементів на основі деформаційної моделі / Т.А. Галінська, Д.М. Овсій // Тези 69-ої наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету. Том 1. – Полтава: ПолтНТУ, 2017. – С. 121-122.
  11. Галінська Т.А. Зіставлення теоретичних і експериментальних досліджень міцності таврових суцільних сталезалізобетонних балок / Т.А. Галінська, Д.М. Овсій, О.М. Овсій // Збірник наукових праць II-ої Міжнародної українсько-азербайджанської конференції “BUILDING INNOVATIONS-2019”, 23-24 травня 2019 року. – Полтава: ПолтНТУ, 2019. – С. 56-58.
  12. Галінська Т.А. Про удосконалення методики розрахунку міцності сталезалізобетонних елементів при реконструкції та ремонті будівель і споруд / Т.А. Галінська, Д.М. Овсій // Тези доповідей III-ої Міжнародної конференції “Експлуатація і реконструкція будівель і споруд”, 26-28 вересня 2019 року. – Одеса: ОДАБА, 2019. – С. 43.
  13. Галінська Т.А. Зіставлення теоретичних і експериментальних досліджень міцності таврових сталезалізобетонних комбінованих балок / Т.А. Галінська, Д.М. Овсій // Збірник наукових праць III-ої Міжнародної українсько-азербайджанської наук.-практ. конференції “BUILDING INNOVATIONS-2020”, 1-2 червня 2020 року. – Полтава: Національний університет “Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка”, 2020. – С. 74-78.
  14. Овсій Д.М., Галінська Т.А. Розрахунок сталезалізобетонних балкових конструкцій з урахуванням граничного напружено-деформованого стану їх компонентів // Тренди та тенденції розвитку будівельної галузі: Матеріали Міжнар. наук.-практ. конф. 18-19 листопада 2020 р. - Харків: ХНУМГ ім. О.М. Бекетова, 2020.- С.44-47.
  15. Овсій Д.М., Галінська Т.А. Ефективні конструктивні рішення перерізів балкових елементів сталезалізобетонних перекриттів будівель // Ефективні

організаційно-технологічні рішення та енергозберігаючі технології в будівництві: матеріали VIII Міжнародної науково-практичної конференції. 19-20 листопада 2020 р. - Харків: ХНУБА, 2020.- С.11-12.

16. Галінська Т.А. Передумови розрахунку сталезалізобетонних конструкцій за деформаційною теорією / Т.А. Галінська, Д.М. Овсій // Тези 72-ої наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету, присвяченої 90-річчю Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» (Полтава, 21 квітня – 15 травня 2020 р.). – Полтава : НУПП імені Юрія Кондратюка, 2020. – Т.1. – С. 116-117.
17. Галінська Т.А. Про межі оптимального армування перерізу сталезалізобетонних елементів при згині / Т.А. Галінська, Д.М. Овсій // Тези 73-ї наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка». Том 1. (Полтава, 21 квітня – 13 травня 2021 р.) – Полтава: НУПП імені Юрія Кондратюка, 2021. – С. 238-239.
18. Галінська Т.А. Межі оптимального армування перерізів сталезалізобетонних елементів, що працюють на згин і зріз / Т.А. Галінська, Д.М. Овсій // Зб. наук. пр. за матеріалами XIX міжнародної науково-практичної конференції «Інноваційні технології у будівництві, цивільній інженерії та архітектурі» (Чернігів, 19-22 вересня 2021 року).- Чернігів: Національний університет «Чернігівська політехніка», 2021. – 2 с.
19. Галінська Т.А. Метаевристичний підхід при проектуванні оптимального армування сталезалізобетонних елементів, що працюють на згин і зріз / Т.А. Галінська, Д.М. Овсій, О.М. Овсій // Тези доповідей 9-ої міжнародної науково-технічної конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті» (Харків, 17–19 листопада 2021 р.) – Харків: УкрДУЗТ, 2021. - С. 101-102.
20. Галінська Т. Удосконалення методики розрахунку міцності на згин сталезалізобетонних балкових елементів / Т. Галінська, Д. Овсій // Комплексні



композитні конструкції будівель та споруд в умовах воєнного стану (CSCS-2022) // Зб. наук. пр. за матеріалами XIV Міжнародної науково-технічної конференції. (Полтава, 20-22 червня 2022 р.) – Полтава: НУПП імені Юрія Кондратюка, 2022. – С. 11-14.

21. Галінська Т.А. Аналітичні моделі розрахунку міцності на згин сталезалізобетонних елементів в бетонній оболонці згідно норм проектування провідних держав / Т.А. Галінська, Д.М. Овсій, О.М. Овсій // Тези 74-ї наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка». Том 1. (Полтава, 25 квітня – 21 травня 2022 р.) – Полтава: НУПП імені Юрія Кондратюка, 2022.– С. 173-174.
22. Галінська Т.А. Підсилення збірних залізобетонних перекриттів приміщень сховищ в будівлях і спорудах закладів освіти / Т.А. Галінська, Д.М. Овсій, О.М. Овсій // Тези 75-ї наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка». Том 1. (Полтава, 2-25 травня 2023 р.) – Полтава: НУПП імені Юрія Кондратюка, 2023.– С. 187-189.
23. Галінська Т.А. Проектування оптимального (раціонального) армування сталезалізобетонних плитних і балкових елементів перекриттів для захисних споруд укриття / Т.А. Галінська, Д.М. Овсій // Тези IV-й Міжнародної науково-практичної конференції "Будівлі та споруди спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції» (26-27 квітня 2023 року, м. Київ).

## ЗМІСТ

<b>ВСТУП</b> .....	4
<b>РОЗДІЛ 1 АНАЛІЗ ОСНОВНИХ ПОЛОЖЕНЬ НОРМ ТА НАУКОВИХ РОЗРОБОК, ЯКІ ПРИСВЯЧЕНІ РОЗРАХУНКУ ТА ДОСЛІДЖЕННЮ МІЦНОСТІ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ І ЕЛЕМЕНТІВ, ЩО ЗГИНАЮТЬСЯ</b> .....	10
1.1 Аналіз конструктивних рішень сталезалізобетонних балкових перекриттів (покриттів) та їх елементів .....	10
1.2 Аналіз еволюції методик розрахунку міцності сталезалізобетонних конструкцій (елементів), що згинаються .....	23
1.3 Аналіз наукових досліджень міцності сталезалізобетонних конструкцій (елементів), що згинаються.....	37
1.4 Висновки по розділу .....	41
<b>РОЗДІЛ 2 МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ МІЦНОСТІ НА ЗГИН СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛКОВИХ І ПЛИТНИХ КОНСТРУКЦІЙ І ЕЛЕМЕНТІВ ПЕРЕКРИТТІВ З УРАХУВАННЯМ НДС ЇХ КОМПОНЕНТІВ</b> .....	43
2.1 Класифікація сталезалізобетонних балкових і плитних конструкцій і елементів перекриттів залежно від виду перерізу і умов зчеплення її матеріалів. Напрямки наукових досліджень роботи.....	43
2.2 Міцності на згин сталезалізобетонних плитних елементів перекриттів з урахуванням НДС їх компонентів .....	52
2.2.1 Методичні основи розрахунку міцності на згин сталезалізобетонних плитних елементів перекриттів з урахуванням НДС їх компонентів.....	52
2.2.2 Підбір площі (перерізу) раціонального армування сталезалізобетонних плитних елементів перекриттів, що працюють на згин.....	58
2.2.3 Перевірка міцності на згин сталезалізобетонних плитних елементів перекриттів з урахуванням НДС їх компонентів.....	63
2.3 Міцності на згин сталезалізобетонних балок прямокутного і таврового перерізів з урахуванням НДС їх компонентів.....	76
2.3.1 Методичні основи розрахунку міцності на згин сталезалізобетонних балок прямокутного і таврового перерізів з урахуванням НДС їх компонентів.....	76
2.3.2 Підбір площі (перерізу) раціонального армування сталезалізобетонних балок прямокутного і таврового перерізів, що працюють на згин.....	80



2.3.3	Перевірка міцності на згин сталезалізобетонних балок прямокутного і таврового перерізів з урахуванням НДС їх компонентів.....	84
2.4	Забезпечення зчеплення між компонентами сталезалізобетонних плитних чи балкових елементів перекриттів .....	99
2.5	Висновки по розділу .....	102
<b>РОЗДІЛ 3 АНАЛІЗ ЗБІЖНОСТІ ЗАПРОПОНОВАНИХ ТЕОРЕТИЧНИХ РІШЕНЬ І РЕЗУЛЬТАТІВ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЛИТНИХ І БАЛКОВИХ ЕЛЕМЕНТІВ ПРОВІДНИХ ВЧЕНИХ СВІТУ .....</b>		
<b>103</b>		
3.1	Перелік експериментальних досліджень сталезалізобетонних плитних і балкових елементів перекриттів провідних вчених світу.....	103
3.2	Зіставлення теоретичних і експериментальних досліджень міцності на згин сталезалізобетонних плитних елементів перекриттів.....	109
3.3	Зіставлення теоретичних і експериментальних досліджень міцності на згин сталезалізобетонних суцільних балок прямокутного і таврового перерізів.....	110
3.4	Висновки по розділу .....	115
<b>РОЗДІЛ 4 ПРАКТИЧНІ МЕТОДИ ПРОЕКТУВАННЯ РАЦІОНАЛЬНИХ ПЛИТНИХ ЕЛЕМЕНТІВ І БАЛОК СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЕРЕКРИТТІВ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД .....</b>		
<b>116</b>		
4.1	Проектування та розрахунок раціональних плитних та балкових елементів монолітних і збірно-монолітних сталезалізобетонних перекриттів будівель і споруд.....	116
4.2	Проектування підсилення залізобетонних перекриттів із збірних круглопустотних плит на окремих ділянках в будівлях і спорудах .....	144
4.3	Висновки по розділу .....	156
<b>ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....</b>		<b>157</b>
<b>СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ .....</b>		<b>160</b>
<b>ДОДАТКИ.....</b>		<b>177</b>
<b>ДОДАТОК А</b>	Таблиці коефіцієнтів армування сталевим елементом (профілем) ( $\rho_a$ ) перерізу сталезалізобетонних плитних і балкових елементів перекриття залежно від величин їх прогону, класу міцності бетону, класу арматурної і конструктивної сталі та характерного значення рівномірно розподіленого навантаження .....	177
<b>ДОДАТОК Б</b>	Акти впровадження.....	206
<b>ДОДАТОК В</b>	Список публікацій здобувача за темою дисертації та відомості про апробацію результатів дисертації.....	211

## ВСТУП

**Актуальність теми.** Одним з істотних резервів розвитку будівництва в нашій країні є більш повне й ефективне використання будівельних матеріалів, створення нових економічних і довговічних конструкцій, а також розроблення і розвиток методів розрахунку їх міцності, які найбільш повно враховують властивості їх складових матеріалів та їх взаємодію між собою в момент руйнування. Сталезалізобетонні балки являють собою клас збірно-монолітних несучих конструкцій (елементів), що згинаються, висока ефективність яких забезпечується раціональною схемою їх роботи.

Діючи на сьогодні положення розрахунку сталезалізобетонних конструкцій (елементів), що згинаються, базуються на новій концепції розрахунку, впроваджуючи в практику метод граничних деформацій, який дозволить наблизитися до реального їх напружено-деформованого стану в момент руйнування. У той же час повністю відмовитися від методики розрахунку за граничними напруженнями не вдалося, так в спрощених аналітичних розрахунках використовуються розрахункові моделі граничних станів перетинів елементів з прямокутними епюрами напруг для обох матеріалів (бетону і сталі). Запропоновані в нормах розрахункові положення граничного стану не повністю ототожнюють залежність несучої здатності сталезалізобетонних конструкцій (елементів), що згинаються, з їх напружено-деформованим станом (НДС) в момент руйнування, що призводить до переармування його окремих перетинів, тобто до використання міцності властивостей конструктивної металевої їх складової не в повному обсязі.

Тому необхідно удосконалити розрахункові положення діючих норм, які б дозволили створити загальну методику розрахунку і проектування сталезалізобетонних елементів, що згинаються, залежно від їх НДС в момент руйнування. Вищевикладене визначило актуальність теми дослідження, її важливе народногосподарське значення.

**Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами.** Тема дисертаційної роботи відповідає напряму науково-технічної політики держави в



галузі оцінювання технічного стану будівель і споруд згідно з Постановою Кабінету Міністрів України №409 від 5 травня 1997 р. “Про забезпечення надійності будівель, споруд та мереж”. Робота виконувалась у рамках наукової програми дослідних тем кафедри конструкцій з металу, дерева та пластмас Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка “Розробка методів розрахунку, проектування і будівництва сталезалізобетонних конструкцій покриттів на основі дослідження їх дійсної роботи” (державний реєстраційний номер 0196U000999) та двох держбюджетних тем “Прогресивні залізобетонні конструкції з армуванням прокатними профілями” (державний реєстраційний номер 0109U001521) і “Високоєфективні будівлі, комплексні конструкції та екологічні технології у промисловому та цивільному будівництві” (державний реєстраційний номер 0112U002320).

**Мета роботи.** Метою роботи є розроблення методики розрахунку міцності на згин сталезалізобетонних балкових конструкцій і елементів з урахуванням граничного напружено-деформованого стану їх компонентів. Для досягнення поставленої мети необхідно було вирішити наступні **задачі**:

1) провести аналіз конструктивних рішень сталезалізобетонних перекриттів (покриттів) та їх балкових і плитних конструкцій і елементів, наукових досліджень та еволюції методик розрахунку міцності сталезалізобетонних конструкцій (елементів), що згинаються;

2) розробити класифікацію випадків напружено-деформованого стану (НДС) сталезалізобетонних балок (СЗББ) на основі аналізу їх перерізів та умов зчеплення їх компонентів;

3) сформулювати основні положення методики розрахунку міцності на згин сталезалізобетонних плитних елементів перекриттів на основі деформаційної моделі залежно від НДС їх компонентів у момент руйнування. Розробити методику визначення раціонального перерізу сталевих двотаврових профілю, яким виконується армування плитних сталезалізобетонних елементів. Удосконалити методику розрахунку міцності на згин плитних сталезалізобетонних елементів залежно від НДС в момент руйнування їх

компонентів;

4) сформулювати основні положення методики розрахунку міцності на згин суцільних прямокутних і таврових сталезалізобетонних балок (СЗББ) на основі деформаційної моделі залежно від НДС їх компонентів у момент руйнування. Розробити методику визначення раціонального перерізу сталевого двотаврового профілю, яким виконується армування суцільних прямокутних і таврових СЗББ. Удосконалити методику розрахунку міцності на згин суцільних прямокутних і таврових СЗББ залежно від НДС в момент руйнування їх компонентів;

5) удосконалити методику розрахунку і проектування компонентів з'єднувальних елементів зчеплення у плитних і балкових сталезалізобетонних конструкціях і елементах залежно від НДС їх компонентів в момент руйнування;

6) проаналізувати збіжність отриманих теоретичних рішень з результатами досліджень і експериментів плитних і балкових сталезалізобетонних елементів, що були проведені вітчизняними і закордонними науковцями;

7) результати досліджень впровадити у практику проектування і будівництва шляхом розроблення практичних методів розрахунку міцності на згин плитних і балкових конструкцій і елементів сталезалізобетонних перекриттів будівель і споруд.

**Об'єкт дослідження:** удосконалення методів розрахунку і проектування сталезалізобетонних балкових конструкцій на основі деформаційної моделі та їх дійсної роботи, тобто напружено-деформованого стану в момент руйнування.

**Предмет дослідження:** міцність на згин сталезалізобетонних балок з повним зчепленням їх компонентів.

**Методи дослідження** включають підбір, вивчення й аналіз літературних джерел, класичні методи будівельної механіки, теоретичні дослідження, порівняльний аналіз отриманих теоретичних і експериментальних даних.

**Наукова новизна** полягає в такому:

1) запропоновано класифікацію випадків НДС плитних і балкових сталезалізобетонних елементів залежно від їх перерізів та умов зчеплення їх компонентів;



2) розроблено методики розрахунку міцності на згин плитних і балкових елементів суцільних прямокутного і таврового перерізів сталезалізобетонних перекриттів на основі деформаційної моделі залежно від НДС у момент руйнування їх компонентів, які включають в себе розв'язування двох задач: задачі щодо визначення раціонального перерізу сталевого двотаврового профілю, яким здійснюється їх армування; задачі щодо перевірки міцності на згин їх розрахункових перерізів;

3) удосконалено методику розрахунку і проектування елементів зчеплення між компонентами СЗББ залежно від НДС їх нормального перетину в момент руйнування;

4) проведено порівняльний аналіз збіжності величин міцності на згин плитних і балкових елементів-зразків, які були випробувані провідними вченими світу, з розрахунковими їх величинами, що були визначені за теоретичними аналітичними залежностями, які запропоновані автором в дисертаційній роботі. Виконаний порівняльний аналіз теоретичної міцності з експериментальними даними показав їх добру збіжність;

5) запропоновано практичні методи розрахунку міцності на згин сталезалізобетонних плитних і балкових елементів суцільного прямокутного та таврового перерізів, які базуються на основних положеннях деформаційної моделі та наукових розробках автора.

**Практичне значення** роботи полягає у можливості впровадження розробленої методики розрахунку балкових і плитних сталезалізобетонних елементів у навчальний процес і практику проектування. Вищезазначена методика може бути використана для проектування раціональних сталезалізобетонних конструкцій (елементів), що згинаються, а також при підсиленні існуючих залізобетонних елементів, що дозволить знизити матеріальні й енергетичні витрати. Також теоретичні розробки можуть бути використані в навчальному процесі при викладанні курсу лекцій з проектування залізобетонних та сталезалізобетонних конструкцій (елементів) будівель та споруд.

**Особистий внесок здобувача:**

1) запропоновано класифікацію випадків НДС сталезалізобетонних плитних і балкових елементів залежно від їх перерізів та умов зчеплення їх компонентів;

2) розроблено методику розрахунку і проектування плитних елементів сталезалізобетонних перекриттів залежно від НДС у момент руйнування їх компонентів, яка включає в себе вирішення двох задач: задачі щодо визначення раціонального перерізу сталевого двотаврового профілю, яким здійснюється їх армування; задачі щодо перевірки міцності на згин їх розрахункових перерізів;

3) розроблено методику розрахунку і проектування балкових елементів сталезалізобетонних перекриттів суцільного прямокутного і таврового перерізів залежно від НДС у момент руйнування їх компонентів, яка включає в себе вирішення двох задач: задачі щодо визначення раціонального перерізу сталевого двотаврового профілю, яким здійснюється їх армування; задачі щодо перевірки міцності на згин їх розрахункових перерізів;

4) удосконалено методику розрахунку і проектування з'єднувальних елементів зчеплення між компонентами сталезалізобетонних балок залежно від їх НДС в момент руйнування;

5) виконано порівняльний аналіз збіжності теоретичних і експериментальних досліджень міцності на згин сталезалізобетонних плитних і балкових елементів, які були випробувані провідними вченими світу;

6) розроблено практичні методи розрахунку і проектування: плитних і балкових елементів монолітних сталезалізобетонних перекриттів суцільного прямокутного і таврового перерізів; конструктивного рішення з підсилення залізобетонних перекриттів із збірних багатопустотних плит (панелей).

**Апробація результатів роботи.** Основні положення дисертаційної роботи доповідались і обговорювались на сьогодні на 6-й Міжнародній науково-технічній конференції “Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті” (19-21 квітня 2017 року, м. Харків), 68-й, 69-й, 72-й, 73-й, 74-й і 75-й наукових конференціях Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» (19 квітня-16 травня 2016, 19 квітня-19 травня 2017, 21 квітня-15 травня 2020, 21 квітня-13 травня 2021,



25 квітня-21 травня 2022, 2-25 травня 2023 років, м. Полтава), II-й Міжнародній українсько-азербайджанській конференції “BUILDING INNOVATIONS-2019” (23-24 травня 2019 року, м. Полтава), III-й Міжнародній конференції “Експлуатація та реконструкція будівель і споруд” (26-28 травня 2019 року, м. Одеса), III-й Міжнародній українсько-азербайджанській конференції “BUILDING INNOVATIONS-2020” (1 – 2 червня 2020 року, м. Полтава), Міжнародній науково-практичній конференції “Тренди та тенденції розвитку будівельної галузі” (18-19 листопада 2020 року, м. Харків), VIII-й Міжнародній науково-практичній конференції “Ефективні організаційно-технологічні рішення та енергозберігаючі технології в будівництві” (19-20 листопада 2020 року, м. Харків), XIX-й Міжнародній науково-практичній конференції «Інноваційні технології у будівництві, цивільній інженерії та архітектурі» (19-22 вересня 2021 року, м. Чернігів), 9-й Міжнародній науково-технічній конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті» (17–19 листопада 2021 року, м. Харків), XIV-й Міжнародній науково-технічній конференції «Комплексні композитні конструкції будівель та споруд в умовах воєнного стану» (20-22 червня 2022, м. Полтава), III-й Всеукраїнській інтернет-конференції “Новітні тенденції розвитку міського будівництва та господарства” (26-27 квітня 2023 року, м. Рівне), IV-й Міжнародній науково-практичній конференції "Будівлі та споруди спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції» (26-27 квітня 2023 року, м. Київ).

**Публікації.** Результати дисертаційної роботи опубліковані у 23 наукових працях. Серед них у 3 статтях закордонних наукових видань, проіндексованих у базах даних Web of Science Core Collection і Scopus, і у 5 статтях наукових періодичних видань, включених до категорії "Б" Переліку наукових фахових видань України, та 15 публікаціях тез конференцій.

**Структура і обсяг дисертації.** Дисертація складається із вступу, чотирьох розділів, висновків і списку літературних джерел із 183 найменувань; викладена на 216 сторінках: основного тексту 156 сторінок, рисунків – 67, таблиць – 46.

## РОЗДІЛ 1

### АНАЛІЗ ОСНОВНИХ ПОЛОЖЕНЬ НОРМ ТА НАУКОВИХ РОЗРОБОК, ЯКІ ПРИСВЯЧЕНІ РОЗРАХУНКУ ТА ДОСЛІДЖЕННЮ МІЦНОСТІ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ І ЕЛЕМЕНТІВ, ЩО ЗГИНАЮТЬСЯ

**1.1 Аналіз конструктивних рішень сталезалізобетонних балкових перекриттів (покриттів) та їх елементів, що найпоширеніше використовувалися і застосовуються зараз в будівництві.**

Сталезалізобетонні балкові конструкції мають значне застосування в будівництві, як монолітні і збірно-монолітні несучі конструкції чи елементи багатоповерхових будівель і споруд (дис. рис. 1.1), висока ефективність яких забезпечується раціональною схемою їх роботи, надійністю та довговічністю в експлуатації. Такі балкові несучі системи перекриттів на сьогодні найбільш використовуються у вітчизняній та зарубіжній практиці будівництва промислових та цивільних багатоповерхових будівель.



Рис. 1.1 Каркасна багатоповерхова будівля із сталезалізобетонними перекриттями поверхів

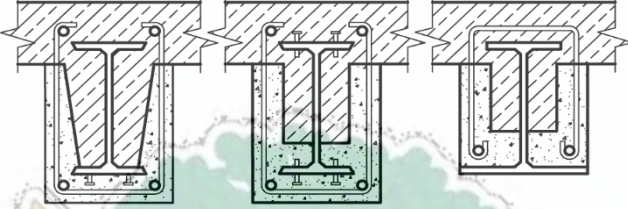
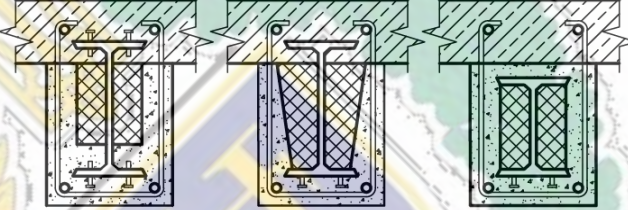


В результаті аналізу сучасних основних конструктивно-технологічні рішень зарубіжних монолітних і збірно-монолітних каркасних систем багатоповерхових будівель і споруд, які розроблені і реалізовані в Великобританії, США, країнах-членах ЄС, Японії, Китаї, Південній Кореї, Україні, інших країнах світу, були класифіковані основні типи перерізів балкових елементів їх сталезалізобетонних перекриттів, які приведені нижче в таблиці 1.1.

Таблиця 1.1 – Класифікація основних сучасних типів перерізів балкових елементів сталезалізобетонних перекриттів

Типи перерізів балкових елементів сталезалізобетонних перекриттів	Короткий опис; країна-винахідник/впроваджувач
	<p>Балкові плитні елементи перекриття з перерізом у вигляді дельти, тору та інших складених перерізів; Фінляндія, Німеччина, Швеція, Великобританія.</p>
	<p>Комбіновані двотаврові балки із збірно-монолітною полицею: Великобританія, США, країни ЄС та ін.</p>
	<p>Комбіновані двотаврові балки перекриття з додатковими опорними елементами-виступами; США, Великобританія і ін.</p>
	<p>Комбіновані балки із нижньою сталобетонною двотавровою частиною: Німеччина, країни ЄС і ін.</p>
	<p>Балковий елемент із нижньою частиною із збіркою сталобетонної балки; Південна Корея, Австралія, Китай та ін.</p>
	<p>Сталезалізобетонні балки з нижньою попередньо напруженою полицею; Південна Корея Великобританія (Preflex-балка) та ін.</p>

Продовження таблиці 1.1 – Класифікація основних сучасних типів перерізів балкових елементів сталезалізобетонних перекриттів

Типи перерізів балкових елементів сталезалізобетонних перекриттів	Короткий опис; країна-винахідник/впроваджувач
	<p>Сталезалізобетонні балки з бетонною коробчастою опалубкою, виконаною в заводських умовах; Південна Корея, Китай</p>
	<p>Сталезалізобетонні балки з нішею та заповненням із легкої бетонної суміші для зниження ваги конструкції; Південна Корея, Китай</p>

Ефективність широкого застосування конструктивного рішення перекриття із монолітних і збірно-монолітних балкових і плитних елементів обумовлена наступними позитивними моментами [15, 38, 40], а саме:

- можливість використання при новому будівництві будівель із несучим каркасом з нестандартними кроками і прогонами конструкцій, а також при їх реконструкції і переплануванні;
- перекриття в несучому каркасі працюють як горизонтальні діафрагми, що дозволяє забезпечити загальну стійкість колон і рівномірно розподілити горизонтальні навантаження на вертикальні зв'язки каркасу;
- економія сталі може складати 30-50%, а бетону – до 30% в порівнянні з традиційними конструктивними рішеннями перекриттів, в яких елементи працюють незалежно. Зниження ваги перекриття, в свою чергу, обумовлює зниження вартості несучих конструкцій каркасу і фундаментів;
- збільшення жорсткості перекриття в горизонтальному і вертикальному площинах дозволяє зменшити конструктивну висоту перекриття для одного і того ж прогону при одному значенні навантаження та отримати меншу висоту поверху, що дає можливість зекономити витрати на зовнішні огорожуючі конструкції будівлі, вертикальні несучі конструкції або



з'являється більше простору у вертикальній площині для проведення інженерних комунікацій;

- багатфункціональність сталюого профільованого настилу, який сприймає навантаження при улаштуванні, дає можливість гнучкого розміщення внутрішніх виробничих систем та легкість при транспортуванні настилу як опалубки вручну, а також різки при улаштуванні отворів в перекритті;
- частина складеного перерізу використовується як опалубка, що не знімається, та рiштування при монтажі, що суттєво знижує витрати матеріалів на їх виготовлення, а також на облицювання нижньої поверхні плити чи балки перекриття;
- частина складеного перерізу працює як армування перекриття сумісно з бетоном в стадії експлуатації, що дозволяє виключити багаторядність армування перерізу монолітної плити та спростити укладення та ущільнення бетону на стадії виготовлення;
- плитні елементи з жорстким армуванням чи зовнішньою опалубкою із профнастилу перешкоджають втраті загальної стійкості балок перекриття.

Ще на початку ХХ-го століття в 1902 році П. Крістоф [158] в своїй науковій доповіді обґрунтував застосування кількох систем балок і плит із сталевими секціями, які використовувалися в той час в Європі в будівництві. Наприклад, одна із таких систем перекриттів, що була запропонована пізніше Ф. Похлманом [158], була армована перфорованими асиметричними прокатними сталевими Т-подібними балками з плоскими металевими обручами, які виконували функції додаткових елементів, що забезпечували стійке до зрушення з'єднання з бетоном на приопорних ділянках балок (див. рис. 1.2).

Пізніше старший інженер швейцарського міста БільО. Шауб[158] розробив залізобетонну сталеву композитну форму за назвою "Альфа", що була на той час повністю новітнім композитним рішенням з відкритими ділянками балок, які з'єднувалися із залізобетонною плитою за допомогою стійких до зрушення хвилеподібних або вигнутих круглих сталевих арматурних стержнів.

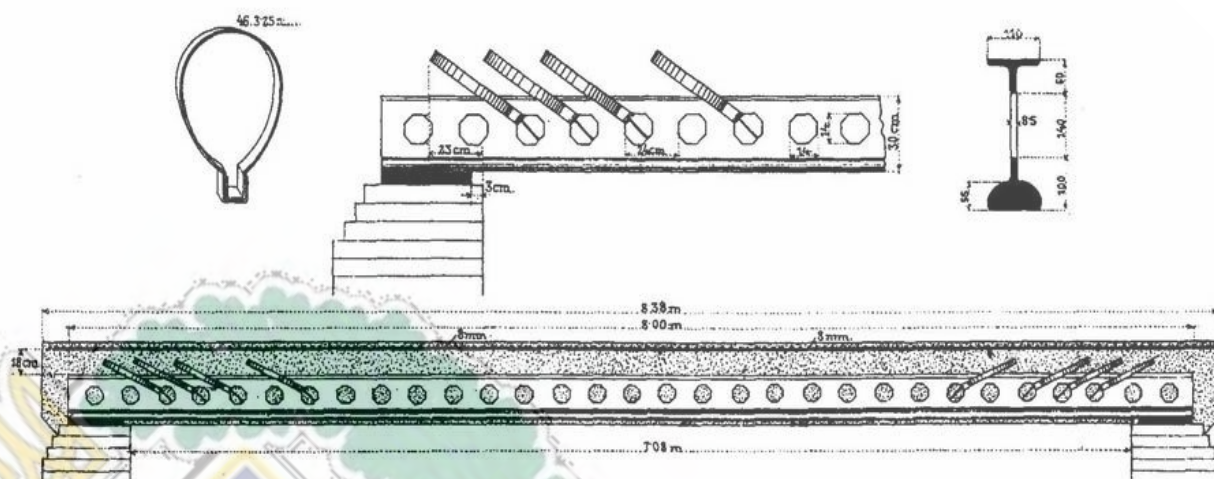


Рис. 1.2 Схема армування перекриттів за розробками Ф. Похлмана (1901)

Між 1942 і 1943 роками М. Рош [164] на основі експериментів швейцарських вчених, що досліджували гнучкість і жорсткість зсувних зв'язків балкових комбінованих конструкцій при дії статичних і динамічних навантажень запропонував наступні конструктивні вирішення перерізів сталезалізобетонних балок, які потім почали найпоширеніше використовувалися при будівництві мостів (Рис. 1.3).

У 1980-х роках минулого століття були розроблені “подвійні композитні балки” або “профільні композитні балки”, які забезпечували зв'язок між бетонною частиною та сталевим профілем за допомогою механічних композитних матеріалів. Хоча анкерні болти були встановлені в поясі, що бетонувався, зв'язок між бетоном і сталевим профілем був реалізований за допомогою дужок, приварених до стійки сталевого профілю [105].

В подальший розвиток і удосконалення сталобетонних балкових конструкцій з 1950 по 1990 роки в Європі, Австралії, Японії та Сполучених штатах Америки значний вклад зробили вчені Р. Джонсон [135], К. Роїк [163], Р. Брідж [107], Ю. Маеда [147] і І. Вієст [177]. На етапі з початку розробки конструктивних рішень сталобетонних і сталезалізобетонних балкових конструкцій і до початку 80-х років минулого століття значна увага приділялася науковцями щодо розробки і дослідження суцільних бетонних балок з армуванням із конструкційного сталевого профілю та різним видам елементів,



що забезпечували зчеплення між їх компонентами, а починаючи вже з 1980-х років і до теперішнього часу наукові розробки велись і ведуться над удосконаленням конструктивних рішень сталезалізобетонних балкових конструкцій та елементів зчеплення між їх компонентами, які дозволяють швидко і з меншими витратами праці зводити, тобто улаштувати, дані сталезалізобетонні конструкції.

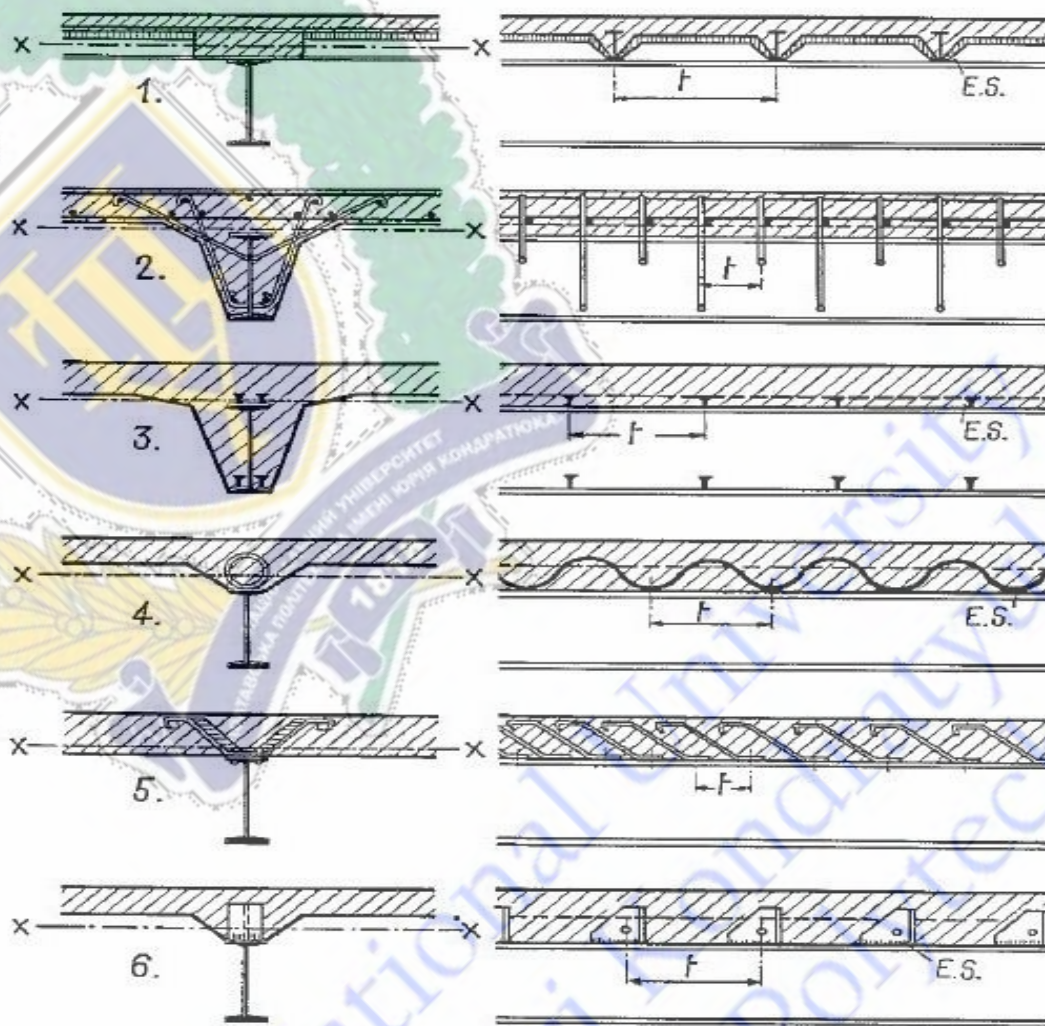


Рис. 1.3. Конструктивні вирішення перерізу та елементів зчеплення між бетонною плитою і конструкційним профілем в сталобетонних балках, які використовувалися при будівництві швейцарських залізничних мостів у 1930-1940 рр. за розробками М. Роша [164]

Етапи розвитку конструктивних рішень перерізів сталобетонних конструкцій за часом приведені на рисунку 1.4.

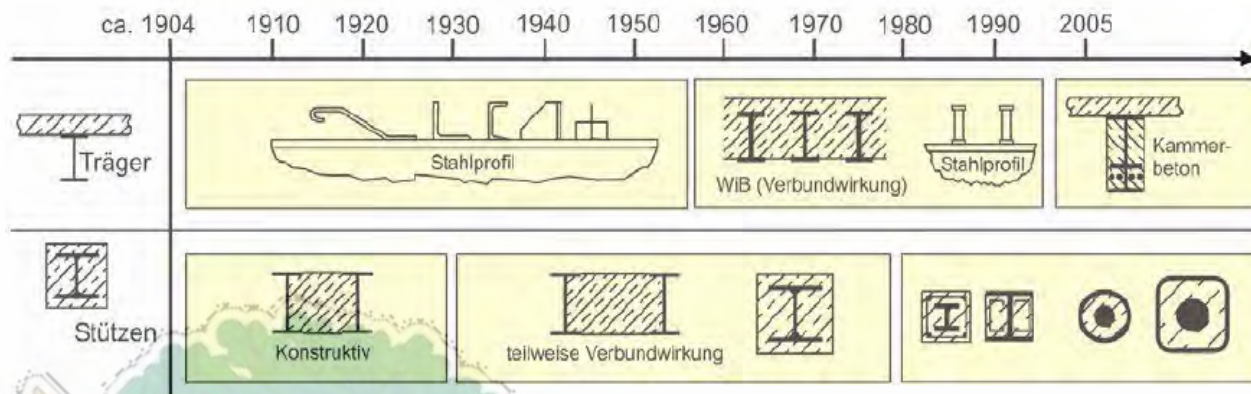


Рис. 1.4 Етапи розвитку конструктивного вирішення сталобетонних конструкцій за часом за джерелом [126]

На сьогодні найбільшого застосування в сучасних каркасних багатоповерхових будівлях і спорудах отримали наступні балкові і плитні сталезалізобетонні конструкції:

- комбіновані сталезалізобетонні балкові конструкції перекриття у вигляді плит, які виготовлені; із суцільного монолітного чи збірно-монолітного залізобетонного перерізу, який армований сталевими конструкційними балковими елементами прокатного чи складеного профілю в рівень висоти плити; із конструкційних сталевих профілів прокатного чи складеного перерізів та монолітних ділянок залізобетонної плити, які виготовлені з використанням нез'ємної опалубки із сталюго профільованого гнучого листа (див. рис. 1.5);
- комбіновані сталезалізобетонні балки перекриття, які складаються із конструкційного сталюго профілю складеного чи прокатного перерізу та верхньої залізобетонної полиці, між якими улаштовуються елементи зчеплення, які повинні забезпечити їх сумісну роботу на протязі усього терміну їх експлуатації. Залізобетонна полиця може бути улаштована із: монолітного бетону; пошарово із монолітного бетону і збірних залізобетонних плит; із окремих збірних залізобетонних плит; із монолітного бетону по профільованому настилу, що є нез'ємною опалубкою плити (див. рис. 1.6);



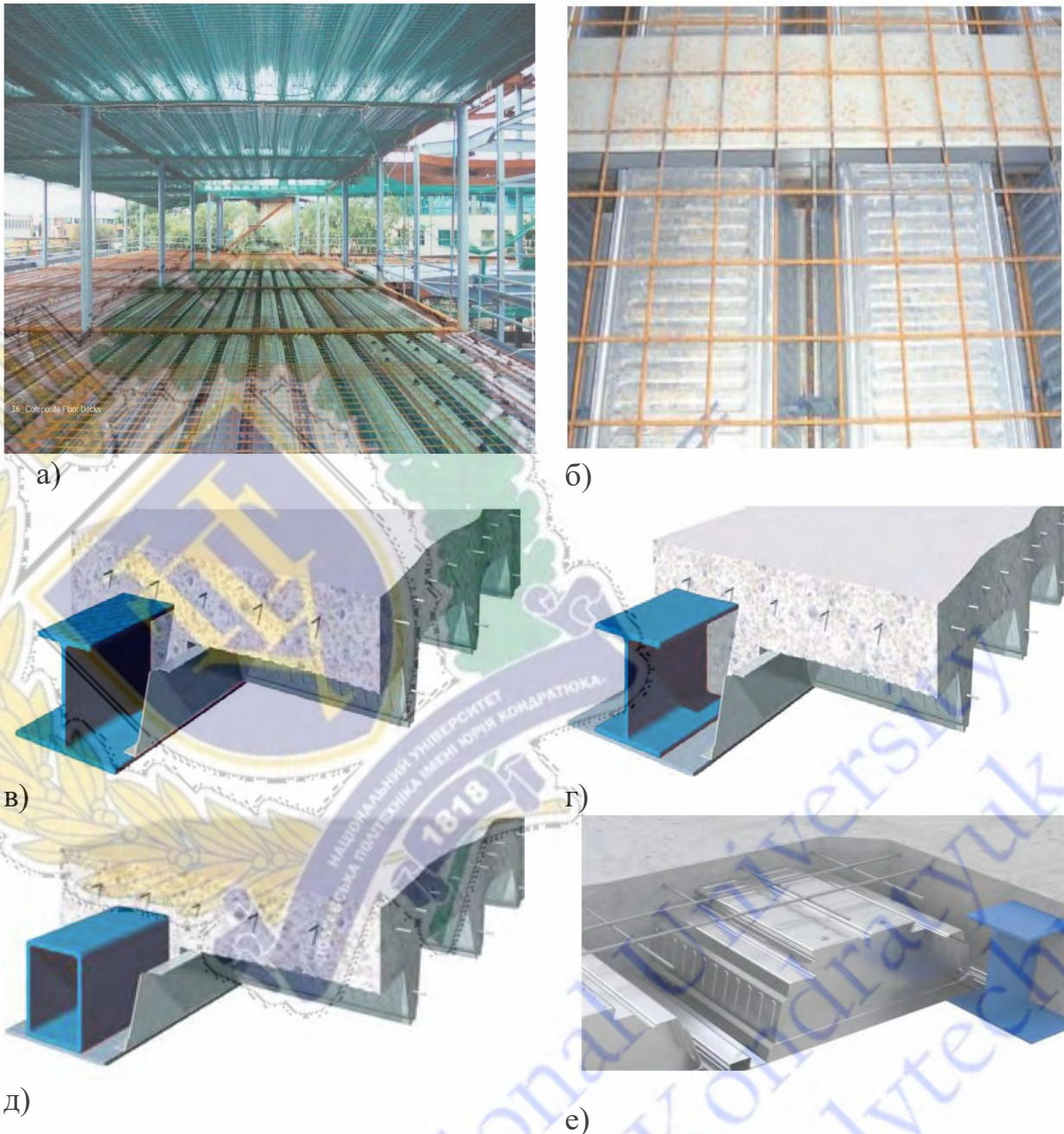


Рис. 1.5 Сталезалізобетонне перекриття із комбінованих плит із нез'ємною опалубкою у вигляді профільних гнутих сталевих листів та другорядних балок із конструкційних складених профілів різних перерізів, які улаштовані в рівень висоти перерізу комбінованої плити: а – загальний вигляд перекриття; б) армування перекриття; фрагменти перекриття із несучою другорядною балкою: в) прокатного перерізу; г) складеного перерізу із двотавра і полоси; д) складеного перерізу із прямокутної труби і полоси; е) прокатного двотаврового перерізу та профільного гнутого листа, який підсилений знизу додатковим плоским оцинкованим листом у улаштуванням утеплювача в нішах трапецієвидних гофрів профільного листа.



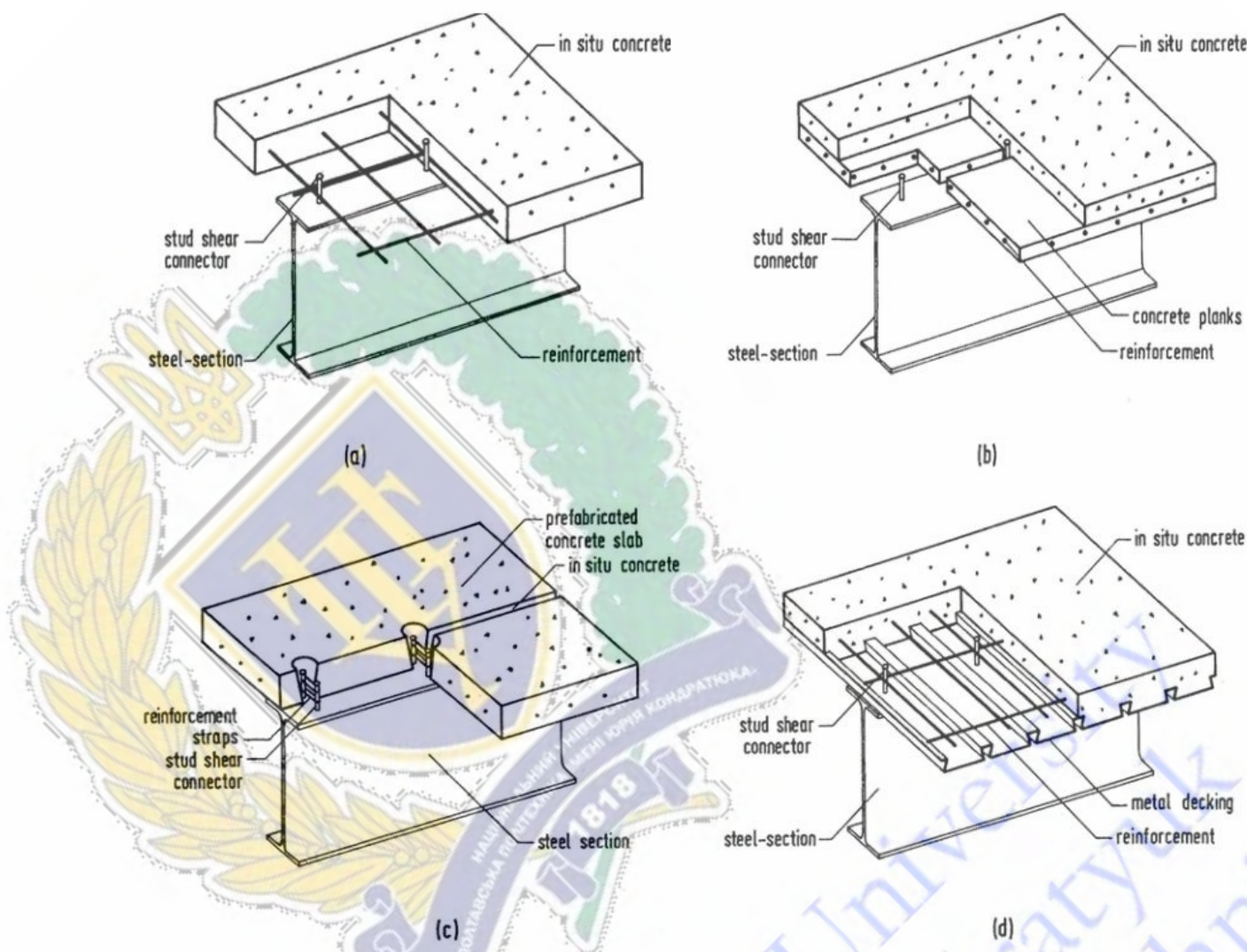


Рис. 1.6 Конструктивні рішення перекриттів будівель із сталезалізобетонних комбінованих балок згідно рекомендацій європейських норм [116], які виготовлені із конструкційного сталюого профілю (steel section) та верхньої залізобетонної чи сталезалізобетонної полиці наступних конструктивних вирішень: а) монолітної залізобетонної плити; б) збірно-монолітної залізобетонної плити; с) збірної залізобетонної плити і монолітних монтажних вузлів; д) сталезалізобетонної монолітної плити з нез'ємною опалубкою із профільованого сталюого листа.

Конструктивні рішення комбінованих сталезалізобетонних балок перекриття із конструкційного сталюого профілю та залізобетонної монолітною верхньою полиці, яка улаштовується за допомогою нез'ємної опалубки із сталюого профільованого листа, показані на рисунку 1.7.



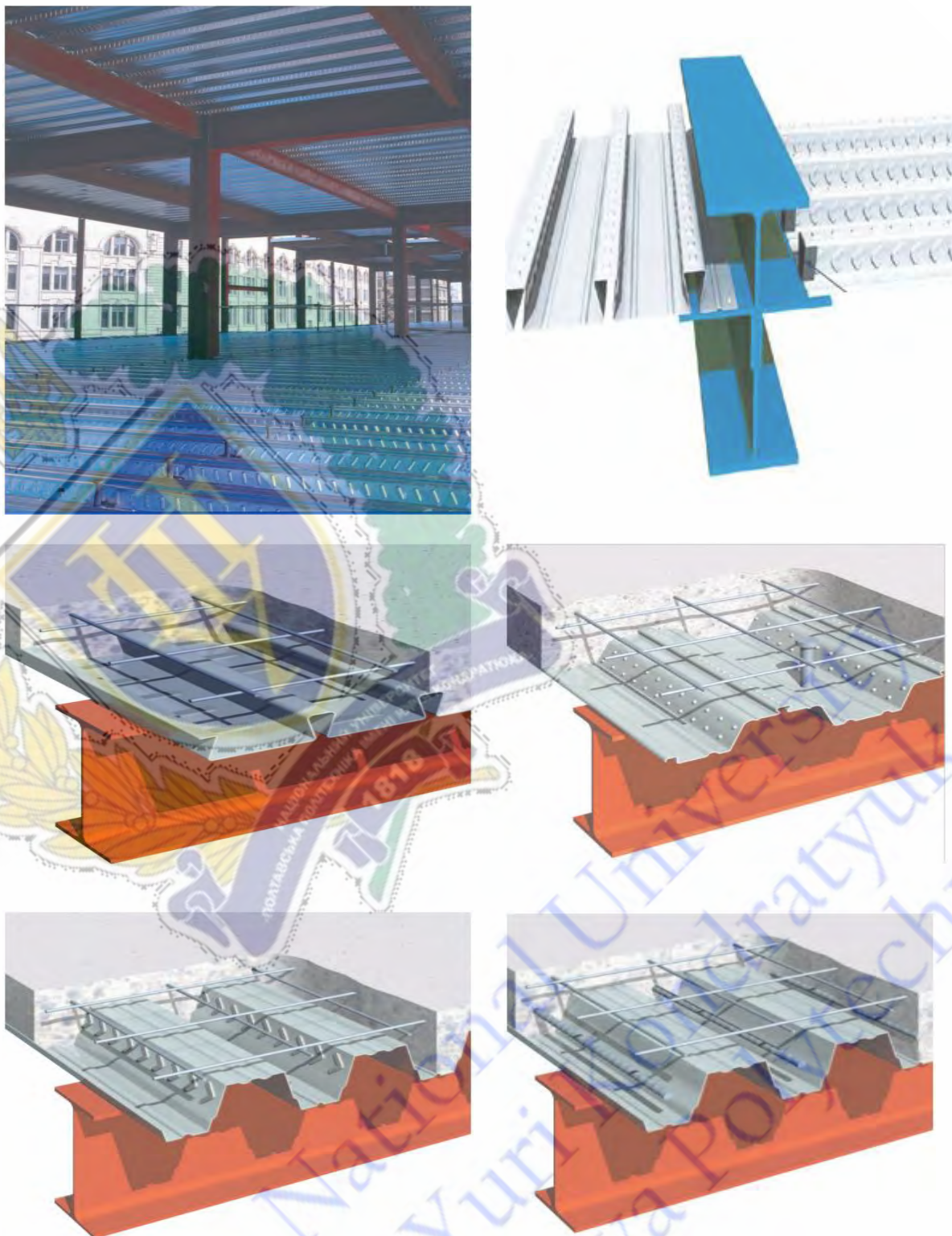


Рис.1.7 Конструктивне рішення комбінованих сталезалізобетонних балок перекриття із залізобетонною монолітною верхньою полиці, яка улаштовується за допомогою нез'ємної опалубки із сталюого профільованого листа.

Залежно від кроку конструкційного сталюого профілю та рівня проектного тимчасового навантаження розраховують необхідний переріз профільного листа

та площу армування плити, як в стисненій, так і в розтягненій частині перерізу балки. На рис. 1.8 приведені конструктивні рішення стале- залізобетонних комбінованих балок з полицею із монолітної, збірно-монолітної плити та плити із збірних залізобетонних елементів;

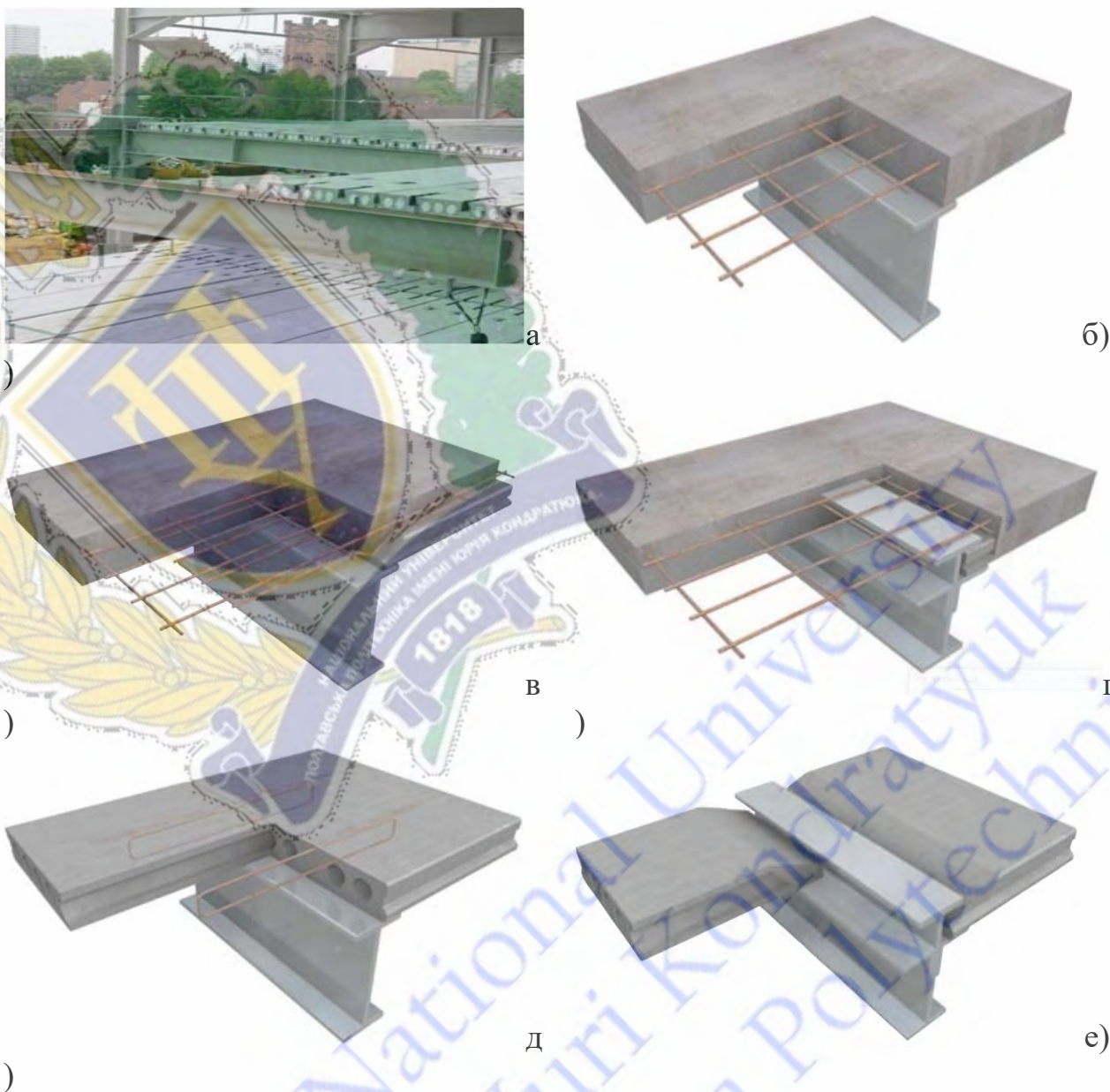


Рис. 1.8 Комбіновані сталезалізобетонні балки із конструкційного сталюого профілю та збірно-монолітних залізобетонних полиць: а) загальний вигляд перекриття із збірних плит по сталюим балкам; б) комбінована балка з монолітною залізобетонною плитою; в, г) комбінована балка із двошаровою збірно-монолітною плитою; д) комбінована балка із полицею, яка улаштована із збірних порожнистих плит з тупим кінцем; е) комбінована балка із полицею, яка улаштована із збірних порожнистих плит з частково похилим кінцем.



- сталезалізобетонні комбіновані балки перекриття, в яких конструкційних сталевий профіль оббетонований з двох боків, чи повністю бетоном, розчином чи іншим матеріалом (див. рис. 1.9), що дозволяє застосовувати дані комбіновані сталезалізобетонні балки в приміщеннях з підвищеним рівнем агресивного середовища чи в приміщеннях з підвищеною температурою повітря;

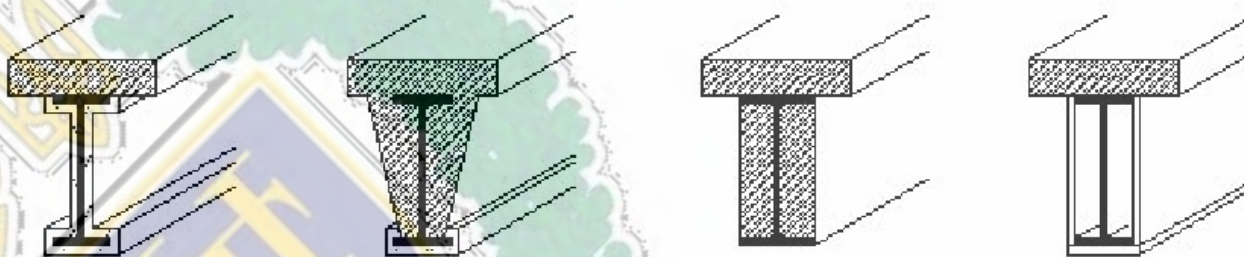


Рис. 1.9 Сталезалізобетонні комбіновані балки перекриття, в яких конструкційний сталевий профіль оббетонований з двох боків, чи повністю бетоном, розчином чи іншим матеріалом.

- незважаючи на значну перевагу в застосуванні комбінованих сталезалізобетонних балок в улаштуванні конструкцій перекриття, сталезалізобетонні балки з жорстким армуванням конструкційним сталевим профілем також мають на сьогодні застосування в балкових конструкціях мостів, гідроспорудах, в конструкціях очисних споруд, підземних будівлях і спорудах і т.д., тобто в приміщеннях з агресивним середовищем чи в будівлях і спорудах, що зазнають постійного впливу природно-кліматичних факторів (див. рис. 1.10).

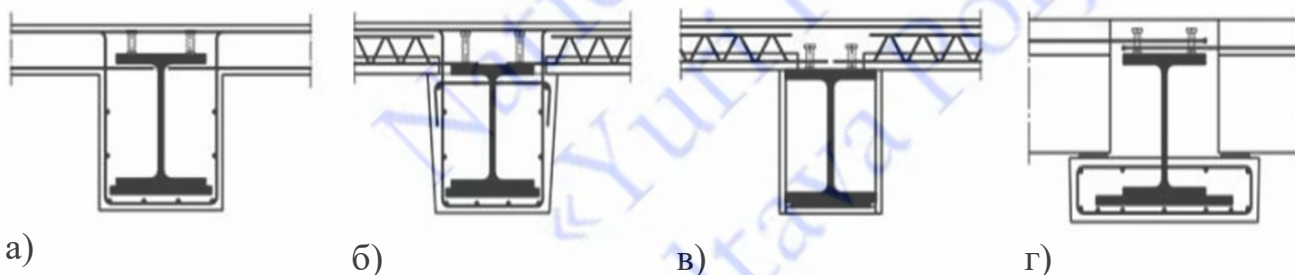


Рис. 1.10 Сталезалізобетонні суцільні балки перекриття із монолітного та збірно-монолітного таврового перерізу, які армовані конструкційним сталевим профілем: а) монолітна балка; б) збірно-монолітна балка із двошаровою збірно-монолітною полицею; в) збірно-монолітна балка в нез'ємній опалубці із двошаровою збірно-монолітною полицею; в) збірно-монолітна балка з збірним залізобетонним нижнім поясом та двошаровою збірно-монолітною полицею.

Плитні елементи є частинами балкових і безбалкових (гібридних збірно-монолітних чи чисто монолітних) сталезалізобетонних (СЗБ) перекриттів, які на сьогодні мають значну популярність при будівництві каркасних будівель і споруд в Німеччині, Кореї, Японії, Китаї та інших країнах світу.

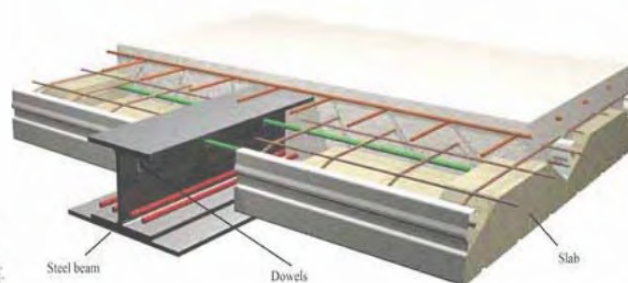
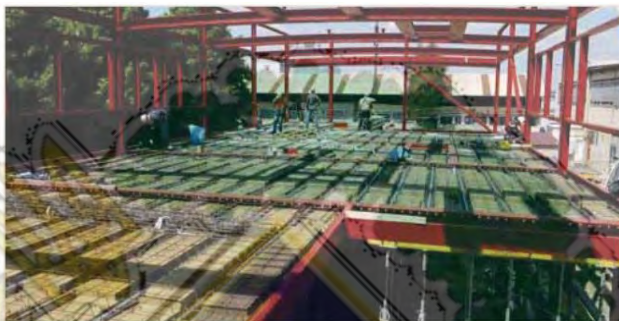


Рис. 1.11 Плитний елемент безбалкового сталезалізобетонного перекриття

В роботі [159] Podgorski Christine був виконаний порівняльний аналіз об'ємно-конструктивних рішень балкових сталезалізобетонних перекриттів в багатоповерхових будівлях з несучим каркасом, в яких перерізи плитних і балкових елементів проектуються за трьома різними варіантами: I-а система перекриття з комбінованими балками (в два-три рівня по товщині перекриття): сталеві головні і другорядні балки із прокатних профілів та залізобетонної монолітної плити чи збірних прогонних залізобетонних елементів на рівні їх верхніх площин, що на сьогодні є найбільш поширена у сучасному проектуванні багатоповерхових будівель; II-а система збірно-монолітного перекриття (гібридна, в два-три рівня по товщині перекриття) з комбінованими балками і плитними збірними залізобетонними чи сталезалізобетонними елементами у вигляді нез'ємної касетної опалубки («lattice girder flat slab systems»); III-а система збірно-монолітного перекриття (гібридна, в один рівень по товщині перекриття) з комбінованими балками і плитними збірними залізобетонними чи сталезалізобетонними елементами, висота яких проектується в рівень товщини «тонкого» перекриття («slim-floor systems»). В результаті порівняльного аналізу було встановлено [159], що гібридна система збірно-монолітного сталезалізобетонного «тонкого» перекриття («slim-floor systems») є найменш матеріалоємною, а об'ємно-конструктивне рішення будівлі – найбільш раціональне (рентабельне) за мінімальними витратами на її зведення.



## **1.2 Аналіз еволюції методик розрахунку міцності сталезалізобетонних конструкцій (елементів), що згинаються**

### **1.2.1 Науковий вклад в розвиток методів розрахунку міцності сталезалізобетонних конструкцій (елементів), що згинаються, вітчизняних науковців.**

Як було відмічено в п.1.1 розділу перші наукові дослідження сталезалізобетонних елементів, що згинаються, були зроблені на суцільних бетонних чи залізобетонних балках, які були армовані стальними балками прокатного чи складеного перерізу. Так на початку 30-х років минулого століття в Радянському союзі в результаті масового будівництва висотних будівель та мостів виникла необхідність в проведенні досліджень сталезалізобетонних балок з жорстким армуванням. Перші масштабні дослідження були проведені в Центральному науковому інституті промислових споруд під керівництвом О.О. Гвоздева та О.П. Васільєва науковцями Б.А. Калатуровим, К.К. Антоновим, С.М. Криловим та ін. За результатами досліджень був проведений аналіз збіжності експериментальних даних з теоретичними пропозиціями різних вчених, який був висвітлений в роботі О.П. Васільєва [15], Б.А. Калатунова [45]. Мурашов В.І. на початку 50-х років минулого століття запропонував свою концепцію розрахунку залізобетонних балок з жорстким армуванням [63], на основі якої в 1978 році під керівництвом О.П. Васільєва були розроблені перші норми по їх проектуванню [73]. Стрелецький М.М. в своїй роботі [86] виклав теоретико-експериментальні напрацювання щодо застосування сталезалізобетонних балок з верхньою бетонною полицею в будівництві мостів і шляхопроводів. Воронков Р.В. паралельно із науковими дослідженнями Клименко Ф.Є. в 70-і роки минулого століття досліджував залізобетонні конструкції із зовнішнім армуванням у вигляді листової сталі. У 80-і роки минулого століття більш частіше почали використовували в будівництві залізобетонні монолітні перекриття по профільованому настилу і стальним прокатним балкам, тому виникла необхідність у розробці методики розрахунку таких комбінованих перекриттів. Це питання піднімає в своїй роботі [75] Р.І. Рабінович, запропонувавши новий

методичний підхід щодо розрахунку комбінованих балок з конструкційним сталевим профілем і залізобетонною верхньою полицею.

Значний вклад в дослідження сталезалізобетонних конструкцій (елементів), що згинаються, зробили в Україні науковці Ф.Є. Клименко [46], Л.І. Стороженко [80-84], М.Ю. Ізбаш [43], А.М. Бамбура [30], О.Б. Голишев, О.Ф. Яременко [94], під керівництвом яких були напрацьовані разом із своїми учнями значні експериментально-теоретичні розробки в області розрахунку міцності та деформативності балкових і плитних сталезалізобетонних конструкцій (елементів). Так під науковим керівництвом:

- Чихладзе Е.Д - захистили свої роботи: Г.Л. Ватуля [16, 17]; О.В. Лобяк [59]; М.О. Ковальов [49]; А.А. Петрушевська [72]; А.О. Шевченко [89], в яких були проведені теоретико-експериментальні дослідження НДС та несучої здатності сталебетонних балок без підсилення та з підсиленням сталевим шпренгелем та сталебетонних перекриттів різних у плані форм при дії статичного короткочасного навантаження;
- Бамбури А.М., Голишева О.Б, Давиденко О.І. - захистили свої роботи в НДІБК відповідно: К.А. Голоднов [30]; Ю.Г. Аметов [1]; С.Ю. Беляєва [10], в яких були проведені дослідження над сталезалізобетонними балками і плитами при дії короткочасного і повторного навантажень, та навантаження довготривалої дії;
- Ізбаша М.Ю. - захистили роботи: В.В. Асанов [2] і Р.М. Шемет [91], в яких були досліджені сталезалізобетонні балки, що локально підсилювалися попередньо-напруженими арматурними стержнями на етапі проектування чи експлуатації;
- Клименко Ф.Є. - захистили свої наукові роботи: З.Я. Бліхарський [13, 65]; Т.В. Бобало [12]; Б.М. Ільницький [44]; А.П. Крамарчук [51]; Ю.М. Фабрика [87, 88]; С.Г. Шевчук [90]; Р.А. Шмиг [93], в яких досліджувалися напружено-деформований стан, міцність і деформативність комплексних сталезалізобетонних балок з листовим і стержневим армуванням з попереднім напруженням та без нього;



- Стороженко Л.І. - захистили свої наукові роботи: О.В. Семко [77, 78]; Г.М. Гасій [27]; О.Г. Горб [31]; А.В. Іванюк [42]; О.А. Крупченко [52, 53]; О.І. Лапенко [58]; С.О. Мурза [64]; О.В. Нижник [66]; О.В. Сколибог [80]; С.В. Яхін [95]; В.Ф. Пенц [71]; О.В. Клестов [46]; Т.П. Куч [54]; Н.М. Магас [60]; Ф.С. Школяр [92], в яких досліджувалися напружено-деформований стан, міцність, деформативність і надійність наступних сталезалізобетонних конструкцій (елементів): сталезалізобетонних балкових конструкцій із зовнішнім листовим та винесеним робочим армуванням; просторових структурних сталезалізобетонних плитних конструкцій і перекриттів.

За останні роки вже під керівництвом учнів Ф.Є. Клименко, Л.І. Стороженко і Е.Д. Чихладзе свої наукові роботи, які присвячені дослідженню НДС, міцності та деформативності сталезалізобетонних балкових конструкцій (елементів), захистили:

- П.С. Білокуров [11], Д.С. Баранецька [7] та А.І. Глушаниця [28] - під керівництвом О.І. Лапенко, в яких досліджували НДС, міцність та деформативність сталезалізобетонних балок, які були підсилені додатковим зовнішнім сталевим армуванням з різними видами їх кріплення до балок;
- Ю.О. Кушнір [55 - 57] – під керівництвом В.Ф. Пенца, в якій здобувач досліджувала міцність і деформативність сталезалізобетонних балок з попередньо-напруженими затяжками на основі деформаційної моделі;
- Ю.Ю. Вибранець [18] та С.І. Віхоть [19] – під керівництвом І.Г. Іваника, в яких були досліджені міцність та деформативність раціональних комбінованих сталезалізобетонних конструкцій (елементів) з різним ступенем сумісної роботи їх компонентів;
- О.П. Воскобійник [20]; А.В. Гасенко [25, 26]; В.В. Дарієнко [32, 39]; О.В. Скиба [79] – під керівництвом О.В. Семко, в яких були досліджені питання надійності і оптимізації розмірів сталезалізобетонних балок та зміни їх технічного стану під час експлуатації, а також робота гнучких анкерів у сталезалізобетонних нерозрізних балках;

- Д.В. Головка [29] – під керівництвом О.В. Лобяка, в якій здобувач досліджував НДС сталобетонних пустотних плит перекриття.

Покращенню методик розрахунку несучої здатності та деформативності сталезалізобетонних конструкцій з жорстким армуванням і комбінованими конструкціями присвячені роботи науковців: С.П. Бурчені [14]; Т.А. Галінської [21-24, 121-125]; Ю.І. Іваник [41]; О.М. Кобзєвої [48] та ін.

### **1.2.2 Аналіз методик розрахунку міцності сталезалізобетонних конструкцій (елементів), що згинаються.**

В 30...40-х роках минулого століття радянськими науковцями А.П. Васільєвим, Б.А. Калатуровим, К.К. Антоновим, В.І. Мурашовим, О.О. Гвоздєвим та ін. були проведені експериментально-теоретичні дослідження залізобетонних балок, які були армовані прокатними двотаврами різної висоти.

В роботі [45] Б.А. Калатуровим був проведений аналіз на той час існуючих методів розрахунку залізобетонних конструкцій з жорсткою арматурою:

- методу граничних деформацій, що враховує пружну і пластичну ділянки перерізу, який запропонував К.К. Антонов;
- методу розрахунку, в якому в розрахункових схемах використовуються прямокутні епюри матеріалів на граничній стадії, який запропонував А.П. Васільєв і який ліг в основу норм [73];
- методу граничних величин моменту внутрішніх зусиль, який був запропонований В.І. Мурашовим [63].

Антонов К.К. для загального випадку армування суцільного перерізу величину граничного моменту пропонував визначати, виходячи із того, що в жорсткій арматурі мають місце ділянки пластичних і пружних деформацій, а також виконується закон плоских перерізів [45]. Васільєв А.П. рекомендував при розрахунку використовувати прямокутні епюри напружень для бетону і конструкційної арматури, в результаті чого це дало можливість спростити вид розрахункових формул [45]. Мурашов В.І. при розрахунку залізобетонних елементів із гнучкою жорсткою арматурою виходив із лінійного закону зміни середніх деформацій по їх висоті на ділянках між тріщинами [45]: момент



внутрішніх зусиль на стадії руйнування чи на стадії граничного стану визначався по жорсткій арматурі або по бетону, причому розрахункові епюри напружень приймалися також прямокутної форми.

Калатуров Б.А., порівнявши результати аналітичних розрахунків за вище викладеними методами з результатами експериментів, що були проведені їм та іншими науковцями [45], відмічає, що розрахунок за граничними напруженнями призводить до значного заниження несучої здатності залізобетонних елементів з жорсткою арматурою [45, с.182].

На основі вище зазначених експериментально-теоретичних досліджень О.П. Васільєвим разом із науковцями і інженерами НДІЗБ та ЦНДПЕПС були розроблені та вперше введені з 1978 року норми проектування залізобетонних конструкцій з жорстким армуванням [73].

Нижче приводяться основні положення розрахунку міцності нормальних таврових перерізів сталезалізобетонних балок згідно норм проектування залізобетонних конструкцій з жорстким армуванням [73], які діють і на сьогодні.

Методика розрахунку міцності нормального таврового перерізу сталезалізобетонних конструкцій (елементів) з жорстким армуванням, що згинаються [73].

При проектуванні сталезалізобетонних конструкцій із жорсткою арматурою з профільної або листової сталі, захищеної бетоном, рекомендується використовувати важкий бетон за міцністю не нижче класу С12/15 [73]. Розрахункові і нормативні опори бетону слід приймати відповідно до вказівок глави ДБН В.2.6-98:2009 [33], крім обумовлених випадків об'ємного напруженого стану бетону, коли можливе підвищення міцнісних характеристик. В якості жорсткої арматури можна застосовувати профільну сталь або зварні елементи складеного перерізу із листової чи стрічкової сталі. Розрахункові опори сталі варто приймати відповідно до вказівок розділу 2 [73]. Розрахунок за міцністю сталезалізобетонних елементів із жорсткою арматурою розроблено для перерізів, нормальних до поздовжньої осі, а також для нахилених перерізів під кутом  $45^\circ$ .

Визначення граничних зусиль у нормальному перерізі сталезалізобетонних балок виконується за спрощеною методикою, виходячи з таких передумов:

- опір бетону на розтяг приймається рівним нулеві;
- опір бетону на стиск умовно приймається рівним величині  $R_b$  (помноженим, за необхідності, на коефіцієнти умов роботи), який рівномірно розподілений по стисненій частині перерізу, що умовно іменується "стисненою зоною";
- напруження від розтягу у жорсткій і гнучкій стержневій арматурі приймаються не більшими розрахункових опорів розтягу  $R_s$ ,  $R_y$ , помножених, у необхідних випадках, на коефіцієнти умов роботи;
- напруження на стиск, що виникають у жорсткій і гнучкій стержневій арматурі приймаються не більше розрахункових значень опору на стиск  $R_y$  і  $R_s$ , помножених у разі необхідності на коефіцієнти умов роботи.

При розрахунку на міцність сталезалізобетонних елементів приймається, що попереднє навантаження жорсткої арматури до бетонування в процесі зведення будівлі не знижує міцність сталезалізобетонного елемента.

Розрахунок за міцністю нормальних перерізів сталезалізобетонних елементів, які згинаються, слід виконувати відповідно до розрахункових вказівок норм [33]. При застосуванні прокатних профілів із низьколегованої сталі розрахунковий опір сталі приймається з урахуванням коефіцієнта умов роботи  $\gamma_{sr}=0,9$ .

Відносна висота стисненої зони бетону  $\xi$  визначається відношенням висоти стисненої зони  $x$  до робочої висоти перерізу  $h_0$ , яка рівна відстані від стисненої грані до рівнодіючої зусиль у розтягненій жорсткій і гнучкій арматурах. Найбільше (граничне) значення відносної висоти стисненої зони бетону  $\xi_R$ , за якої міцність останньої достатня для досягнення в арматурі в розтягненій частині перерізу розрахункових опорів, визначаємо згідно формули (1) п.3.6 норм [73].

При фактичній товщині бетону в балці з частково оббетонованим сталевим



профілем меншою за висоту стисненої зони перерізу  $x$  рекомендується сталезалізобетонний елемент перевіряти за міцністю розрахункового перерізу, приведенного до сталі за допомогою коефіцієнта  $n_s = E_s/E_b$ , за формулою:

$$\sigma = M/W_{stb}, \quad (1.1)$$

де момент опору  $W_{stb}$  визначаємо за формулою:  $W_{stb} = J_{stb}/Y_{\max}$ .

В іншому випадку розрахунок міцності нормальних перерізів сталезалізобетонних елементів, що згинаються, здійснюється залежно від положення нейтральної лінії стосовно конструкційного сталюого двотаврового профілю, який і є його жорстким армуванням:

- випадок А – нейтральна вісь не перерізає профіль жорсткої арматури;
- випадок Б – нейтральна вісь перетинає стінку профілю жорсткої арматури;
- випадок В – нейтральна вісь перерізає полицю профілю жорсткої арматури.

Для випадку А (див. рисунок 1.12) висота стисненої зони перерізу  $x$ , яка більша за висоту полиці таврового перерізу балки, коли  $x > h_f$ , визначається за формулою:

$$x = \frac{R_{sr} A_{sr} + R_s A_s - R_{sc} A'_s - R_b (b'_f - b) h_f}{b R_b} \leq \bar{a}. \quad (1.2)$$

Розрахунок міцності перерізу при  $x \leq \xi_R h_0$ ,  $x > h_f$ ,  $x \leq a$  виконується за умовою:

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_b - b) h'_b (h_0 - 0,5h'_b) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \quad (1.3)$$

де  $A_{sr}$  і  $R_{sr}$  – відповідно площа перерізу та розрахунковий опір жорсткої арматури стисненню, інші позначення в умові (1.3) приведені на рисунку 1.12;

$\xi_R = x_R/h_0$  – приймають залежно від найбільшої з величин розрахункових

опорів гнучкої (стержневої) або жорсткої арматури.

Якщо  $x > \xi_R h_0$ , то міцність перерізу балки перевіряється за залежності (1.3), попередньо прийнявши величину  $x = \xi_R h_0$ .

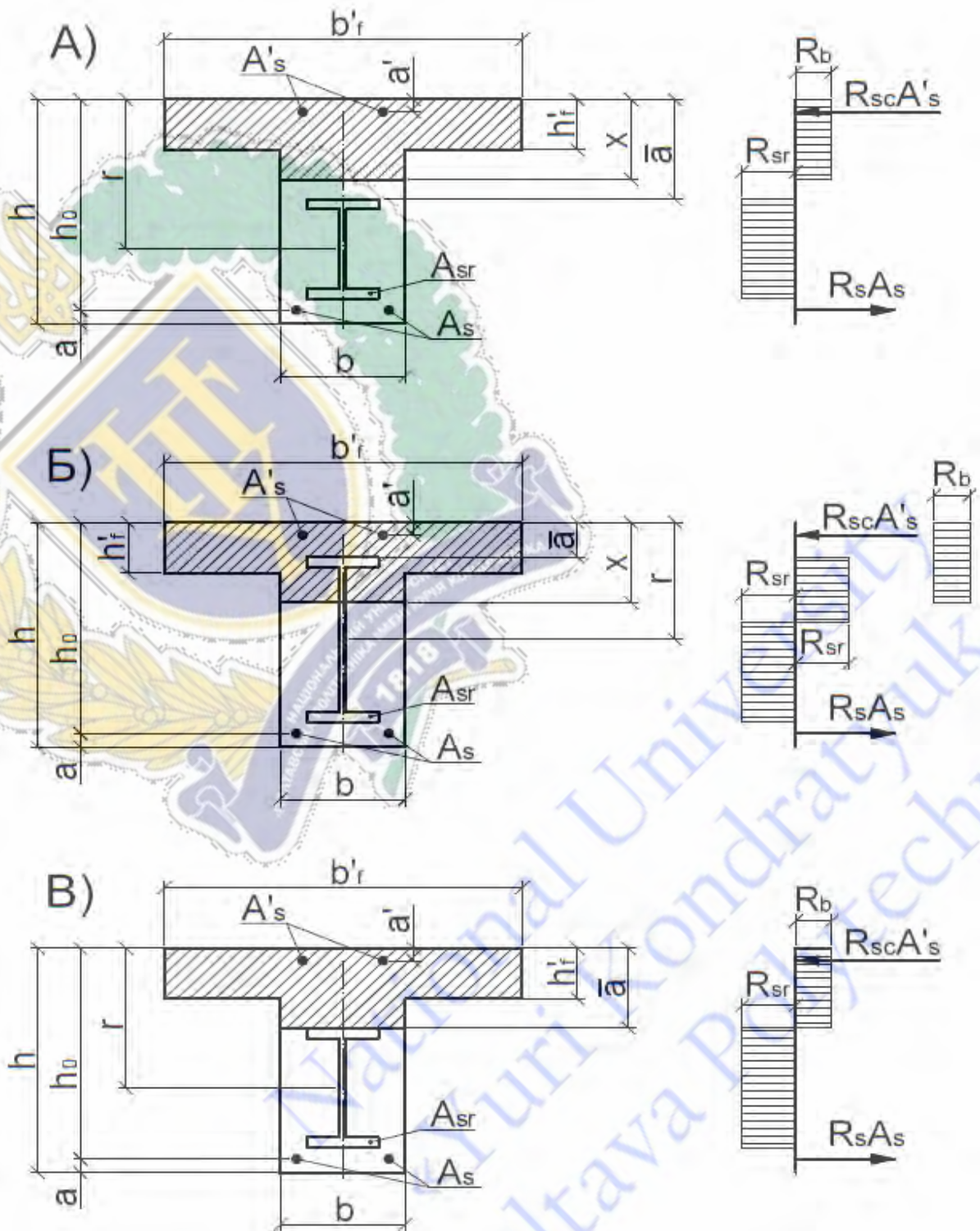


Рисунок 1.12 – Випадки А, Б, В розташування нейтральної лінії відносно конструкційного сталю двотаврового профілю і поєди та епюри напружень і зусиль, що виникають в тавровому перерізу сталізалізобетонної балки згідно рис 2 [73]



Для випадку Б (див. рис. 1.12) висоту стисненої зони при симетричному профілі конструкційного сталюого профілю, що є жорстким армуванням перерізу балки, визначають за формулою:

$$x = \frac{2R_{sr}\delta_t r + R_s A_s - R_{sc} A'_s - R_b (b'_f - b) h'_f}{bR_b + 2R_{sr}\delta_t} > \bar{a}, \quad (1.4)$$

Міцність перерізу при  $x \leq \xi_R h_0$  визначається із залежності:

$$M \leq [(b'_f - b)h'_f(x - \frac{h'_f}{2}) + \frac{bx^2}{2}]R_b + R_{sc}A'_s(x - a') + R_{sr}(W_{pl} + (r - x)^2 \delta_t) + R_s A_s (h' - x), \quad (1.5)$$

де  $(r - x)^2 \delta_t$  – добуток, що є додатковою величиною до  $W_{pl}$ , яка враховує зміщення в перерізі балки конструкційного сталюого профілю жорсткої арматури відносно нульовою лінією перерізу та центральною віссю профілю жорсткої арматури;

$W_{pl}$  – пластичний момент опору жорсткої арматури симетричного чи іншого складеного перерізу відносно своєї геометричної осі, яка поділяє переріз на дві рівновеликі площі: для двотаврів і швелерів  $W_{pl}$  становить:

$$W_{pl} = 1,15W_{el}, \quad (1.6)$$

де  $W_{el}$  – пружний момент опору.

При несиметричному профілі жорсткої арматури, коли в розтягненій зоні її переріз додатково підсилений за рахунок збільшення площі, профіль замінюють при розрахунку симетричним, а надлишок площі враховується у величині  $A_s$ , однак при цьому необхідно, щоб виконувалася умова  $x \leq \xi_R h_0$ .

Випадок В (див. рис. 1.12) можливий, коли величина стисненої частини перерізу  $x$ , що визначається за формулою (1.2) буде більшою від величини  $\bar{a}$ , коли  $x > \bar{a}$ , а при розрахунку за формулою (1.4) буде менше величини  $\bar{a}$ , тобто  $x \leq \bar{a}$ . Умову міцності нормального таврового перерізу сталезалізобетонної балки при НДС за випадком В, буде відносно його нейтральної лінії становити:

$$M \leq [(b'_f - b)h'_f(x - \frac{h'_f}{2}) + \frac{bx^2}{2}]R_b + R_{sc}A'_s(\bar{a} - a') + R_{sr}h_t \left( A_{st,t} + \frac{\delta_t h_t}{2} \right) + R_s A_s (h' - a), \quad (1.7)$$

При цьому, якщо  $\bar{a} > \xi_R h_0$  (де  $h_0$  визначено із умов випадку А), то міцність перерізу перевіряють за умовою (1.3), приймаючи  $x = \xi_R h_0$ .

Діючі на сьогодні положення розрахунку сталезалізобетонних елементів, що згинаються, [39, 73] базуються на розрахунку за граничними напруженнями з використанням прямокутних епюр напружень для обох матеріалів, вони також не враховують або частково враховують: загальну деформаційну модель елемента, конструкцію його перерізу; характер та міцність зв'язків між бетоном і конструктивною арматурою; вплив зусиль зсуву.

Провідні вітчизняні науковці Ю.Г. Аметов, А.М. Бамбура, О.В. Семко, Ю.С. Слюсаренко, Л.І. Стороженко, В.Г. Тарасюк, які є співавторами розробки нині діючих нормативних документів [34], в своїх роботах [75, 81] відзначають необхідність подальшого роботи над редакцією ДБН «Сталезалізобетонні конструкції» [34]. Одним із напрямків удосконалення норм [34] є розробка конкретних практичних методів розрахунку і проектування сталезалізобетонних конструкцій з урахуванням їх основних положень та окремих положень «Єврокоду-4» [39, 116], що діє в Україні та країнах ЄС.

Розрахунок міцності сталезалізобетонних елементів на згин, який використовується в нормах проектування провідних держав світу, базується на чотирьох основних аналітичних моделях з різними передумовами, що дозволяють здійснювати їх проектування інженерами-будівельниками. Так в будівельних нормах AISC [100], послідовно від простого до складного викладені для зручності інженерів при проектуванні основи чотирьох аналітичних методів визначення міцності сталезалізобетонних елементів на згин. Прості аналітичні методи мають за основу консервативні розрахунки, при використанні яких у деяких випадках таке проектування може призводити до створення надмірних запасів міцності та перевитрат компонентів сталезалізобетонних елементів. І



навпаки, складні методи, що вимагають великих зусиль в розрахунках, як очікується, будуть точнішими, ніж прості методи, що призведе до більш економічного проектування. Через це інформація щодо точності кожного методу має вирішальне значення для інженерів, щоб зробити вибір між консерватизмом та економією. Також такі висновки були зроблені Chen Cheng-Cheng та Chen Chien-Chung в роботах [110, 111] після проведення порівняльного аналізу результатів аналітичних розрахунків за нормами AISC 360-10 [100] з даними випробувань 32 зразків сталезалізобетонних балок.

Норми AISC 360-10 [100] пропонують такі аналітичні методи визначення міцності на згин сталезалізобетонних елементів в оболонці:

- метод суперпозиції пружних напружень (the superposition of elastic stress);
- метод розподілу пластичних напружень тільки на сталевій ділянці перерізу (the plastic stress distribution on the steel section alone);
- метод розподілу пластичних напружень на композитній ділянці перерізу (the plastic stress distribution (PSD) on the composite section);
- метод сумісності деформацій (the strain compatibility method).

Серед чотирьох аналітичних методів останні два методи дозволені, відповідно до специфікації AISC [100], лише в тому випадку, якщо при проектуванні передбачені анкерні елементи для запобігання зсуву, що забезпечують сумісну роботу компонентів сталезалізобетонних елементів в експлуатаційній та граничній стадіях.

Аналітичні моделі визначення міцності сталезалізобетонних елементів на згин, що зазначені вище, в комбінованому вигляді залежно від передумов їх розрахунку є основою методів в нормах проектування AISC 360-10 [100], Eurocode 4 [116], КВС 2014 [101], JGJ 138-2016 [134], JSCE 2009 [133] та ДБН В.2.6-160:2010 [34].

На сьогодні науковцями продовжуються удосконалення аналітичних моделей розрахунку міцності сталезалізобетонних елементів на згин, які базуються на моделі збалансованого руйнування (ідеальної відмови), коли в розрахунковому перерізі відбувається одночасне роздавлювання стисненого

бетону і розрив стрижнів, що розтягуються, при досягненні в перерізі сталевого профілю напружень, що перевищують напруження межі плинності. Модель збалансованого руйнування (ідеальної відмови) дозволяє здійснити оптимальне (раціональне) проектування сталезалізобетонних елементів, що працюють на згин, з мінімальними витратами при урахуванні проектних обмежень, таких як: проектування конструкцій з урахуванням виду навантажень, що діють на них, та формування (типізація) випадку їх граничного напружено-деформованого стану залежно від визначених граничних критеріїв руйнування їх компонентів.

Таким чином, виходячи із вище зазначеного, невирішеною частиною загальної проблеми удосконалення розрахункових положень діючих норм [34, 116], є відсутність загальної методики розрахунку і проектування СЗБЕ, що згинаються, з урахуванням їх напружено-деформованого стану (деформаційної моделі), конструкції перерізу, характеру і міцності зв'язків між її матеріалами.

### **1.2.3 Аналіз методик розрахунку і проектування раціональних (оптимальних) залізобетонних і сталезалізобетонних конструкцій (елементів), що згинаються.**

При раціональному (оптимальному) проектуванні залізобетонних і сталезалізобетонних елементів з мінімальними витратами, що працюють на згин, основним завданням є визначення мінімальної (достатньої) кількості армування (площі перетину арматурних стержнів та конструктивних сталевих елементів, їх ваги) в їх розрахункових перерізах при визначених (заданих) розмірах їх перетину, типів матеріалів (їх характеристик) з урахуванням проектних обмежень, таких як: проектування конструкції з урахуванням виду навантажень, що діють на неї, та формування (типізація) випадку її граничного напружено-деформованого стану залежно від визначених граничних критеріїв руйнування її компонентів.

Наукові дослідження оптимізації залізобетонних конструкцій (елементів), що проведені науковцями в роботах [97, 98, 99, 127, 129, 147, 154, 161, 174], показали, що оптимальне їх проектування є багатоваріантною задачею з кількома параметрами, вирішення якої нерозривно пов'язане з визначеними їх



значеннями та обмеженнями величин, які потребують в кожному випадку застосування визначеного методу оптимізації. Також в роботах науковців [118, 132, 144, 145, 156, 157, 166, 169, 182] відмічено, що залежно від прийнятого конструктивного рішення і виду зовнішнього впливу навантажень оптимальне проектування конструкцій є багатоваріантна задача з кількома параметрами, вирішення якої нерозривно пов'язане з визначенням оптимальної величини площі та загального збалансованого коефіцієнта армування ( $\rho_b$ ) в їх розрахункових перерізах:

$$\rho_b = \rho_{b0} + (f_{yc}/f_{yt})\rho_c + (f_{yac}/f_{yat})\rho_{ac}, \quad (1.8)$$

де  $\rho_{b0} = (A_s + (f_{yat}/f_{yt})A_a)/(b \times d)$  – збалансований коефіцієнт армування розтягнутої частини перерізу елемента, який має геометричні розміри перерізу  $b \times d$ ;

$\rho_c = (A_{sc})/(b \times d)$  – коефіцієнт армування поздовжньою арматурою стисненої частини перерізу елемента;

$\rho_{ac} = A_{ac}/(b \times d)$  – коефіцієнт армування сталевим конструктивним елементом стисненої частини перерізу елемента;

$A_s$  і  $A_{sc}$  – площа перерізу поздовжньої арматури відповідно в розтягнутій і стисненій частинах перерізу СЗБЕ;

$A_a$  і  $A_{ac}$  – площа перерізу сталевих конструктивних елементів відповідно в розтягнутій і стисненій частинах перерізу СЗБЕ;

$f_{yc}$ ,  $f_{yt}$ ,  $f_{yac}$ ,  $f_{yat}$  – границі текучості відповідно арматури і сталевих конструктивних елементів при стисненні і розтягуванні.

Значний обсяг досліджень вчених світу присвячено проектуванню раціональних будівельних конструкцій за різними оптимізаційними методами. Так в роботі [167] науковцями Jagbir Singh і Sonia Chutani приведений огляд і аналіз сучасних методів оптимізації, які можна застосувати при проектуванні раціональних залізобетонних конструкцій. Вчені Linfeng Mei і Qian Wang в результаті вивчення 196 публікацій провели в статті [150] всебічний аналіз існуючих методів оптимізації конструкцій у будівництві, їх загальних і просторових тенденцій, самого процесу оптимізації різними методами, в результаті якого запропоновані узагальнені рекомендації щодо поточних та

перспективних напрямків подальших досліджень. Так автори роботи [150] виділили основні чотири категорії оптимізації будівельних конструкцій:

- розмірна оптимізація, яка визначає межі зміни площі перерізу конструкцій або конструктивних елементів при проектуванні;
- оптимізація форми: тобто під час проектування конфігурація конструкції оптимізується шляхом зміни її вузлових координат;
- оптимізація топології: при проектуванні оптимальної структури необхідно покращити з'єднання її вузлів, щоб видалити непотрібні (надлишкові) елементи;
- багатоцільова оптимізація, яка одночасно включає розмір, форму та топологію, також відома як оптимізація макета: вона враховує дві або більше вищевказаних цілей одночасно під час проектування для кращих результатів оптимізації.

Оскільки кінцеві результати оптимізації залежать від декількох величин, обмежень і факторів, які також нерозривно пов'язані між собою, то вирішення (отримання, обчислення напряму) оптимальних перемінних при проектуванні СЗБ елементів є не можливим по суті, тобто інженерна задача є нелінійною, яка потребує розробки кількох методів і підходів, що повинні бути специфічними (індивідуальними) для вище викладеної проблеми проектування. На сьогодні за допомогою звичайних методів розрахунку нелінійна задача оптимального проектування СЗБ елементів може вирішуватися наближено за допомогою поетапної ітерації з допущеннями і обмеженнями декількох факторів і величин.

В наукових працях [104, 138, 139, 140, 175] вченими запропоновані наукові підходи та приведення вирішення задач з оптимального проектування залізобетонних конструкцій (елементів) за допомогою метаевристичних методів та алгоритмів.

Застосування метаевристичних підходів і методів, що базуються на системному підході з використанням методів, в основу яких входять ітераційні алгоритми, дозволить вирішити задачу оптимального проектування армування СЗБ елементів, яка є складною через вищезазначені проектні обмеження.



### 1.3. Аналіз наукових досліджень міцності сталезалізобетонних конструкцій (елементів), що згинаються

Першими сталезалізобетонними конструкціями (елементами) в будівництві (1890-ті роки), що були випробувані науковцями, як композитні елементи, були залізобетонні конструкції, в яких в якості армування використовувалися прокатні профілі: балки, рейки, які потім науковцями були названі їх жорстким армуванням. Спочатку для дослідників не було жодної різниці між нежорстким і жорстким армуванням, тому значна увага в досліджах приділялася значимості сумісної роботи матеріалів балкових конструкцій.

В результаті перших проведених в 1907 - 1909 роках науковцем К. фон Бахом [158] серії випробувань в Інституті матеріалознавства в м. Штутгарті було виявлено вплив зсуву на оббетоновані сталеві секції, що дозволило підняти питання у забезпеченні зв'язку між жорсткими сталевими секціями і бетоном.

В той же час науковець Ф. Емперджер [158] вказував на однакові правила проектування для обох типів армування бетонного перерізу балок: окремими арматурними стержнями чи прокатними профілями. На основі експериментальних досліджень він стверджував, що бетон армований жорсткою арматурою із прокатних профілів менш відповідає характеру залізобетону, а деформації обох матеріалів (бетону і металу) впливають один на одного - факт, який, на жаль, був виключений в той час з проектною пропозиції.

Хейгер К. в 1916 р. в своїй роботі [158] стверджував, що взаємодію сталевих балок великого перерізу з бетонною плитою в комбінованих залізобетонних перекриттях можливо було дослідити тільки шляхом проведення випробувань. В результаті випробувань балок науковцем було встановлено, що модель навантаження залишається в межах класичної сталеві конструкції, при якій несучу здатність комбінованої конструкції визначають виключно як для сталевих секцій (профілю), а несучу здатність на припорних ділянках – за міцністю бетонного перерізу, що є неармованим. Проектування комбінованих сталезалізобетонних балок, в яких положення нейтральної осі вище за положення

геометричної осі сталевій частині балки, дозволило збільшити допустимі напруження в сталі на 10%.

Перші значні дослідження в Європі сталобетонних балок, в яких задачі випробувань фокусувалися на зв'язку тертя між матеріалами, були проведені між 1924 і 1926 роками швейцарським інженером А. Бюлером [158].

У зв'язку з поширенням на початку ХХ ст. нових конструктивних рішень комбінованих балок технічна комісія Асоціації виробників швейцарських мостів і залізничних структур (Т.К.В.В.Н.) прийняла рішення провести в 1929 році декілька серій випробувань комбінованих балок на основі прокатних профілів [158]. Це був перший звіт про пружну поведінку сталобетонних балок та відсутність ефективного зв'язку між елементами при дії максимального навантаження.

Досліди М. Роша [164] на балках з відкритими ділянками підтвердили ефективність з'єднань між залізобетонною плитою та сталевим профілем у вигляді стійких до зрушення хвилеподібних або вигнутих круглих сталевих арматурних стержнів. У 1934 році М. Рош розширив сучасні знання шляхом проведення випробувань на балках, в яких з'єднання між плитою і профілем було виконане за допомогою звареної круглої спіралі, через рік він доповнив свою наукову роботу, спираючись на динамічні випробування П. Брессоназа [158].

В останні роки експериментальним дослідженням сталезалізобетонних елементів в системах тонких підлог, в яких зв'язок частково відбувається через силу тертя між бетоном і сталевим профілем, були присвячені роботи М. Лескела [146], Т. Даувела [118] та Дж. Ракхема [160]. Для оптимізації цих систем, були проведені численні дослідження. Для покращення зв'язку були також досліджені сталеві профілі з заглибленнями і привареними арматурними стрижнями. Значний вклад в експериментальні дослідження напружено-деформованого стану і несучої здатності сталезалізобетонних балок та елементів з'єднання, що забезпечують зчеплення між їх компонентами, зробили такі зарубіжні вчені, як: С. Балакрішнан [103]; Янг Йонг [181]; С. Хейнемаер [131];



С. Армадіо [102]; Тан Е Лун [171]; Джіангуо Ніе [155]; Дук Буй Вінх [178]; Дж. Старк [168]; А. Топрак [172]; А. Ріг [138]; Лок Хуан Дао [170]; Б. Сабо [170]; М. Давуд [113]; Мінх-Тунг Тран [173]; І. Віджесірі Пасірана [179]; М. Валенте [176]; Д. Шнерч [165]; Г. Хеїко [130], Дж. Бужнак [108]. Горанскі К. в своїй науковій роботі [126] експериментально дослідив напружено-деформований стан та несучу здатність сталезалізобетонних балок, в яких конструкційний стальний двотавровий профіль оббетований повністю із двох трьох сторін, а Мюн-Кейм Квак в роботі [131] - експериментальним дослідженням комбінованих сталезалізобетонних плитних систем, в яких несучим елементом виступав конструкційний двотавровий стальний профіль та профільований стальний настил. Донг-Хо Чой [109] і К. Нармашірі [153] в своїх наукових роботах досліджували сталезалізобетонні балки, які підсилювалися попередньо-напруженими затяжками на стадії виготовлення і експлуатації. Науковці В. Квочак [141], А. Хауф [128] та Дж. Фріс [119], Н. Ковач [149], Дж. Фурхе і У. Бауермайстер [120] експериментально досліджували напружено-деформований стан та несучу здатність плитних елементів, армованих прокатними стальними профільями різних перерізів. В роботах [106, 112, 114, 152] були проведені чисельні моделювання та аналіз систем композитних балок з тонкою підлогою з використанням різних схем зсувних з'єднувачів під впливом різних зовнішніх факторів.

В роботі Zhijuan T., Yongjian L., Lei J., Weiqing Z., Yinping M [183] був проведений всебічний аналіз застосування фермових сталезалізобетонних конструкцій при улаштуванні мостових переходів, який включав в себе порівняння структурних компонентів, характеристик та інженерних застосувань 32 типів конструктивних рішень композитних фермових мостів.

Напружено-деформований стан та міцність в сталезалізобетонних балках з жорстким армуванням досліджували А.П. Васільєва [15], Б.А. Калатуров [45], К.К. Антонов.

В Україні експериментальні дослідження над сталезалізобетонними балковими елементами почали здійснювали в кінці 50-х і на початку 60-х років

минулого століття, які проведені під керівництвом Клименка Ф.Є. [47]. Із збільшенням застосування в будівництві сталезалізобетонних балкових елементів виникла необхідність в розробці нових конструктивних рішень та дослідженні напружено-деформованого і несучої здатності їх зразків, тому об'єм експериментальних досліджень над сталезалізобетонними балковими елементами збільшувався з часом, що дозволило накопичити в Україні значний досвід в конструктивних елементах сталезалізобетонних каркасів і перекриттів.

Вітчизняними науковцями були проведені експериментальні дослідження над сталезалізобетонними конструктивними елементами за наступними напрямками:

- напружено-деформований стан, міцність та деформативність сталезалізобетонних конструктивних елементів з зовнішніх армуванням у вигляді сталевих полос, профільованого настилу та конструкційного сталевих профілю досліджували в своїх наукових роботах: Ю.Г. Аметов [1], С.Ю. Беляєва [10], Д.С. Баранецька [7], П.С. Білокуров [11], Т.В. Бобало [12], С.П. Бурченя [14], С.І. Віхоть [19], Ю.Ю. Вибранець [18], К.О. Голоднов [30], О.Г. Горб [31], А.В.Іванюк [42], А.І. Глушаниця [28], Б.М. Ільницький [44], М.О. Ковальов [49], Т.П. Куч [54], А.П. Крамарчук [51], О.А. Крупченко [52], О.І. Лапенко [58], Н.М. Магас [60], О.В. Сколибог [80], Ю.М. Фабрика [88], Ф.С. Школяр [92], С.В. Яхін [95], Р.А. Шмиг [93]; М.А. Беляєв [68, 74], А. Білик [68].
- напружено-деформований стан, міцність та деформативність сталезалізобетонних конструктивних балкових елементів з попереднім напруженням арматурними стержнями або листами у вигляді затяжок чи поясу, яке здійснювалося на етапі їх виготовлення чи експлуатації досліджували в своїх роботах: З.Я. Бліхарський [12], Г.Л. Ватуля [20], М.Ю. Ізбаш [46], В.В. Асанов [2], Ю.І.Іваник [47], Ю.О. Кушнір [64], В.Ф. Пенц [83], Р.М. Шемет [108];
- напружено-деформований стан, міцність та деформативність сталезалізобетонних комбінованих конструктивних плит чи мембран покриттів та



перекриттів будівель досліджували в своїх роботах: Г.М. Гасій [27], Д.В. Головка [29], О.В. Клестов [46], О.В. Лобяк [59], О.В. Нижник [66], С.О. Мурза [64], А.А. Петрушевська [72], А.О. Шевченко [89], С.Г. Шевчук [90].

#### 1.4. Висновки по розділу

На основі проведеного аналізу нормативної документації та наукових розробок вітчизняних і закордонних вчених, присвячених дослідженню сталезалізобетонних балок, можемо зробити наступні висновки, які були автором опубліковані в роботі [24].

Нині діючі положення розрахунку міцності сталобетонних елементів (СЗБЕ) (конструкцій), що згинаються, [34, 39] базуються на новій концепції, яка впроваджує в практику метод граничних деформацій. В той же час, запропоновані в нормах [34, 39] розрахункові положення не повністю враховують в момент руйнування загальну деформаційну модель елемента, конструкцію його перерізу, характер і міцність зв'язків між бетоном і конструктивною арматурою, вплив зусиль зсуву, а, при узагальненні, не ототожнюють несучу здатність СЗБЕ з їх реальним напружено-деформованим станом (НДС) в момент руйнування, що призводить до переармування їх окремих перерізів, тобто до використання не в повному обсязі міцнісних властивостей їх металеві складові. Так в п.9.2 норм [34] розглядаються три концепції розрахунку несучої здатності тільки для комбінованих СЗБЕ, які відповідають вищезазначеним в попередньому абзаці випадкам їх НДС, але кожна з методик при обґрунтуванні має ряд загальних недоліків:

- відсутній методичний підхід щодо визначення в момент руйнування положення нейтральної лінії розрахункового перерізу СЗБЕ залежно від його конструктивного вирішення, проценту і характеру армування стисненої і розтягнутої його зон: тобто стадія НДС перерізу в момент руйнування задається, а потім перевіряється за розрахунком. Визначення оптимальної площі армування розрахункового перерізу СЗБЕ залежно від висоти перерізу і величини згинального моменту не можливо;

- закладені передумови розрахунку в підпунктах п. 9.2.1.2 - п. 9.2.1.5 [34] не дозволяють ототожнити, тобто установити реальний зв'язок між величинами деформування волокон по висоті розрахункового перерізу СБЗЕ з його величинами напруження в момент руйнування: тобто граничні напруження в пластичній чи пружно-пластичній стадіях не завжди будуть рівними по висоті перерізу (тобто прямокутними), як прийнято у методиках його розрахунку залежно від стадій їх НДС.

Враховуючи вищенаведені висновки були сформульовані наступні задачі:

- 1) провести аналіз наукових розробок вітчизняних і закордонних вчених, присвячених дослідженню сталезалізобетонних балок;
- 2) розробити класифікацію випадків НДС сталезалізобетонних балок на основі аналізу їх перерізів та умов зчеплення їх компонентів;
- 3) сформулювати основні положення методики розрахунку міцності на згин суцільних прямокутних і таврових сталезалізобетонних балок (СЗББ) на основі деформаційної моделі залежно від НДС їх компонентів у момент руйнування. Розробити методику визначення раціонального перерізу сталевих двотаврових профілів, яким виконується армування суцільних прямокутних і таврових СЗББ. Удосконалити методику розрахунку міцності на згин суцільних прямокутних і таврових СЗББ залежно від НДС в момент руйнування їх компонентів;
- 4) проаналізувати збіжність отриманих теоретичних рішень з результатами досліджень і експериментів плитних і балкових сталезалізобетонних елементів, що були проведені вітчизняними і закордонними науковцями;
- 5) результати досліджень впровадити у практику проектування і будівництва шляхом розроблення практичних методів розрахунку плитних і балкових елементів сталезалізобетонних перекриттів.



## РОЗДІЛ 2

### МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ МІЦНОСТІ НА ЗГИН СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛКОВИХ І ПЛИТНИХ КОНСТРУКЦІЙ І ЕЛЕМЕНТІВ ПЕРЕКРИТТІВ З УРАХУВАННЯМ НДС ЇХ КОМПОНЕНТІВ

#### 2.1. Класифікація сталезалізобетонних балкових і плитних конструкцій (елементів) залежно від виду перерізу і умов зчеплення їх компонентів. Напрямки наукових досліджень роботи

Сталезалізобетонні чи сталебетонні балкові конструкції (елементи) залежно від складових компонентів, з яких улаштований їх переріз, та їх призначення в конструкції перекриття чи балковій прогонній конструкції будівлі чи споруди можна класифікувати як:

- сталезалізобетонні прогонні комбіновані плити з профільованим настилом чи зовнішньою листовою чи профільованою опалубкою: монолітні бетонні чи залізобетонні плити з профільованим настилом чи зовнішньою листовою опалубкою, які є нез'єднаними на стадії виготовлення плити, та зовнішньою чи внутрішньою робочою арматурою сумісно із гнучкими стержнями на стадії експлуатації плити;
- комбінована балка: конструкція із бетонної або залізобетонної плити і сталевий балки чи складеного елемента (таврового, прямокутного чи іншого перерізу), що об'єднанні в один переріз для сумісної роботи за допомогою спеціальних упорів чи інших з'єднувальних елементів зчеплення на окремих ділянках чи по всій довжині шляхом бетонування однієї чи декількох граней чи плоскостей сталевих балок (елемента);
- залізобетонні балкові конструкції (елементи) із жорсткою арматурою: сталезалізобетонні конструкції (балки і плити), що складаються із бетону, жорсткої арматури, яка виготовлена із конструкційної прокатної сталі чи складеного, зварного (таврового, прямокутного чи іншого) перерізу, що повністю оббетонований, та стрижневої арматури.

Раціональними, тобто економічно ефективними, сталезалізобетонними балковими конструкціями, що виготовлені із бетону, конструкційної сталі, профільованого настилу і гнучкої стрижневої арматури, є конструктивні матеріалоемні елементи, в яких опір матеріалів використовується в повному обсязі. Максимальна несуча здатність матеріалоемних сталезалізобетонних балкових конструкцій (елементів) з використанням опору їх складових у повному обсязі може бути досягнута тільки при забезпеченні повного зчеплення між бетонним та сталевим їх компонентами, коли зсув одного компоненту відносно іншого відсутній, що дозволяє при розрахунку конструкції враховувати її компоненти як частини її єдиного цілого перерізу.

Залежно від умов зчеплення між бетоном і конструкційним сталевим профілем у сталезалізобетонних конструкціях (елементах) їх напружено-деформований стан поділяють на три випадки: нелінійно-композитний, коли зчеплення між бетоном і сталевим профілем відсутнє (випадок а на рис. 2.1); частково композитний, коли зв'язок між бетоном і профілем частковий; повністю композитний, коли між бетоном і конструкційним сталевим профілем існує повне зчеплення (випадок б на рис. 2.1).

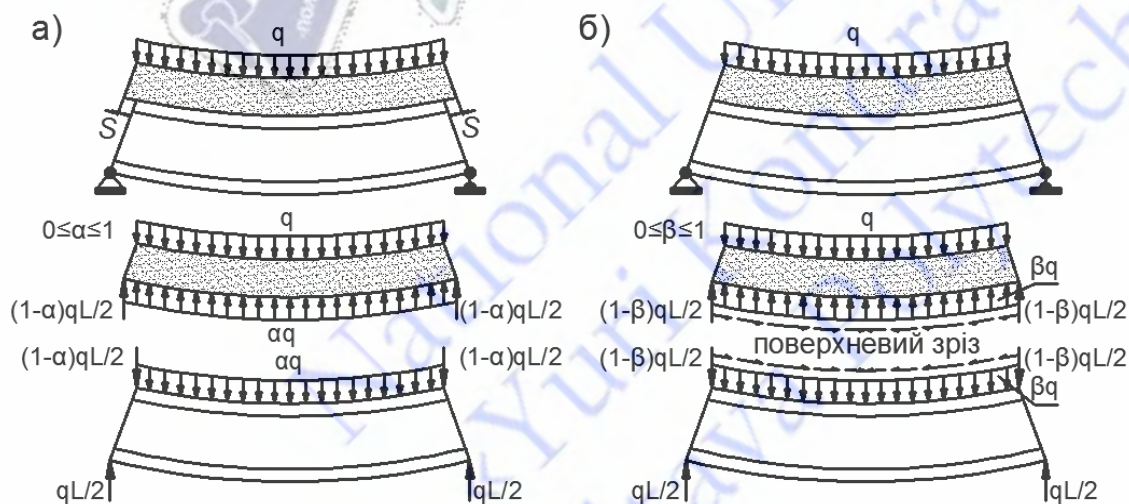


Рисунок 2.1 – Варіанти загального деформування СЗБ балок на стадії руйнування залежно від умов з'єднання матеріалів згідно [44]: а) без зчеплення; б) з повним зчепленням.




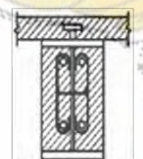
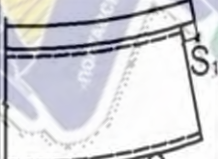

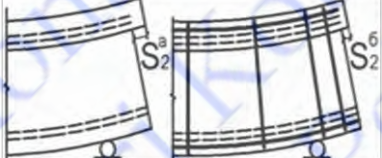

Проектування раціональних конструкцій (елементів) гальмується відсутністю оптимальних методів їх розрахунку, сутність яких полягає у



визначенні мінімального перерізу арматури і конструкційної сталі, розмірів поперечного перерізу та способів армування складних конструктивних елементів.

Для проведення подальших наукових теоретичних досліджень та удосконалення розрахункових положень діючих норм [33, 38] виникла необхідність в класифікації сталезалізобетонних балок за типом їх загального приведеного перерізу і загальними випадками їх напружено-деформованого стану, які класифікують їх композитні властивості (див. табл.2.1).

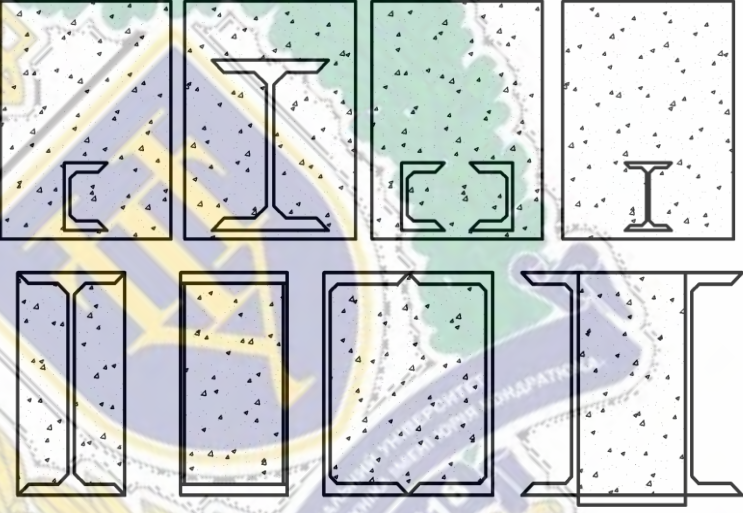
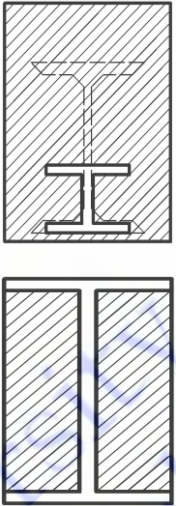
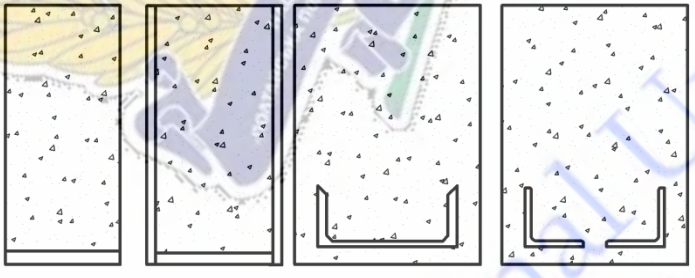
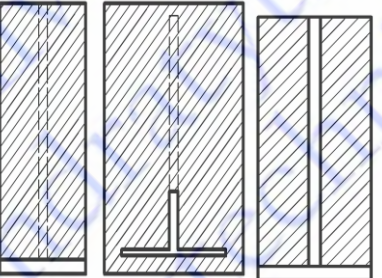
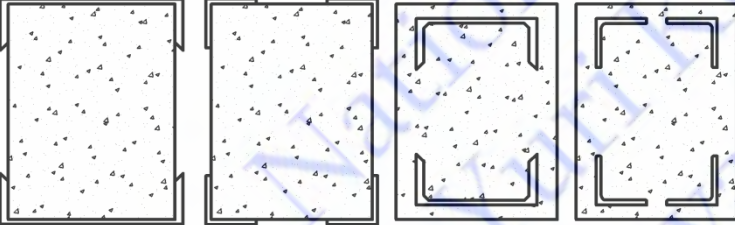
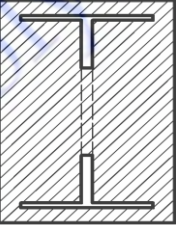
Таблиця 2.1 - Класифікація випадків деформування СЗБ балок залежно від їх приведеного перерізу і умов зчеплення між їх компонентами

Тип загального приведеного перерізу СЗБ балки	Види деформованого стану СЗБ балок на стадії руйнування залежно від виду зчеплення між їх компонентами		
	А	Б	В
	відсутність зчеплення	часткове зчеплення	повне зчеплення
I			
II			
III	Варіант не існує		

Сталезалізобетонні комплексні балки прямокутного і таврового перерізів з жорстким армуванням улаштовуються шляхом оббетонування конструкційного профілю прокатного чи складеного перерізу, а також при підсиленні залізобетонних конструкцій шляхом встановлення додаткових сталевих елементів із сталюого листа і прокатних виробів конструкції [34, 39, 54, 69, 116, 135, 136]. В результаті аналізу найбільш поширених у сучасному будівництві прямокутних перерізів сталезалізобетонних балок, переріз яких утворюється

шляхом оббетонування конструктивного сталюого профілю чи під час підсиленні залізобетонних балкових конструкцій стальними прокатними елементами, встановлена їх наступна класифікація відносно типу армування, що приводиться в таблиці 2.2.

Таблиця 2.2 – Класифікація перерізів прямокутних сталобетонних балок

Види перерізів	Перерізи сталобетонних балок	Приведений переріз
1		
2		
3		

При моделюванні приведених прямокутних перерізів СЗБ балок був отриманий можливий характеристичний ряд їх зміни залежно від зміни типу їх армування, який представлений на рисунку 2.2.

Порівняльний аналіз характеристичних рядів зміни приведенного перерізу залежно від типу армування сталезалізобетонних балок дозволив зробити



висновок: приведені прямокутні перерізи другого і третього виду є похідними від першого. Тому усі приведені перерізи першого, другого і третього видів сталобетонних балок можна привести до одного загального, яким буде прямокутний бетонних переріз, що армований двотавровим сталевим профілем, який наведено на рис. 2.3.

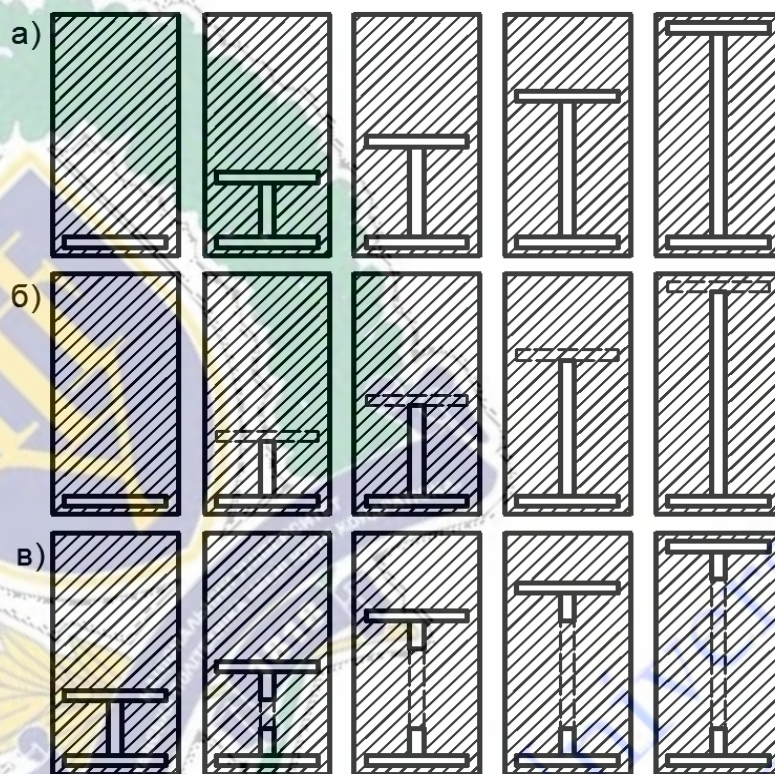


Рисунок 2.2 – Характеристичний ряд приведених прямокутних перерізів сталобетонних балок: а) першого виду; б) другого виду; в) третього виду.

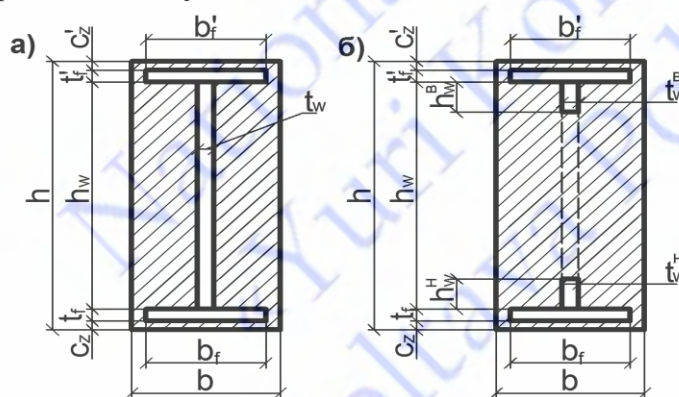


Рисунок 2.3 – Загальний приведений переріз прямокутних сталобетонних балок: а) загального виду; б) похідного від загального виду.

Комбіновані сталезалізобетонні балкові конструкції (елементи), переріз яких улаштовується із бетонної або залізобетонної плити і сталевий балки чи

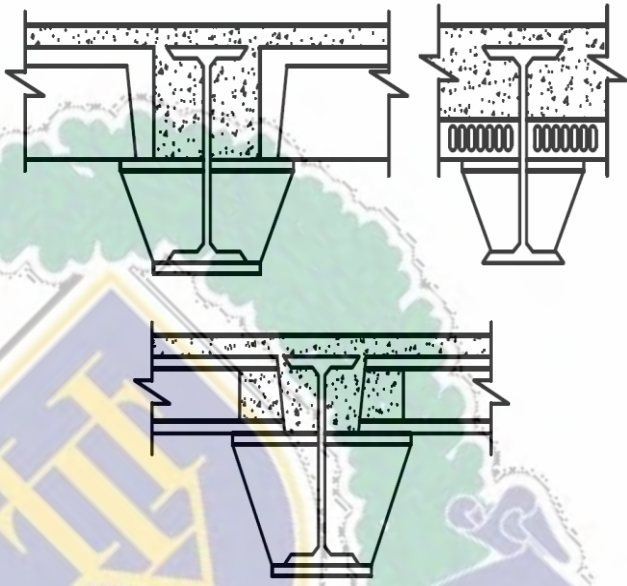
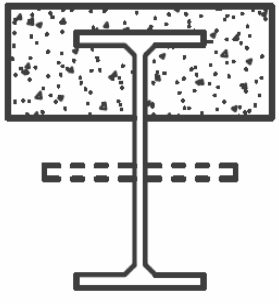
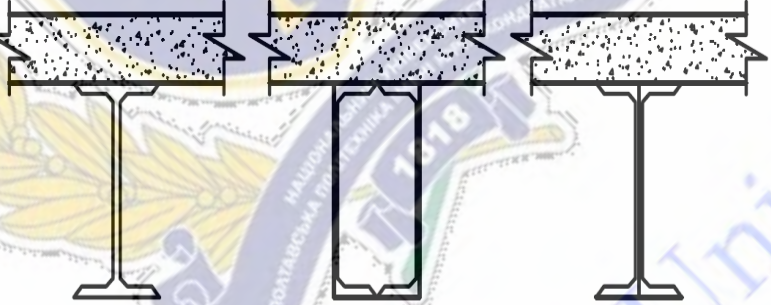
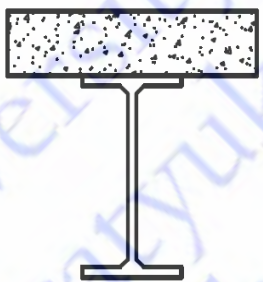
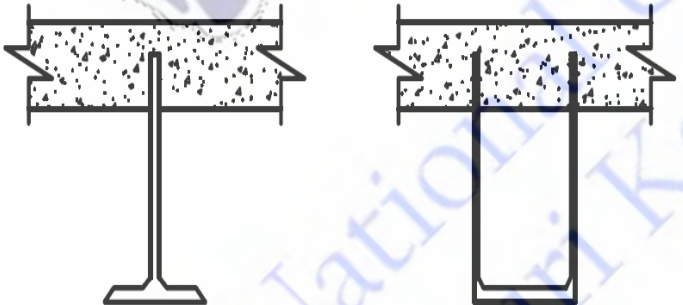
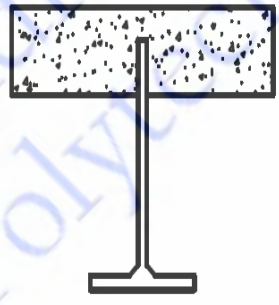
складеного сталюого елемента (таврового, прямокутного чи іншого перерізу), що об'єднані в один переріз для сумісної роботи за допомогою спеціальних упорів чи інших з'єднувальних елементів зчеплення на окремих ділянках чи по всій довжині шляхом бетонування однієї чи декількох граней чи плоскостей сталюих балок (елемента), є більш економічно ефективними під час їх виготовлення в порівнянні їх з улаштуванням сталезалізобетонних балкових конструкцій (елементів) з жорстким армуванням, переріз яких улаштовується шляхом оббетонування конструктивного сталюого приведеного профілю, і тому на сьогодні мають найбільше застосування при проектуванні і будівництві перекриттів (покриттів) в багатоповерхових каркасних промислових і цивільних будівлях. В результаті аналізу найбільш поширених у сучасному будівництві перерізів комбінованих сталезалізобетонних балкових конструкцій (елементів) встановлена наступна їх класифікація відносно типу армування, яка наводиться нижче в таблиці 2.3.

Аналіз перерізів існуючих на сьогодні сталезалізобетонних балкових елементів, що зазнали широкого застосування в будівництві прогонних конструкцій, дав можливість провести моделювання залежності зміни приведених перерізів СЗББ шляхом отримання можливих характеристичних рядів залежно від зміни типу їх армування, які представлені на рисунку 2.4.

В результаті типологічного аналізу і класифікації різних варіантів можливого армування перерізів СЗБ елементів, що згинаються, були прийняті два варіанти узагальнюючих приведених розрахункових перерізів сталезалізобетонних балок (рис. 2.5), що об'єднують характеристичні ряди приведених перерізів типових сталобетонних згинальних елементів, які приведені на рис. 2.4: для комбінованих перерізів СЗБ елементів с бетонною верхньою полицею і конструктивним приведеним сталюим двотавровим профілем (випадок I, табл. 2.1); для прямокутного перерізу СЗБ елемента, що армований конструктивним приведеним сталюим двотавровим профілем (випадок III, табл. 2.1).



Таблиця 2.3 – Класифікація перерізів комбінованих сталобетонних балок

Види перерізів	Перерізи сталобетонних балок	Приведений переріз
1		
2		
3		

Загальний прямокутний переріз СЗБ елемента, що армований конструктивним приведеним двотавровим сталевим профілем є об'єднуючим перерізом характеристичних рядів а і б на рис. 2.4, а загальний комбінований переріз СЗБ елемента з бетонною верхньою полицею і конструктивним приведеним двотавровим сталевим профілем є об'єднуючим перерізом характеристичних рядів б і в на рис. 2.4, що дає можливість розробити

узагальнюючі методики розрахунку від залізобетонних конструкцій до сталезалізобетонних конструкцій з зовнішнім виносним армуванням.

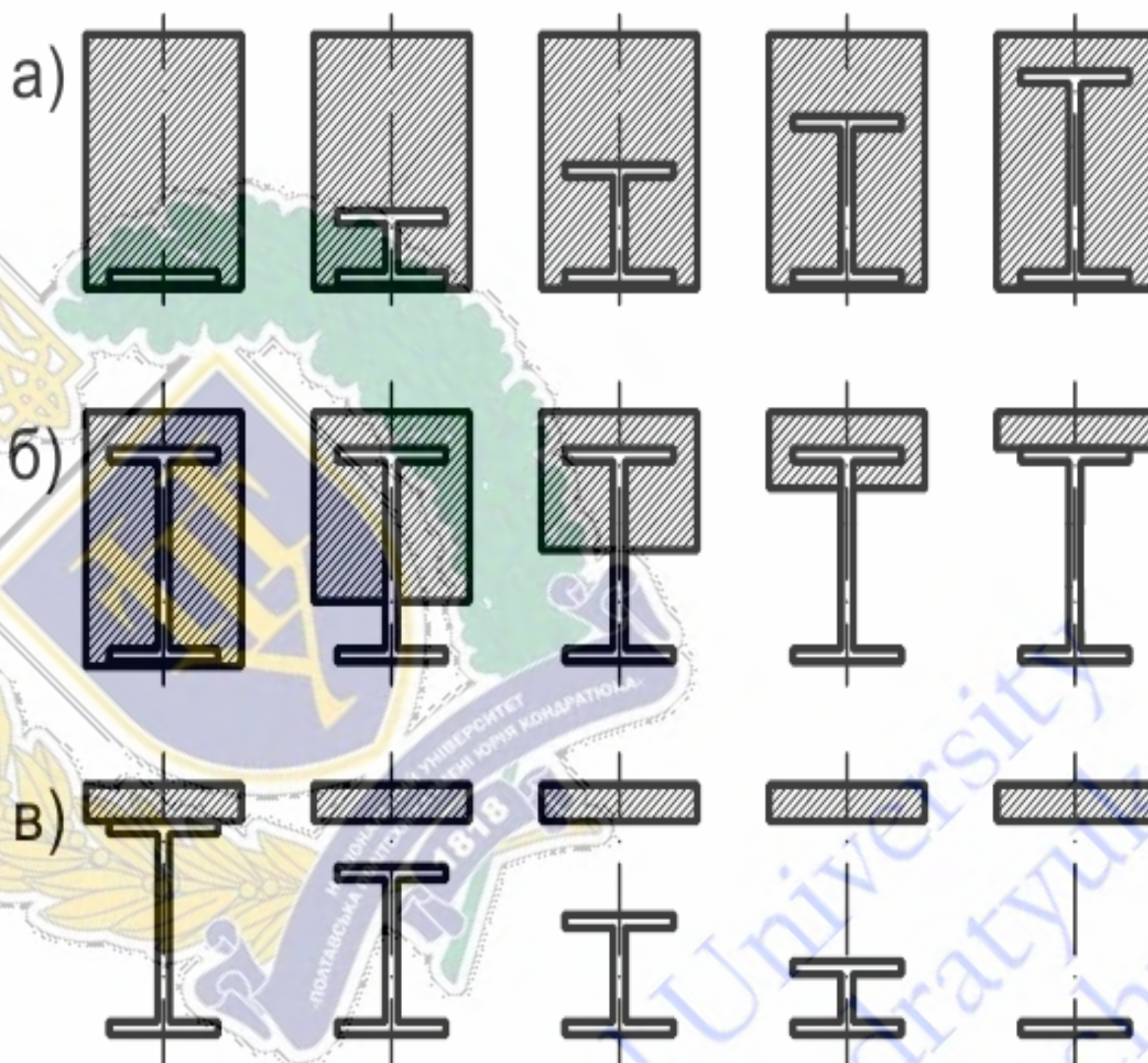


Рисунок 2.4 – Характеристичні ряди приведених перерізів типових сталобетонних згинальних елементів: а) зміна армування прямокутного приведенного перерізу від залізобетонного (крайнього зліва) до сталобетонних елементів з жорстким армуванням; б) зміна приведенного прямокутного перерізу від сталобетонного з жорстким армуванням (крайнього зліва) до перерізів комбінованих сталобетонних елементів; в) зміна приведенного перерізу від комбінованого сталобетонного елемента (крайнього зліва) до перерізів комбінованих сталобетонних елементів з виносним зовнішнім армуванням

Класифікація усіх перерізів сталезалізобетонних елементів, що згинаються, до двох узагальнених приведених перерізів дозволяє розробити загальну методику їх розрахунку міцності по нормальному перерізу на дію пластичного



( $M_{pIRd}$ ) чи пружного ( $M_{Rd}$ ) моментів від зовнішніх зусиль в межах від граничного верхнього лівого перерізу, який ототожнює приведений переріз залізобетонних конструкцій, до нижніх крайніх правих перерізів, які характерні для сталезалізобетонних конструкцій з виносним зовнішнім армуванням.

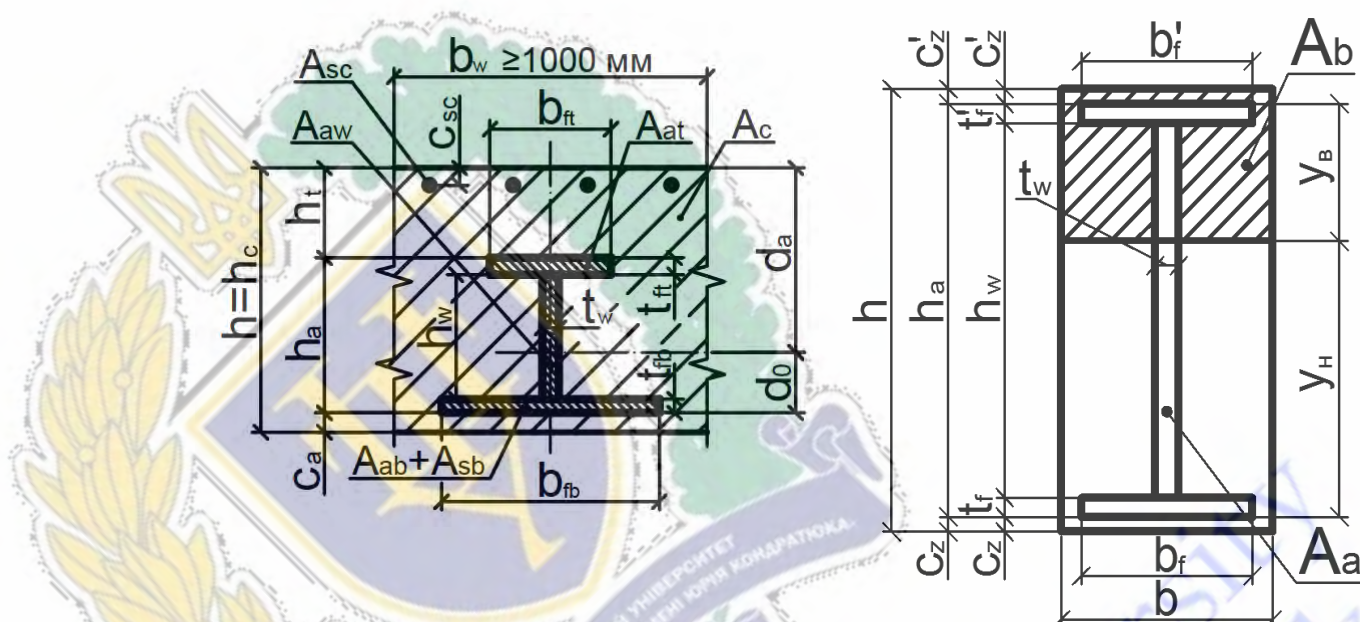


Рисунок 2.5 – Узагальнені приведені перерізи СЗБ елементів: (зліва) - загальний переріз плитного СЗБ елемента, що армуваний конструктивним приведеним двотавровим сталевим профілем; (справа) - загальний прямокутний переріз СЗБ елемента, що армований конструктивним приведеним двотавровим сталевим профілем.

У розділі 2 викладені основи методики розрахунку сталезалізобетонних балок прямокутного і таврового перерізів [121], які армовані конструктивним приведеним сталевим профілем, що мають суцільне зчеплення між бетоном і конструктивним сталевим профілем (випадок III-B, табл. 2.1), та комбінованих сталезалізобетонних балок, переріз яких складається із бетонної верхньої полиці та конструктивного приведенного сталевого двотаврового профілю (КПСДП), що також мають суцільне зчеплення між компонентами (випадок I-B, за табл. 2.1).

## **2.2. Міцність на згин сталезалізобетонних плитних елементів перекриттів з урахуванням НДС їх компонентів**

### **2.2.1. Методичні основи розрахунку міцності на згин сталезалізобетонних плитних елементів перекриттів з урахуванням НДС їх компонентів**

При розробці методики розрахунку міцності перерізів плитних сталезалізобетонних елементів (ПСЗБЕ), що армовані конструктивним приведеним сталевим двотавровим профілем (КПСДП), при повному забезпеченні зчеплення їх компонентів в момент руйнування, яке безпосередньо залежить від напружено-деформованого стану (НДС) їх композитних матеріалів (бетону і конструкційного приведенного сталюого профілю), необхідно було вирішити наступні задачі, які полягали в:

- обґрунтуванні умов застосування деформаційної моделі та граничних критеріїв розрахунку;
- розробці методики розрахунку оптимального перерізу конструктивного приведенного сталюого двотаврового профілю (КПСДП), яким армований переріз сталезалізобетонний плитний елемент що працює на згин;
- отриманні рішення задач міцності перерізу ПСЗБЕ, що згинаються, залежно від НДС бетону і конструкційного приведенного сталюого профілю в момент руйнування.

Методичні основи розрахунку міцності приведенного перерізу ПСЗБЕ, що згинається, були розроблені на основі розрахункової деформаційної моделі з використанням основних практичних наукових положень вітчизняних науковців Є.М. Бабича [3, 4], А.М. Бамбури [5, 6], А.Я. Барашикова [8, 9], В.П. Митрофанова [61, 62, 151], Д.В. Кочкарьова [50], А.М. Павлікова [69, 70], та закордонних - Джеймса К. Уайта і Джеймса Дж. МакГрегора [180], а також окремих положень діючих вітчизняних і зарубіжних норм і включають в себе рішення двох задач: підбору перерізу конструкційного приведенного сталюого двотаврового профілю (КПСДП) - жорсткого армування перерізу плитного



сталезалібетонного елемента (ПСЗБЕ), яка є прямою задачею оптимізаційного проектування; перевірки міцності перерізу ПСЗБЕ, котрий працює на згин.

При розробці методичних основ розрахунку міцності плитних сталезалізобетонних елементів на основі деформаційної моделі були частково використані наукові засади із наступних методичних підходів:

- із методичного підходу В.П. Митрофанова, який викладений в роботі [61], щодо застосування деформаційної моделі з екстремальним критерієм міцності залізобетонних елементів, який В.П Митрофанов використав для удосконалення методик розрахунку міцності стиснених залізобетонних елементів: при формуванні автором граничних критеріїв при вирішенні задачі по визначенню оптимальної площі армування та перевірці міцності сталезалізобетонних балок;
- із методичного підходу Джеймса Дж. Мак Грегора і Джеймса К. Уайта, який викладений в роботі [180], щодо розрахунку розмірів еквівалентної стисненої зони бетону в перерізі бетонного пролітного елемента в момент її руйнування чи втрати несучої здатності, який зараз використовується в європейських нормах [116] при розрахунку залізобетонних плитних конструкцій: при визначенні нормального зосередженого зусилля  $F_c$  в стисненій зоні перерізу сталезалізобетонного пролітного елемента;
- із методичного підходу О.Ф.Ільїна, щодо положення центра прикладення зосередженого зусилля  $F_c$  в стисненій зоні перерізу залізобетонних балок: при визначенні відстані від крайнього верхнього стисненого волокна стисненої зони перерізу сталезалізобетонної балки до центра прикладення рівнодіючого зосередженого зусилля  $F_c$ .

Основні положення методичного підходу на основі деформаційної моделі, які були використані автором при розробці методик розрахунку міцності плитних і балкових сталезалізобетонних конструкцій з жорстким армуванням, були також використані науковцями В.Ф. Пенцом і Ю.О. Кушнір при розробці методик розрахунку міцності сталезалізобетонних балок прямокутного перерізу з попереднім їх напруженням у вигляді зтяжок [56, 57, 71] та

Т.А. Галінською і В.В. Муравльовим при розробці методик розрахунку міцності сталезалізобетонних балок із зовнішнім (виносним) армуванням [21, 67].

2.2.1.1. Задачі перевірки міцності і підбору перерізу КПСДП (жорсткого армування) нормального прямокутного перерізу суцільних СЗБЕ, що згинається, базуються на наступних критеріях:

- *задача підбору оптимального перерізу сталевго елемента  $A_a$  і перерізу арматурних стрижнів  $A_s$ , якими армований переріз плитного чи прямокутного балкового СЗБЕ, вирішується на основі критерію залежності граничних деформацій між крайніми волокнами стисненої зони бетону і елементами армування (арматурними стержнями та конструктивним стальним прокатним чи складеним (звареним) профілем):*

$$A(\varepsilon_{cu}; \varepsilon_{sy}) + A(\varepsilon_{cu}; \varepsilon_{ay}) = A_s + A_a = \min, \quad (2.1)$$

де:  $A_s = A_{sb} + A_{sc}$  – сумарна площа оптимального перерізу арматурних стержнів, яка складається з площі стрижнів, розташованих відповідно в розтягнутій і стиснутій частинах розрахункового перерізу СЗБ елемента;  $A_a = 2 \times A_r + A_w$  – оптимальна площа поперечного перерізу сталевго конструктивного елемента у вигляді двотавру, яка складається із суми площ його полиць і ребра;  $\varepsilon_{cu}$  – граничні відносні деформації стиску в крайньому верхньому волокні стисненої зони бетону розрахункового перерізу СЗБ елемента, які приймаються рівними  $\varepsilon_{cu} = 0,0035$  (при  $f_{cd} = 8 \dots 60$  МПа) або відповідно до вимог норм [34-37, 39] (табл. 2.4 [71, табл.1.1] чи табл.3.1 [33]);  $\varepsilon_{su}$  – граничні відносні деформації розтягу в арматурних стержнях, якими армується розрахунковий переріз плитного СЗБ елемента, значення яких приймаються рівними  $\varepsilon_{cu} \leq 0,005$  або згідно з вимогами норм [34-37, 39] залежно від їх класу;  $\varepsilon_{au}$  – граничні відносні деформації розтягу в нижньому розтягнутому волокні сталевго конструктивного двотаврового профілю, що використовується для зміцнення розрахункового перетину плитного СЗБ елемента, значення якого



приймається  $\varepsilon_{cu} \leq 0,005$  або за даними норм [34-37, 39] (п.6.3.3 [34]) залежно від класу сталі;

- задача перевірки міцності нормального прямокутного перерізу сталезалізобетонних балок базується на критеріях:

$$M(\varepsilon_{cu}; \varepsilon_a > \varepsilon_{au}) = \max; M(\varepsilon_{cu}; \varepsilon_{au}) = \max; M(\varepsilon_{cu}; \varepsilon_a < \varepsilon_{au}) = \max, \quad (2.2)$$

де  $M$  – максимальне значення згинального моменту, який може сприйняти нормальний приведений переріз прямокутних сталезалізобетонних балок;  $\varepsilon_a$  – відносні деформації в крайньому нижньому волокні розтягнутої зони КПСДП.

Таблиця 2.4 - Середні значення величини  $\varepsilon_{cu}$  для стисненої зони бетону прямокутної форми

$f_{cd}$ , МПа	12	16	20	25	30	35	40	45	50
$\varepsilon_{cu} \times 10^{-3}$	3,8	3,7	3,6	3,5	3,4	3,3	3,2	3,1	3,0

2.2.1.2. Для вирішення вище відмічених задач були прийняті наступні передумови розрахунку:

- на граничній стадії деформування розподіл відносних деформацій композитних матеріалів по висоті нормального перерізу СЗБЕ здійснюється за лінійними залежностями (2.3) і (2.4), тобто підтверджується гіпотеза плоских перерізів:

$$\text{при } \varepsilon_a = \varepsilon_{au} \quad (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{au})/h = \varepsilon_{cu}/Y_B, \quad (2.3)$$

$$\text{при } \varepsilon_a > \varepsilon_{au}; \varepsilon_a < \varepsilon_{au} \quad (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_a)/h = \varepsilon_{cu}/Y_B, \quad (2.4)$$

де  $h$ ,  $Y_B$  – висоти відповідно СЗБЕ і його стисненої зони;

- між бетоном і поверхнею КПСДП існують сили зчеплення, в результаті чого проявляються максимальні композитні властивості СЗБЕ, тобто відносні деформації бетону і КПСДП в стисненій зоні по висоті нормального перерізу і в розтягненій його зоні на ділянках між тріщинами рівні ( $\varepsilon_c = \varepsilon_a$ ;  $\varepsilon_c' = \varepsilon_a'$ );
- нормальне зосереджене зусилля ( $F_C$ ) в стисненій зоні бетону перерізу СЗБЕ, стан якої в момент руйнування описується діаграмою “напруження - відносні

деформації” (“ $\sigma_c - \varepsilon_c$ ”) (рис. 2.6), визначається за залежністю (2.5), яка була запропонована науковцями в роботах [96, 137, 180]:

$$F_c = 0,85 \times f_{cd} \times \beta_1 \times Y_B \times b, \quad (2.5)$$

де  $f_{cd}$  - розрахункове значення міцності бетону на стиск;  $b$  - ширина прямокутного перерізу СЗБЕ;  $\beta_1$  - приведений коефіцієнт стисненої зони бетону по її висоті, який в результаті аналізу експериментальних досліджень був запропонований Джеймсом Дж. Мак Грегором і Джеймсом К. Уайтом в 1997 році [180], визначається за залежностями, що приведені в табл. 2.5 відповідно даних наукової роботи [137] і норм [96]:

- відстань від найбільш стисненої фібри бетону в нормальному перерізу СЗБЕ до осі прикладення його зосередженого зусилля стиснення ( $F_c$ ) визначається за залежністю (2.6), яка була запропонована О.Ф.Ільїним:

$$Y_{B-z_1} = [0,5 - 238,1 \times f_{cd}^{0,69} / E_d] \times \beta_1 \times Y_B \quad (2.6)$$

- для розрахунку міцності поперечного нормального перерізу СЗБЕ були прийняті спрощені діаграми “напруження - відносні деформації” (“ $\sigma_a - \varepsilon_a$ ”) конструкційної сталі (рис. 2.7) відповідно рекомендацій п.6.3.2 [41]. Значення граничних деформацій конструкційної сталі визначаємо відповідно рекомендацій п.6.3.3 [34] за залежністю:

$$\varepsilon_{au} = 16,5 \times f_y / E_a, \quad (2.7)$$

де  $f_y$  - характеристичний опір арматурної сталі на границі текучості;  $E_a$  - модуль пружності конструкційної сталі;

Таблиця 2.5 - Значення коефіцієнта приведення стисненої зони бетону  $\beta_1$  до її висоти  $Y_B$  залежно від розрахункового значення міцності бетону на стиск  $f_{cd}$

варіант джерело	а		б		в	
	Границі зміни $f_{cd}$	$\beta_1$	Границі зміни $f_{cd}$	$\beta_1$	Границі зміни $f_{cd}$	$\beta_1$
[114]	$f_{cd} \leq 28$ МПа	0,85	28 МПа < $f_{cd}$ < 56 МПа	$0,85 - 0,05 \times (f_{cd} - 28) / 7$ МПа	$f_{cd} \leq 56$ МПа	0,65
[130]	$f_{cd} \leq 56$ МПа	0,85	56 МПа < $f_{cd}$ < 126 МПа	$0,97 - 0,015 \times f_{cd} / 7$ МПа	$f_{cd} \leq 126$ МПа	0,7



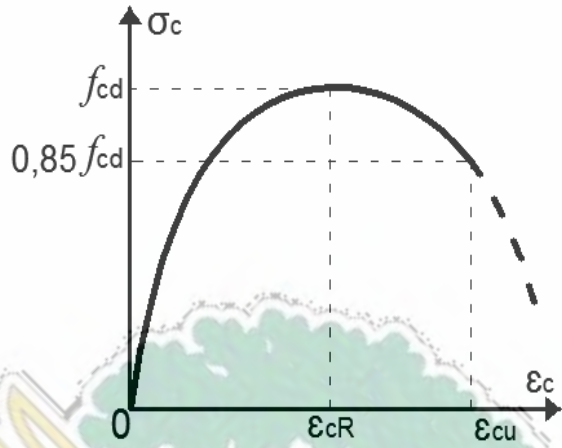


Рисунок 2.6. Діаграма стиснення бетону  $\sigma_c - \epsilon_c$

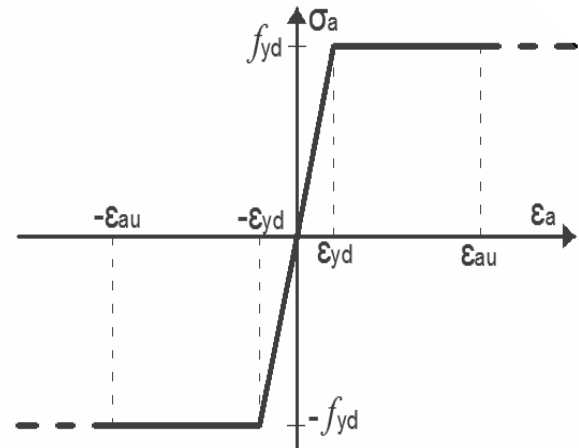


Рисунок.2.7. Діаграма стиснення-розтяг для конструкційної сталі  $\sigma_a - \epsilon_a$

- розрахунок міцності і оптимальної площі КПСДП нормального прямокутного перерізу СЗБЕ здійснюється на основі розрахункової деформаційної моделі з використанням критеріїв появи граничного стану, які викладені в положеннях п.5.6.1.1, п.5.6.1.6 і п.5.6.2.3 ДБН В.2.6-160:2010 [34], і діаграм стану матеріалів (рис. 2.6 і рис. 2.7). Основним критерієм появи граничного стану в нормальному перерізі СЗБЕ є екстремальний критерій досягнення деформаціями стисненого бетону граничних значень  $\epsilon_{cu}$ , при якому несуча здатність буде максимальною ( $M_{max}$ ) (див. рис.2.8);

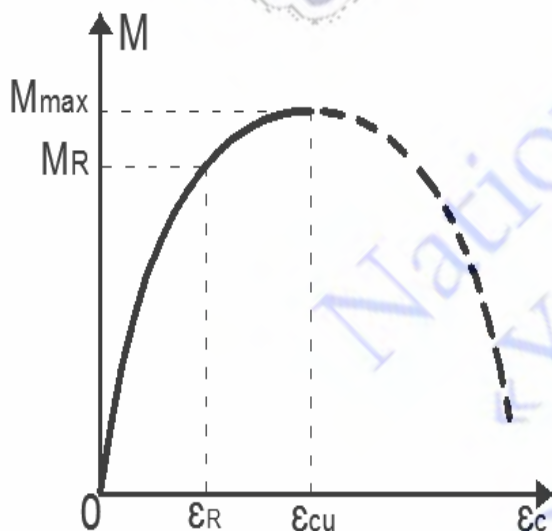


Рисунок 2.8. Діаграма стану СЗБЕ трансформована з діаграми  $\sigma_c - \epsilon_c$  за рис.2.6

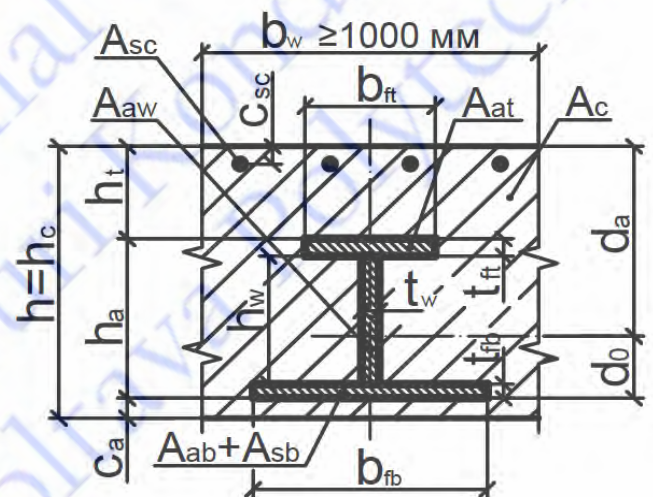


Рисунок. 2.9. Загальний приведенний переріз плитного СЗБ елемента

## 2.2.2 Підбір площі (перерізу) раціонального армування сталезалізобетонних плитних елементів перекриттів, що працюють на згин

Підбір перерізу плитного СЗБ елемента і його оптимальне армування в такій послідовності:

– перевірка виконання умови:

$$M_{RC,min} < M \leq M_{RC,b}; \quad (2.8)$$

де:  $M$  – момент в розрахунковому перерізі СЗБ елемента плити від дії зовнішнього навантаження;  $M_{RC,b}$  – значення моменту рівноваги, який сприймає розрахунковий переріз плитного залізобетонного (ЗБ) елемента;  $M_{RC,min}$  – мінімальне значення граничного моменту, який сприймає розрахунковий переріз плитного залізобетонного (ЗБ) елемента:

$$M_{RC,min} = \alpha \beta k_z f_{cd} b_w x_{c,min} (h - 0,5 \alpha x_{c,min}); \quad (2.9)$$

$$M_{RC,b} = \alpha \beta k_z f_{cd} b_w x_{c,b} (h - 0,5 \alpha x_{c,b}); \quad (2.10)$$

де:  $\alpha$  – параметр еквівалентного блоку напружень, що визначає глибину блоку напружень, значення якого визначаються за нормами;  $\beta$  – параметр блоку еквівалентних напружень, що визначає середнє напруження, значення якого визначаються за нормами;  $b_w$  – ширина поперечного перерізу плитного СЗБ елемента;  $h$  – висота поперечного перерізу плитного СЗБ елемента, значення котрої попередньо береться з таблиці 2.7 в залежності від значення сумарного розрахункового навантаження на перекриття ( $g_{k,i} + q_{k,i}$  [кН/м<sup>2</sup>]);  $x_c$  – стиснута зона бетону в розрахунковому перерізі плитного СЗБ елемента:

$$x_{C,min} = \frac{A_{s,min} f_{sd}}{\alpha \beta k_z f_{cd} b_w} \geq \frac{200 b_w d_s}{f_{sd}}; \quad (2.11)$$

$$A_{s,min} = 3 b_w d_s \sqrt{f_{cd}} / f_{sd}; \quad (2.12)$$

$$d_s = h - c_s; \quad (2.13)$$

$$x_{C,b} = \frac{A_{s,b} f_{sd}}{\alpha \beta k_z f_{cd} b_w} = \frac{h}{k_z} \left( \frac{E_c \varepsilon_{cu}}{E_c \varepsilon_{cu} + f_{sd}} \right); \quad (2.14)$$



$$A_{s,b} = \alpha\beta \frac{k_z f_{cd}}{f_{sd}} \left( \frac{E_c \varepsilon_{cu}}{E_c \varepsilon_{cu} + f_{sd}} \right) b_w h; \quad (2.15)$$

де:  $f_{cd}$  – розрахункове значення міцності бетону на стиск;  $f_{sd}$  – розрахункове значення межі текучості арматурної сталі;  $d_s$  – відстань від розтягнутої сталевий арматури до крайнього волокна композитної плити;  $c_s$  – товщина бетонного захисного покриття;  $k_z$  – коефіцієнт, що враховує вплив відсотка армування ( $\varpi$ ) поперечного перерізу плитного СЗБ елемента на міцність бетону на стиск у його стиснутій зоні, значення якого визначається за залежностями:

$$\rho_{s,\min} = \frac{A_{s,\min}}{b_w d_s} = 3 \frac{\sqrt{f_{cd}}}{f_{sd}} \geq \frac{200}{f_{sd}}; \quad (2.16)$$

$$\rho_{b0} = \alpha\beta \frac{f_{cd}}{f_{sd}} \left( \frac{E_c \varepsilon_{cu}}{E_c \varepsilon_{cu} + f_{sd}} \right); \quad (2.17)$$

$$\rho = \rho_t + \rho_c = \frac{A_{st} + A_{sc}}{b_w h}; \quad (2.18)$$

де:  $\rho_{s,\min}$  – мінімальний коефіцієнт армування перерізу плити арматурними стержнями при  $\varepsilon_s \geq 0,005$  ( $\varepsilon_s$  – деформації в крайньому розтягнутому волокні арматури);  $\rho_{b0}$  – коефіцієнт армування перерізу плити, при якому руйнування плитного елемента відбудеться з повним вичерпанням міцності матеріалів (врівноважене руйнування при  $\varepsilon_s = \varepsilon_y$  ( $\varepsilon_y$  – деформація арматури в крайньому волокні в межі текучості));  $\rho_c$  – коефіцієнт армування в стиснутій зоні перерізу плити ( $\rho_c = A_{sc} / (b_w h)$ );  $\rho_t$  – коефіцієнт армування в розтягнутій зоні перерізу плити ( $\rho_{s,\min} < \rho_t \leq \rho_{b0}$ );  $\varepsilon_{cu}$  – граничне значення деформацій бетону, тобто значення  $\varepsilon_c$  ( $\varepsilon_c$  – деформації бетону на крайньому волокні) при максимальному значенні згинального моменту;  $E_c$  – модуль пружності бетону;  $\alpha$  – механічний коефіцієнт армування:

при  $\rho_t = \rho_{s,\min}$ :

$$\varpi = \rho_{s,\min} f_{sd} / f_{cd} = 3 \frac{\sqrt{f_{cd}}}{f_{cd}} \geq \frac{200}{f_{cd}}; \quad (2.19)$$

при  $\rho_t = \rho_b$ :

$$\varpi = \rho_{b0} f_{sd} / f_{cd} = \alpha \beta \frac{E_c \varepsilon_{cu}}{E_c \varepsilon_{cu} + f_{sd}}; \quad (2.20)$$

Залежність  $k_z=f(\varpi)$  для згинальних елементів прямокутного перерізу з одинарним та симетричним армуванням наведена в табл. 2.6.

Таблиця 2.6 -- Залежність  $k_z=f(\varpi)$  для згинальних елементів прямокутного перерізу з одинарним та симетричним армуванням [142]

коефіцієнт механічного армування, $\varpi$	параметр $k_z$ (одиночне армування), при $\rho=\rho_t$	параметр $k_z$ (симетричне армування), при $\rho=\rho_t+\rho_c=2\rho_t$
0,00	0,000	0,000
0,10	0,586	0,292
0,15	0,828	0,429
0,20	1,071	0,565
0,25	1,299	0,700
0,30	1,511	0,834
0,35	1,706	0,967
0,40	1,885	1,100
0,45	2,028	1,232
0,50	2,070	1,360
0,60	2,140	1,630
0,70	2,195	1,888
1,00	2,310	2,660
2,00	2,476	4,850
3,00	2,542	6,671

Значення коефіцієнта  $\varpi$  при  $\rho_t < \rho < 2\rho_t$ , коли  $\rho=\rho_t+\rho_c$ , визначається інтерполяцією.

При виконанні умови нерівності (2.8), то плитна конструкція проектується як плитний залізобетонний елемент.

При  $M > M_{RC,b}$  конструкція плити проектується як сталезалізобетонний елемент плити у наступній послідовності:

– визначення значення згинального моменту ( $\Delta M$ ), який повинен сприйматися сталевим профілем, котрим армований плитний сталезалізобетонний елемент:

$$\Delta M = M - M_{RC,min}; \quad (2.21)$$

– визначення необхідного моменту інерції ( $I_{a,red}$ ) та моменту опору ( $W_{a,red}$ ) сталевих профілю, яким армується сталезалізобетонний плитний елемент:



$$I_{a,red} = \frac{\Delta M}{k_z E_c \varepsilon_{cu}} \frac{h}{2}; \quad W_{a,red} = \frac{\Delta M}{k_z E_c \varepsilon_{cu}}; \quad (2.22)$$

– визначення оптимальної висоти ( $h_{a,opt}$ ) еквівалентного сталевого двотаврового профілю, який використовується для армування плитного сталезалізобетонного елемента:

$$h_{a,opt} = 1,1 \sqrt[3]{220 W_{a,red}} - 15 \leq h - 2c_a; \quad (2.23)$$

– визначення значення оптимальної площі ( $A_{a,opt}$ ) еквівалентного сталевого двотаврового профілю, який використовується для армування плитного СЗБ елемента:

$$A_{a,opt} = 3W_{a,red} / h_{a,opt}; \quad (2.24)$$

– визначення значення висоти та товщини ребра еквівалентного сталевого двотаврового профілю ( $h_w, t_w$ ), котрим армується плитний СЗБ елемент:

$$h_w = h_{a,opt} / 1,1; \quad (2.25)$$

$$t_w = \frac{Q_{max}}{0,56 f_a h_{a,opt}}; \quad (2.26)$$

$$t_w \geq \frac{h_{a,opt}}{160 \sqrt{210 / f_a}}; \quad (2.27)$$

де:  $Q_{max}$  – найбільше значення поперечної сили, що діє в перерізі по довжині елемента;  $f_a$  – розрахункове значення межі текучості конструкційної сталі еквівалентного сталевого двотаврового профілю.

Товщина стінки двотаврового профілю ( $t_w$ ) повинна бути більшою на величину, визначену за формулами (2.26), (2.27).

Визначення моменту інерції поясів ( $I_f$ ) еквівалентного сталевого двотаврового профілю, яким армовано плитний СЗБ елемент, та площу їх поперечного перерізу ( $A_f$ ):

$$I_f = \frac{h_{a,opt} W_{red}}{2} - \frac{b_w h_w^3}{12}; \quad (2.28)$$

$$A_f = \frac{W_{red}}{h_{a,opt}} - \frac{b_w h_w^3}{6 h_{a,opt}}. \quad (2.29)$$

Ширину полиці верхнього ( $b_{ft}$ ) і нижнього ( $b_{fb}$ ) поясів еквівалентного сталевого двотаврового профілю визначають за залежностями:

$$b_{ft} = h_{a,opt} / 5; b_{fb} = h_{a,opt} / 3; \quad (2.30)$$

Товщина полиці верхнього ( $t_{ft}$ ) і нижнього ( $t_{fb}$ ) поясів еквівалентного сталевого двотаврового профілю визначається за формулою:

$$t_{ft} = t_{fb} = 4A_f / h_{a,opt}; \quad (2.31)$$

Перевірка виконання умови нерівності та корегування (за необхідності) оптимальних розмірів еквівалентного сталевого двотаврового профілю ( $h_w, t_w, b_{fb}, t_{fb}, b_{ft}, t_{ft}$ ):

$$b_{ft} t_{ft} + h_w b_w + b_{fb} t_{fb} \geq A_{a,opt}. \quad (2.32)$$

На підставі отриманих оптимальних розмірів еквівалентного сталевого двотаврового профілю ( $h_w, t_w, b_{fb}, t_{fb}, b_{ft}, t_{ft}$ ) та значень площ поперечного перерізу арматури  $A_{sb}, A_{sc}$  виконуємо проектування поперечного перерізу плитного СЗБ елемента при значеннях товщини захисного шару бетону  $c_a = c_s = 20 \dots 50$  мм.

Таблиця 2.7 – Товщина плити суцільного перерізу в залежності від величини повного навантаження

Проліт плити $L, [м]$	Товщина плити $h$ [мм] для суцільного поперечного перерізу в залежності від величини повного навантаження $g_{k,i} + q_{k,i}$ [кН/м <sup>2</sup> ] <sup>1)</sup>															
	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	7,5	10,0	15,0	20,0	25,0		
1,5	60/80				80/100				100/120		120/140					
2,0	80/100				100/120				120/140		140/160					
3,0	120/140				140/160				160/180		180/200					
4,0	140/160				160/180				180/200		200/220		220/240			
5,0 <sup>2)</sup>	160/180				180/200				200/220		220/240		240/260			
6,0 <sup>2,3)</sup>	180/200				200/220				220/240		240/260		260/280			
7,5 <sup>2,3)</sup>	200/220				220/240				240/260		260/280		280/300		300/320	
10,0 <sup>2,3)</sup>	220/240				240/260				260/280		280/300		300/320		340/360	
12,5 <sup>2,3)</sup>	240/260		300/320		340/360		380/400				420/460					

1) У випадку проектування однопролітних плитних ділянок товщина плити  $h$  повинна бути збільшена на 15...20 %.

2) При спиранні перегородок на плити необхідно взяти додаткових заходів, а саме: використовувати більш стійкі до тріщин перегородки; збільшити висоту плити на 15...20%.

3) При проектуванні плит з прольотом  $L \geq 6,0$  м необхідно використовувати їх перетин з круглими або овальними наскрізними пустотами для зменшення їх власної ваги.



## 2.2.3 Перевірка міцності на згин сталезалізобетонних плитних елементів перекриттів з урахуванням НДС їх компонентів

### 2.2.3.1. Рішення задачі: перевірка міцності на згин плитного СЗБЕ.

Метою задачі є визначення граничного значення параметру згинального моменту ( $M_u$ ) заданого нормального прямокутного перерізу СЗББ і порівняння його з діючим у ньому моментом ( $M$ ) від зовнішніх навантажень:

$$M_u \geq M \quad (2.33)$$

В результаті узагальнення було виділено дев'ять окремих випадків напружено-деформованого стану (НДС) перерізу плитного СЗБ елементу на стадії її руйнування чи при граничному стані залежно від положення нейтральної вісі по відношенню до сталюого профілю (див. рис. 2.10):

- випадок “а”: коли в крайньому верхньому волокні стиснутої бетонної ділянки перерізу відносні деформації бетону досягають величини граничних деформацій стиску  $\varepsilon_b = \varepsilon_{cu}$ , а в крайньому нижньому волокні, що розтягується, відносні деформації КПСДП змінюються у межах  $\varepsilon_a > \varepsilon_{au}$ , тобто існує зона пластичних деформацій;
- випадок “б”: коли відносні деформації бетону досягають величини  $\varepsilon_b = \varepsilon_{cu}$ , а відносні деформації КПСДП - величини  $\varepsilon_a = \varepsilon_{au}$ ;
- випадок “в”: коли відносні деформації бетону досягають величини  $\varepsilon_b = \varepsilon_{cu}$ , а відносні деформації КПСДП змінюються у межах  $\varepsilon_a < \varepsilon_{au}$ .

Загальні рівняння рівноваги для кожного із випадків НДС нормального прямокутного перерізу СЗББ становлять:

- у випадках 1а, 2а:

$$M_u = F_c \times z_1 + F_a \times z_2 + F_a^{pl} \times z_3 \quad (2.34)$$

- у випадках 1б, 1в, 2б, 2в:

$$M_u = F_c \times z_1 + F_a \times z_2 \quad (2.35)$$

- у випадку 3а:

$$M_u = F_c \times z_1 + F_a \times z_2 + F_a^{pl} \times z_3 + F_a' \times z_4 \quad (2.36)$$

- у випадках 3б, 3в:

$$M_u = F_c \times z_1 + F_a \times z_2 + F_a' \times z_4 \quad (2.37)$$

де  $F_c$ ;  $F_a'$ ;  $F_a$ ;  $F_a^{pl}$  – сумарні нормальні зусилля в перерізі плитного елемента, відповідно стиснутої його ділянки бетону чи конструкційного сталевого профілю та розтягнутої його ділянки конструкційного сталевого профілю, яка працює у пружній і пластичній стадіях;  $z_1$ ;  $z_2$ ;  $z_3$ ;  $z_4$  – відстані по вертикалі від зусиль до нейтральної лінії перерізу (див. рис. 2.10).

На першому етапі розрахунку несучої здатності нормального приведеного перерізу плитного СЗБ елемента при заданих параметрах ( $\epsilon_{cu}$ ;  $\epsilon_{au}$ ;  $C_z$ ;  $E_c$ ;  $E_a$ ;  $f_{cd}$ ;  $f_{yd}$ ;  $A_b=h \times b$ ;  $A_a=2 \times h_f \times b_f + h_w \times t_w$ ) перевіряємо умову:

$$\alpha_a \mu \geq k_C \times \alpha_{a\mu_{opt}} \quad (2.38)$$

Якщо умова задовольняється, то тоді НДС нормального перерізу плитного СЗБ елемента відповідає НДС за випадком “в”, а якщо ні – то НДС за випадком “а”.

При умові  $\alpha_a \mu = k_C \times \alpha_{a\mu_{opt}}$  – НДС перерізу плитного СЗБ елемента відповідає безпосередньо НДС за випадком “б”.

На другому етапі розрахунку визначаємо положення нейтральної вісі по відношенню до КПСДП за умовою:

$$h - Y_B \leq h_a + C_z, \quad (2.39)$$

де величина  $h_a = 2 \times h_f + h_w$ .

Якщо умова (2.39) задовольняється, то нейтральна вісь проходить через переріз КПСДП (випадок 3), якщо ні – то нейтральна вісь проходить вище перерізу КПСДП (випадок 1).

При умові  $h - Y_B = h_a + C_z$  нейтральна вісь в нормальному перерізі СЗББ проходить по верхній грані перерізу КПСДП, тобто має місце випадок 2.

На третьому етапі розрахунку складаємо рівняння рівноваги згинальних моментів відповідно визначеного випадку НДС нормального перерізу СЗББ та перевіряємо за залежністю (2.33) дотримання умови його міцності.

В результаті аналізу та узагальнення найбільш поширених перерізів суцільних плитних СЗБ елементів, які використовуються при проектуванні і улаштуванні перекриттів і покриттів, було виділено три окремі випадки напружено-деформованого стану (НДС) їх перерізу на стадії руйнування чи при



граничному стані залежно від положення нейтральної вісі по відношенню до полиці і сталюого профілю, що є жорстким армуванням перерізу (див. рис. 2.10, 2.11):

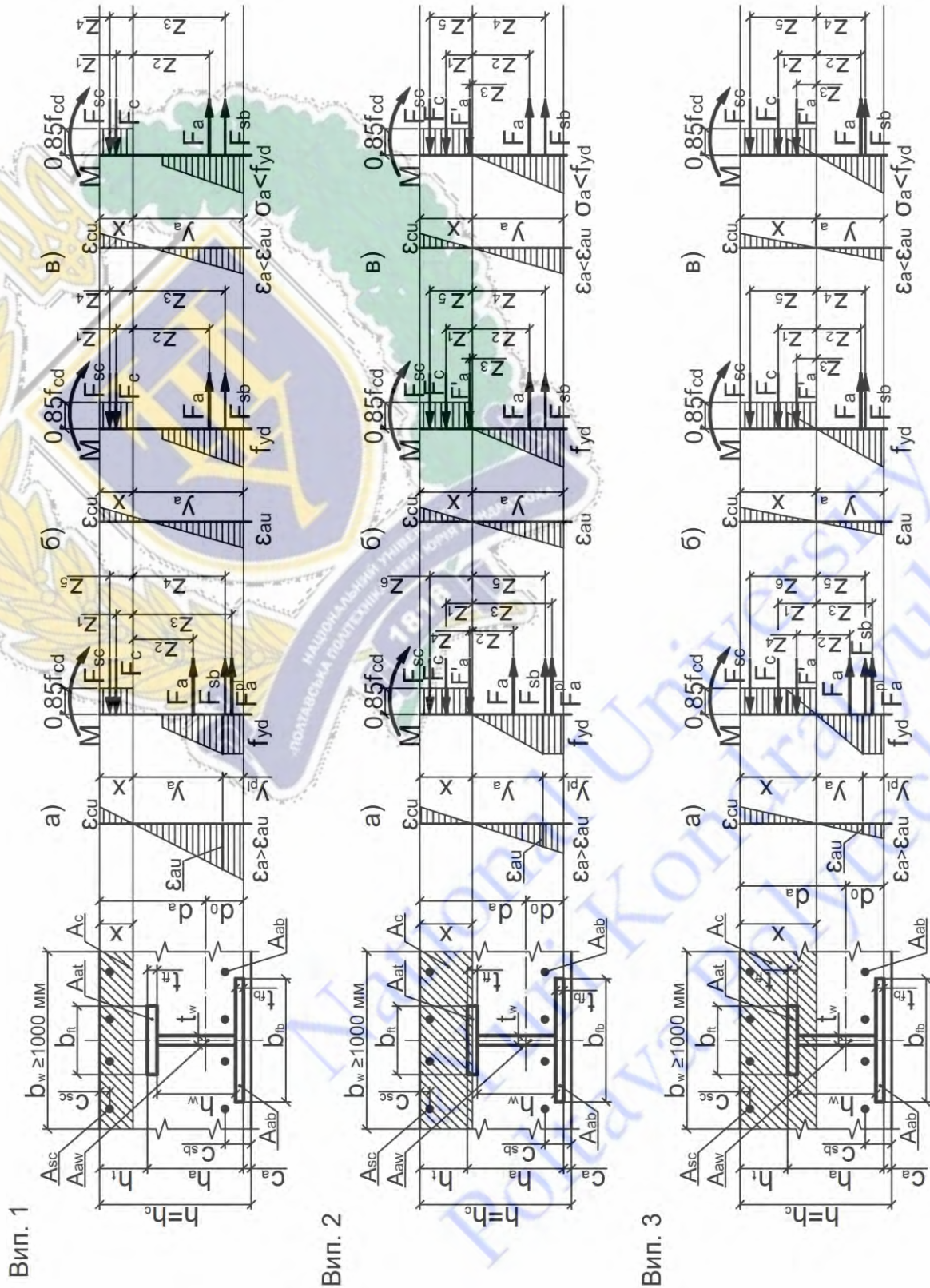
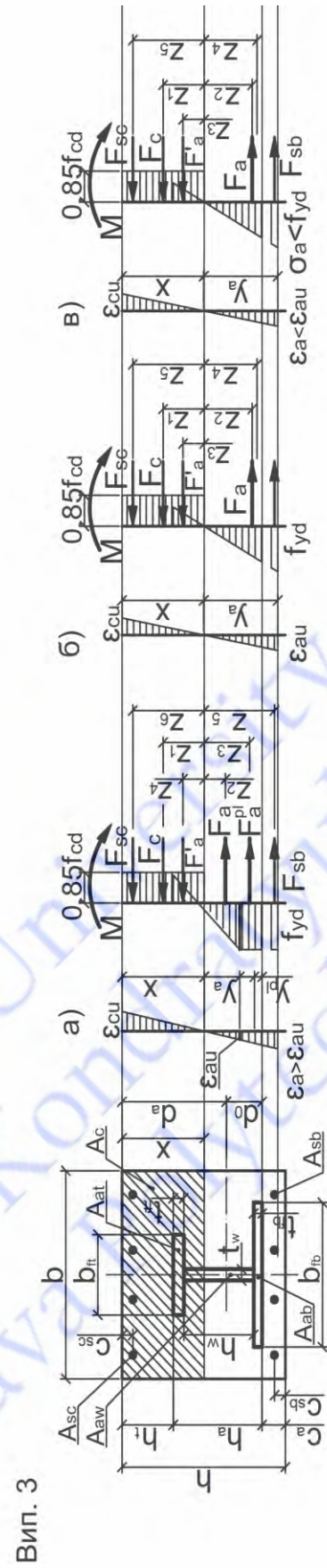
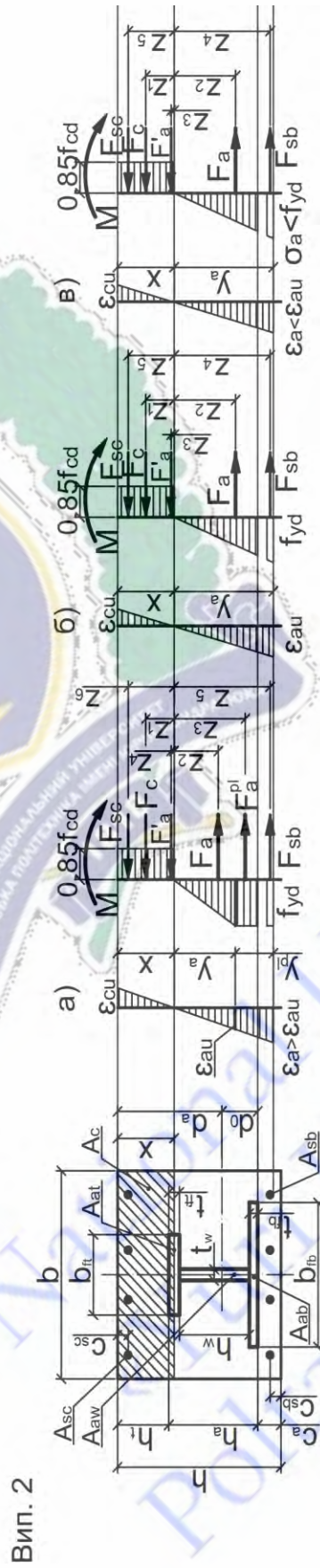
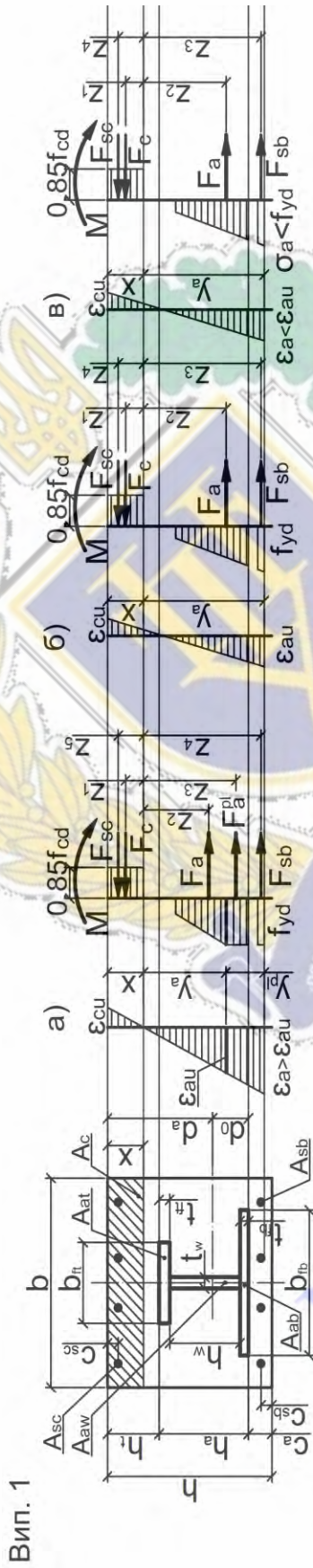


Рисунок 2.10 Випадки напружено-деформованого стану нормального перерізу сталезалізобетонних плитних елементів залежно від положення нейтральної вісі





- випадок “а” (при дії пластичного моменту): коли в крайньому верхньому волокні стиснутої бетонної ділянки перерізу відносні деформації бетону

Рисунок 2.11 Випадки напружено-деформованого стану нормального прямокутного перерізу сталезалізобетонних балок залежно від положення нейтральної вісі



досягають величини граничних деформацій стиску  $\varepsilon_b = \varepsilon_{cu}$ , а в крайньому нижньому волокні, що розтягується, відносні деформації КПСДП змінюються у межах  $\varepsilon_a > \varepsilon_{au}$ , тобто існує зона пластичних деформацій;

- випадок “б” (проміжний): коли відносні деформації бетону досягають величини  $\varepsilon_b = \varepsilon_{cu}$ , а відносні деформації КПСДП - величини  $\varepsilon_a = \varepsilon_{au}$ ;
- випадок “в” (при дії пружного моменту): коли відносні деформації бетону досягають величини  $\varepsilon_b = \varepsilon_{cu}$ , а відносні деформації КПСДП змінюються у межах  $\varepsilon_a < \varepsilon_{au}$ .

Таблиця 2.8 Значення добутку  $\alpha_{амонт}$  при коефіцієнті співвідношення  $\Delta_c = 0$  залежно від величин коефіцієнтів співвідношень  $\Delta_h$  та  $\Delta_\varepsilon$

$\Delta_h \Delta_\varepsilon$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
0,05	0,501	0,531	0,564	0,601	0,644	0,693	0,751	0,819	0,900	1,00
0,06	0,496	0,526	0,559	0,596	0,639	0,689	0,747	0,816	0,899	1,00
0,07	0,491	0,521	0,554	0,592	0,635	0,685	0,743	0,813	0,897	1,00
0,08	0,486	0,516	0,549	0,587	0,630	0,680	0,740	0,810	0,895	1,00
0,09	0,481	0,511	0,544	0,582	0,625	0,676	0,736	0,807	0,893	1,00
0,10	0,476	0,506	0,539	0,577	0,621	0,672	0,732	0,804	0,891	1,00
0,11	0,471	0,501	0,534	0,572	0,616	0,667	0,728	0,800	0,889	1,00
0,12	0,466	0,495	0,529	0,567	0,611	0,663	0,724	0,797	0,887	1,00
0,13	0,461	0,490	0,524	0,562	0,606	0,658	0,720	0,794	0,885	1,00
0,14	0,456	0,485	0,519	0,557	0,601	0,653	0,715	0,790	0,883	1,00
0,15	0,451	0,480	0,514	0,552	0,596	0,649	0,711	0,787	0,881	1,00
0,16	0,446	0,475	0,508	0,547	0,592	0,644	0,707	0,784	0,879	1,00
0,17	0,441	0,470	0,503	0,542	0,587	0,639	0,703	0,780	0,876	1,00
0,18	0,436	0,465	0,498	0,537	0,582	0,635	0,698	0,777	0,874	1,00
0,19	0,431	0,460	0,493	0,531	0,577	0,630	0,694	0,773	0,872	1,00
0,20	0,426	0,455	0,488	0,526	0,571	0,625	0,690	0,769	0,870	1,00
0,21	0,420	0,449	0,483	0,521	0,566	0,620	0,685	0,766	0,867	1,00
0,22	0,415	0,444	0,477	0,516	0,561	0,615	0,681	0,762	0,865	1,00
0,23	0,410	0,439	0,472	0,511	0,556	0,610	0,676	0,758	0,862	1,00
0,24	0,405	0,434	0,467	0,505	0,551	0,605	0,671	0,754	0,860	1,00
0,25	0,400	0,429	0,462	0,500	0,545	0,600	0,667	0,750	0,857	1,00
0,26	0,395	0,423	0,456	0,495	0,540	0,595	0,662	0,746	0,855	1,00
0,27	0,390	0,418	0,451	0,489	0,535	0,590	0,657	0,742	0,852	1,00
0,28	0,385	0,413	0,446	0,484	0,529	0,584	0,652	0,738	0,849	1,00
0,29	0,379	0,408	0,440	0,478	0,524	0,579	0,647	0,733	0,846	1,00
0,30	0,374	0,402	0,435	0,473	0,519	0,574	0,642	0,729	0,843	1,00

Таблиця 2.9 Значення коефіцієнта  $k_C$ , який коригує значення добутку  $\alpha_a \mu_{opt}$  залежно від коефіцієнта співвідношення  $\Delta_c$  при коефіцієнтах співвідношень  $\Delta_h$  і  $\Delta_\varepsilon$

$\Delta_\varepsilon$	$\Delta_c$	$\Delta_h$									
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
0,05	0,03	1,034	1,036	1,039	1,042	1,045	1,048	1,052	1,057	1,064	1,071
	0,06	1,071	1,076	1,081	1,087	1,093	1,101	1,111	1,122	1,136	1,153
	0,1	1,125	1,133	1,142	1,153	1,166	1,181	1,199	1,221	1,249	1,284
	0,16	1,216	1,231	1,249	1,270	1,295	1,325	1,362	1,408	1,467	1,547
	0,2	1,285	1,307	1,332	1,362	1,398	1,442	1,497	1,568	1,661	1,792
0,1	0,03	1,036	1,039	1,041	1,044	1,048	1,052	1,057	1,063	1,070	1,079
	0,06	1,075	1,080	1,086	1,092	1,100	1,109	1,120	1,134	1,150	1,172
	0,1	1,132	1,141	1,152	1,164	1,179	1,196	1,218	1,244	1,278	1,324
	0,16	1,229	1,246	1,267	1,291	1,321	1,356	1,401	1,458	1,535	1,642
	0,2	1,303	1,328	1,358	1,393	1,436	1,489	1,557	1,647	1,772	1,957
0,15	0,03	1,038	1,041	1,044	1,047	1,051	1,056	1,061	1,068	1,077	1,088
	0,06	1,079	1,085	1,091	1,098	1,107	1,118	1,131	1,146	1,167	1,194
	0,1	1,139	1,149	1,161	1,176	1,192	1,213	1,238	1,271	1,313	1,371
	0,16	1,243	1,262	1,286	1,314	1,348	1,391	1,445	1,517	1,616	1,763
	0,2	1,323	1,351	1,385	1,426	1,477	1,541	1,626	1,742	1,911	2,179
0,2	0,03	1,040	1,043	1,046	1,050	1,054	1,060	1,066	1,074	1,085	1,099
	0,06	1,083	1,089	1,096	1,105	1,115	1,127	1,142	1,161	1,186	1,220
	0,1	1,146	1,158	1,171	1,188	1,207	1,231	1,261	1,300	1,353	1,429
	0,16	1,257	1,279	1,306	1,338	1,378	1,429	1,495	1,585	1,716	1,923
	0,2	1,343	1,375	1,414	1,462	1,522	1,600	1,706	1,857	2,091	2,500
0,25	0,03	1,042	1,045	1,048	1,053	1,058	1,064	1,071	1,081	1,094	1,111
	0,06	1,087	1,094	1,102	1,111	1,122	1,136	1,154	1,176	1,207	1,250
	0,1	1,154	1,167	1,182	1,200	1,222	1,250	1,286	1,333	1,400	1,500
	0,16	1,271	1,296	1,327	1,364	1,410	1,471	1,552	1,667	1,842	2,143
	0,2	1,364	1,400	1,444	1,500	1,571	1,667	1,800	2,000	2,333	3,000
0,3	0,03	1,044	1,047	1,051	1,056	1,061	1,068	1,077	1,088	1,104	1,125
	0,06	1,091	1,098	1,107	1,118	1,131	1,147	1,167	1,194	1,231	1,287
	0,1	1,161	1,176	1,193	1,213	1,239	1,271	1,313	1,371	1,456	1,591
	0,16	1,286	1,314	1,348	1,391	1,445	1,517	1,617	1,765	2,005	2,465
	0,2	1,385	1,426	1,477	1,542	1,627	1,743	1,912	2,182	2,677	3,889



### 2.2.3.2. Послідовність розрахунку міцності нормального перерізу плитних сталезалізобетонних елементів з зчепленням між їх компонентами.

Розрахунок міцності сталезалізобетонних плитних елементів на основі деформаційної моделі, в яких в момент руйнування забезпечене зчеплення між зовнішньою бетонною частиною та конструктивним приведеним сталевим двотавровим профілем, здійснюємо в наступній послідовності:

1) Визначення випадків напружено-деформованого стану поперечного розрахункового перерізу сталезалізобетонних плитних елементів з жорстким армуванням у момент їх руйнування при дії пластичного моменту  $M_{plRd}$  чи пружного моменту  $M_{Rd}$  за граничними критеріями деформацій в бетоні чи конструкційній сталі при досягненні в перерізі напружень відповідних значень  $0,85f_{cd}$  (в бетоні) та  $f_{yd}$  (в конструкційній сталі) виконуємо за умовою:

$$\alpha_a \mu < \alpha_a \mu_{opt}, \quad (2.40)$$

де значення добутку  $\alpha_a \mu_{opt}$  визначаємо за формулою (2.38), попередньо приймаючи на основі значень коефіцієнтів  $\Delta_h$ ,  $\Delta_\varepsilon$  за даними таблиць 2.8 і 2.9 відповідні значення  $\alpha_a \mu_{opt}$  та поправочного коефіцієнта  $k_c$ , який враховує величину захисного шару бетону в розтягненій зоні, а значення добутку  $\alpha_a \mu$  визначається за міцнісними характеристиками компонентів поперечного перерізу СЗББ:

$$\alpha_a \mu = (E_a/E_c) \cdot (A_a/A_c), \quad (2.41)$$

де  $E_a, E_c$  – модулі деформацій конструкційної сталі та бетону;  $A_a, A_c$  – площі поперечних перерізів відповідно сталі та бетону, що є компонентами СЗББ з жорстким армуванням.

Значення безрозмірних характеристик  $\Delta_h$ ,  $\Delta_\varepsilon$  і  $\Delta_c$  поперечного перерізу СЗББ визначаємо за залежностями:

$$\Delta_\varepsilon = \varepsilon_{cu}/\varepsilon_{aw}; \quad (2.42)$$

$$\Delta_h = h_a/h, \quad (2.43)$$

$$\Delta_c = c_{sb}/h \quad (2.44)$$

де  $\varepsilon_{aw}, \varepsilon_{cu}$  – граничні відносні деформації конструкційної сталі та бетону;

$h_a$  – висота поперечного перерізу сталевго профілю СЗББ,  $c_{sb}$  – висота захисного шару бетону розтягнутій зоні перерізу, нижче конструкційного приведенного двотаврового сталевго профілю,  $h$  – висота поперечного перерізу СЗББ.

2) При виконанні умови  $\alpha_a \mu < \alpha_a \mu_{\text{опт}}$  поперечний переріз СЗББ з жорстким армуванням має пластичний характер руйнування. Розрахунок поперечного перерізу СЗББ з жорстким армуванням на дію пластичного моменту  $M_{pl\ SRC,b}$  при наявності додаткового стержневого армування виконуємо в наступній послідовності:

2.1) Визначаємо схему напружено-деформованого стану (НДС) перерізу та положення нейтральної лінії перерізу, виходячи з виконання умови (2.45):

$$0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot h_t + f_{sd} \cdot A_{sc} \geq f_{yd} \cdot A_a + f_{sd} \cdot A_{sb}; \quad (2.45)$$

де  $f_{cd}$ ,  $f_{yd}$ ,  $f_{sd}$  – розрахункові значення відповідно міцності бетону на стиск, характеристичного опору конструкційної сталі на границі текучості, характеристичного опору арматурної сталі на границі текучості, що розташовується в стисненій та розтягненій зонах перерізу;  $A_a$ ,  $A_{sc}$ ,  $A_{sb}$  – площі поперечних перерізів відповідно конструкційної сталі профілю та стержневої арматури, що розташована в стисненій та розтягненій зонах перерізу;  $b_w$  – величина розрахункової ширини бетонного перерізу плитного елемента (див. рис. 2.11);

При виконанні умови (2.45):  $0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot h_t + f_{sd} \cdot A_{sc} \geq f_{yd} \cdot A_a + f_{sd} \cdot A_{sb}$  нейтральна вісь проходить в перерізі плитного СЗББ елемента, вище конструктивного приведенного двотаврового сталевго перерізу СЗББ і справджується умова:

$$x \leq h_t; \quad (2.46)$$

де:  $h_t$  – відстань між верхньою гранню сталевго еквівалентного двотаврового профілю та крайнім стислим волокном композитної плити, котра визначається за залежністю (2.47)

$$h_t = h - h_a - c_a; \quad (2.47)$$



Висоту стисненої зони бетону та розрахунковий вигинальний момент ( $M_{pl\ SRC,b}$ ) в перерізі СЗБЕ визначаємо за залежностями (2.48) і (2.49):

$$x = \frac{A_a \cdot f_{yd} + A_{sb} \cdot f_{sd} - A_{sc} \cdot f_{sd}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w} \quad (2.48)$$

$$M_{pl\ SRC,b} = A_a \cdot f_{yd} \cdot (d_a - x/2) + A_{sb} \cdot f_{sd} \cdot (h - c_{sb} - x/2) - A_{sc} \cdot f_{sd} \cdot (x/2 - c_{sc}); \quad (2.49)$$

де  $c_{cs}, c_{sb}$  – висота захисного шару бетону плитного елемента, відповідно від верхньої і нижньої її граней до повздовжньої стержневої арматури, яка розташовується відповідно в верхній та нижній частинах перерізу;  $d_a$  – величина (див. рис. 2.12), що визначається за залежністю (2.50):

$$d_a = h - d_0 - c_a = h_t + h_a - d_0; \quad (2.50)$$

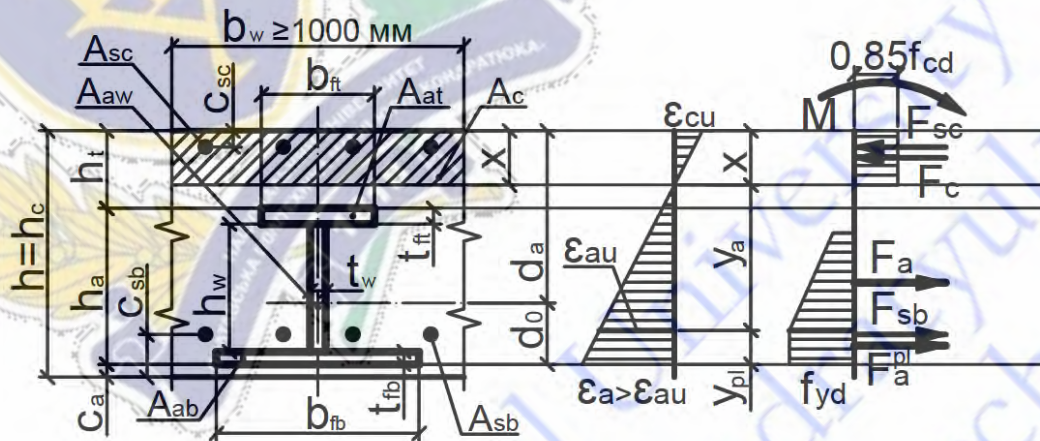


Рисунок 2.12 – Розрахункова схема напружено-деформованого стану перерізу плитного елемента за випадком 1-а (див. рис. 2.10), коли нейтральна вісь проходить в перерізі плитного СЗБЕ, вище конструктивного приведенного двотаврового сталюого профілю

2.2) При невиконанні умови (2.45) нейтральна вісь повинна проходити через конструктивний приведений двотавровий сталюий профіль СЗБЕ (див. рис. 2.13). При виконанні умов (2.51), (2.52) нейтральна вісь проходить через полицю двотаврового профілю:

$$0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot (h_t + t_{ft}) + f_{sd} \cdot A_{sc} + 2 \cdot f_{yd} \cdot b_{ft} \cdot t_{ft} \geq f_{yd} \cdot A_a + f_{sd} \cdot A_{sb}; \quad (2.51)$$

де  $b_{ft}, t_{ft}$  – ширина та товщина полиці конструкційного приведенного двотаврового сталюого перерізу СЗБЕ.

$$h_t < x \leq h_t + t_{ft}. \quad (2.52)$$

При задоволенні умов (2.51), (2.52) положення нейтральної вісі ( $x$ ) та руйнівний пластичний момент визначаємо за залежностями (2.53) і (2.54):

$$x = h_t + \frac{A_a \cdot f_{yd} + A_{sb} \cdot f_{sd} - A_{sc} \cdot f_{sd} - 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot h_t}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w + 2 \cdot f_{yd} \cdot b_{ft}}; \quad (2.53)$$

$$M_{pl\ SRC,b} = A_a \cdot f_{yd} \cdot (d_a - x/2) + A_{sb} \cdot f_{sd} \times (h - c_{sb} - x/2) - A_{sc} \cdot f_{sd} \cdot (x/2 - c_{sc}) - f_{yd} \cdot b_{ft} \cdot h_t \times (h_t + t_{ft} - x); \quad (2.54)$$

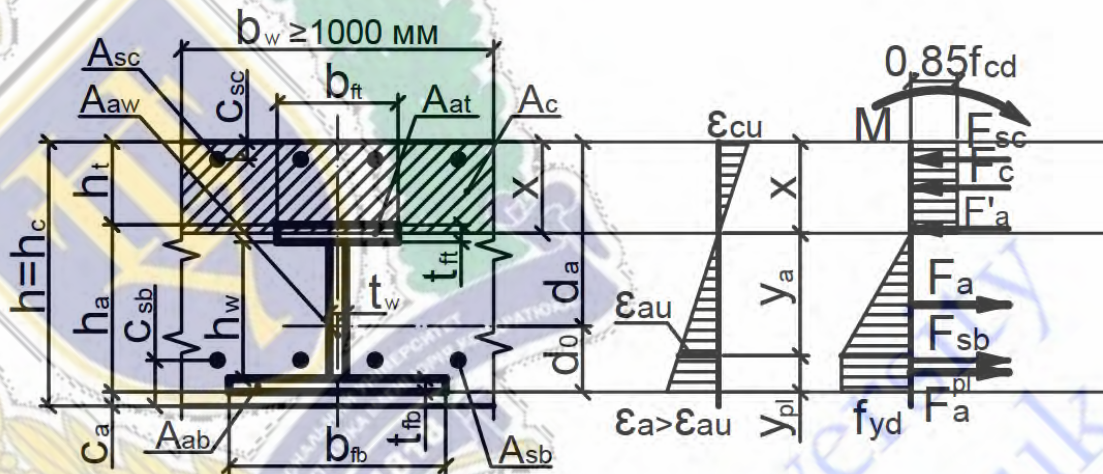


Рисунок 2.13 – Розрахункова схема напружено-деформованого стану перерізу плитного елемента за випадком 2-а (див. рис. 2.10), коли нейтральна вісь проходить через полицю конструктивно приведенного двотаврового сталюого профілю плитного СЗБЕ.

2.3) При не виконанні умови (2.51), коли:

$0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot (h_t + t_{ft}) + f_{sd} \cdot A_{sc} + 2 \cdot f_{yd} \cdot b_{ft} \cdot t_{ft} \geq f_{yd} \cdot A_a + f_{sd} \cdot A_{sb}$  нейтральна горизонтальна вісь елемента перетинає ребро сталюого еквівалентного двотаврового профілю (див. рис. 2.14) і виконується умова (2.55):

$$h_t + t_{ft} < x. \quad (2.55)$$

Тоді висоту стисненої зони бетону ( $x$ ) та розрахунковий вигинальний момент ( $M_{pl\ SRC,b}$ ) в перерізі плитного СЗБЕ, визначаємо за залежностями (2.56) і (2.57):

$$x = \frac{A_a \cdot f_{yd} + A_{sb} \cdot f_{sd} - A_{sc} \cdot f_{sd} - 2 \cdot f_{yd} \times [h_t \cdot t_w + t_{ft} \cdot (t_w - b_{ft}) \cdot t_w]}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w + 2 \cdot f_{yd} \cdot t_w}; \quad (2.56)$$



$$M_{pl\ SRC,b} = f_{cd} \cdot b_w \cdot \frac{x^2}{2} + A_{sc} \cdot f_{sd} \cdot (x - c_{sc}) + A_{sb} \cdot f_{sd} \cdot (h - c_{sb} - x) + \quad (2.57)$$

$$+ f_{yd} \times \left[ b_{ft} \cdot t_{ft} \cdot (h_a - t_{ft}) + \frac{t_w}{2} \cdot ((x - h_t - t_{ft})^2 + (h_w - (x - h_t - t_{ft}))^2) \right];$$

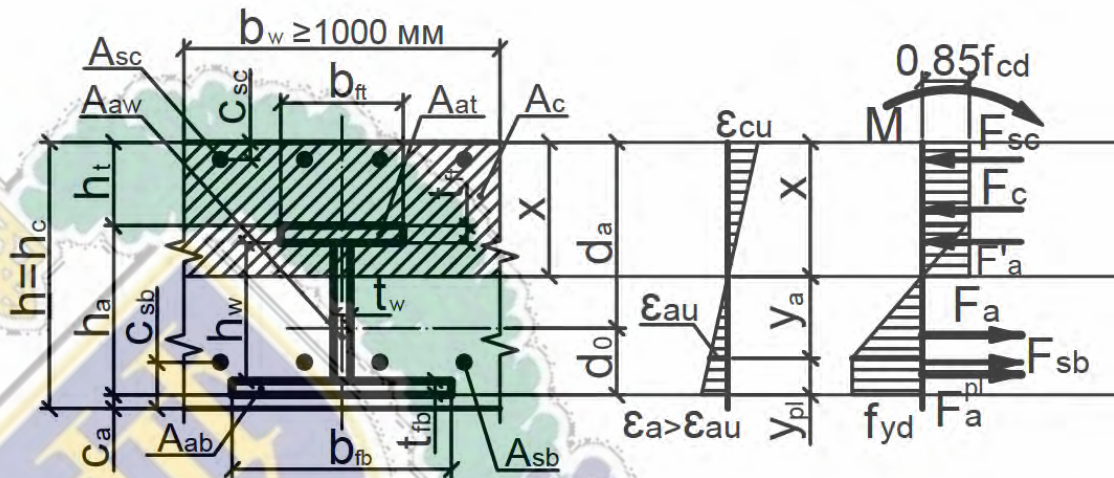


Рисунок 2.14 – Розрахункова схема напружено-деформованого стану перерізу плитного елемента за випадком 3-а (див. рис. 2.10), коли нейтральна вісь елемента перетинає ребро сталевого еквівалентного двотаврового профілю плитного елемента.

3) При виконанні умови  $\alpha_{a\mu} > \alpha_{a\mu_{opt}}$ , поперечний плитний переріз СЗБЕ з жорстким армуванням має пластичний характер руйнування. Розрахунок нормального розрахункового поперечного перерізу плитного СЗБЕ з жорстким армуванням на дію моменту  $M_{SRC,b}$ , при наявності додаткового стержневого армування в верхній стисненій та нижній розтягненій частинах перерізу плитного елемента виконуємо в наступній послідовності.

3.1) Визначаємо схему напружено-деформованого стану (НДС) перерізу та положення нейтральної лінії перерізу, виходячи з виконання умови (2.58):

$$0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot h_t + f_{sd} \cdot A_{sc} \geq 0,5 \cdot f_{yd} \cdot A_a + f_{sd} \cdot A_{sb}; \quad (2.58)$$

При виконанні умови (2.58) нейтральна вісь проходить в перерізі плитного СЗБ елемента, вище конструктивного приведеного двотаврового сталевий перерізу СЗБЕ (див. рис. 2.15) і справджується умова (2.46). Висоту стисненої зони бетону та розрахунковий пластичний момент ( $M_{SRC,b}$ ) в перерізі СЗБЕ визначаємо за залежностями (2.59) і (2.60):

$$x = \frac{0,5 \cdot A_a \cdot f_{yd} + A_{sb} \cdot f_{sd} - A_{sc} \cdot f_{sd}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w} \quad (2.59)$$

$$M_{SRC,b} = A_a \cdot \sigma_y \cdot (d_a - x/2) + A_{sb} \cdot \sigma_{sb} \cdot (h - c_{sb} - x/2) - A_{sc} \cdot \sigma_{sc} \cdot (x/2 - c_{sc}); \quad (2.60)$$

де  $\sigma_{sc}, \sigma_{sb}, \sigma_a$  – напруження в крайньому розтягнутому волокні арматурних стержнів, що розташовуються в стисненій та розтягненій зонах, конструкційному приведеному профілю при досягненні деформацій відповідних значень  $\varepsilon_{sc}, \varepsilon_{sb}, \varepsilon_a$ , які визначаються за залежностями:

$$\varepsilon_a = (\varepsilon_{cu} \cdot (h_a + h_t - x)) / x; \quad (2.61)$$

$$\sigma_a = \varepsilon_a \cdot E_a; \quad (2.62)$$

$$\varepsilon_{sb} = (\varepsilon_{cu} \cdot (h - c_{sb} - x)) / x; \quad (2.63)$$

$$\sigma_{sb} = \varepsilon_{sb} \cdot E_{sb}; \quad (2.64)$$

$$\text{при } x \geq c_{sc}; \quad \varepsilon_{sc} = (\varepsilon_{cu} \cdot (x - c_{sc})) / x \quad (2.65)$$

$$\text{при } x < c_{sc}; \quad \varepsilon_{sc} = (\varepsilon_{cu} \cdot (c_{sc} - x)) / x \quad (2.66)$$

$$\sigma_{sc} = \varepsilon_{sc} \cdot E_{sc}; \quad (2.67)$$

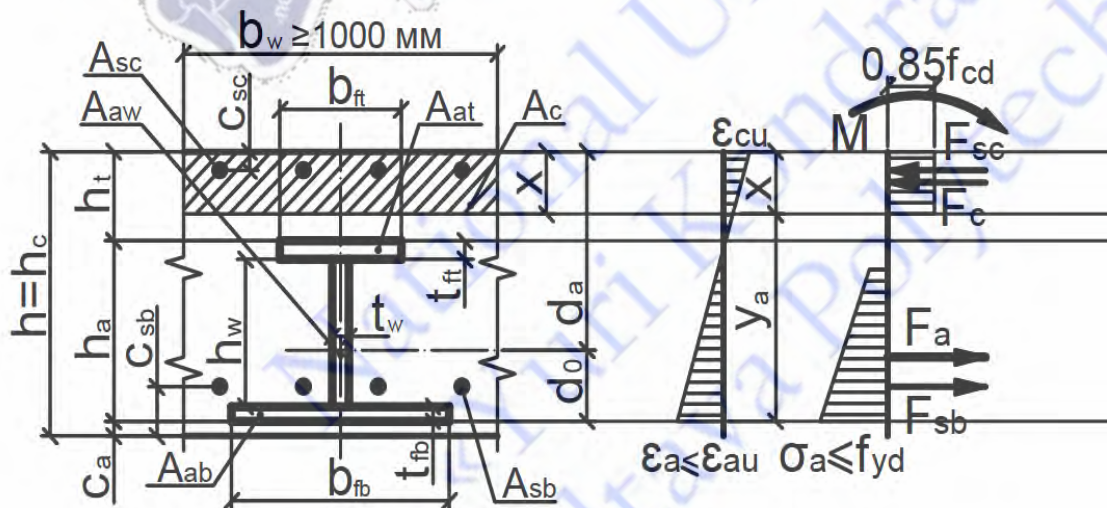


Рисунок 2.15 – Розрахункова схема напружено-деформованого стану перерізу плитного елемента за випадком 1-б,в (див. рис. 2.10), коли нейтральна вісь проходить в перерізі плитного СЗБЕ, вище конструктивного приведенного двотаврового сталюого профілю



3.2) При невиконанні умови (2.58) нейтральна вісь повинна проходити через конструктивний приведений двотавровий сталевий профіль СЗБЕ (див. рис. 2.16). При виконанні умови (2.68) нейтральна вісь проходить через полицю двотаврового профілю та виконується умова (2.52):

$$\begin{aligned} 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot (h_t + t_{ft}) + f_{sd} \cdot A_{sc} + 2 \cdot f_{yd} \cdot b_{ft} \cdot t_{ft} &\geq \\ &\geq 0,5 \cdot f_{yd} \cdot A_a + f_{sd} \cdot A_{sb}; \end{aligned} \quad (2.68)$$

При задоволенні умови (2.68) положення нейтральної вісі ( $x$ ) та руйнівний пластичний момент визначаємо за залежностями (2.69) і (2.70):

$$x = h_t + \frac{0,5 \cdot A_a \cdot f_{yd} + A_{sb} \cdot f_{sd} - A_{sc} \cdot f_{sd} - 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot h_t}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w + f_{yd} \cdot b_{ft}}; \quad (2.69)$$

$$\begin{aligned} M_{SRC,b} = A_a \cdot \sigma_y \cdot (d_a - x/2) + A_{sb} \cdot \sigma_{sd} \times (h - c_{sb} - x/2) - \\ - A_{sc} \cdot \sigma_{sc} \cdot (x/2 - c_{sc}) - \sigma_{yd} \cdot b_{ft} \cdot h_t \times (h_t + t_{ft} - x); \end{aligned} \quad (2.70)$$

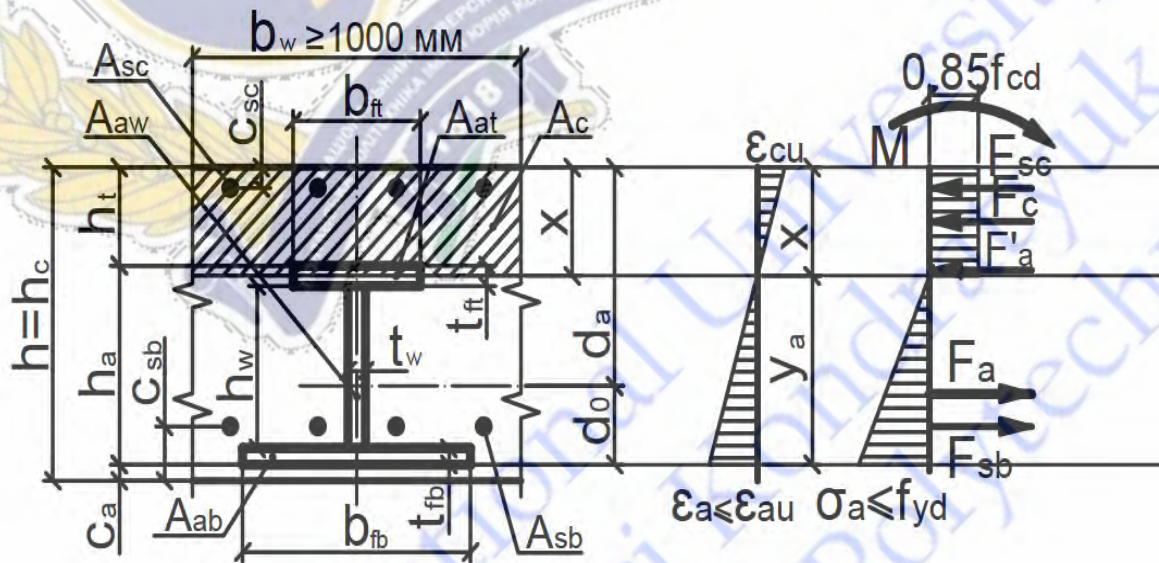


Рисунок 2.16 – Розрахункова схема напружено-деформованого стану перерізу плитного елемента за випадком 2-б,в (див. рис. 2.10), коли нейтральна вісь проходить через полицю конструктивно приведеного двотаврового сталевий профілю плитного СЗБЕ.

3.3) При не виконанні умови (2.68), коли:

$$0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot (h_t + t_{ft}) + f_{sd} \cdot A_{sc} + 2 \cdot f_{yd} \cdot b_{ft} \cdot t_{ft} < 0,5 \cdot f_{yd} \cdot A_a + f_{sd} \cdot A_{sb}$$

нейтральна горизонтальна вісь елемента перетинає ребро сталевий еквівалентного двотавровий профілю (див. рис. 2.17) і виконується умова (2.55):

Висоту стисненої зони бетону ( $x$ ) та розрахунковий вигинальний момент ( $M_{SRC,b}$ ) в перерізі плитного СЗБЕ, в цьому випадку, визначаємо за залежностями (2.71) і (2.72):

$$x = \frac{0,5 \cdot A_a \cdot f_{yd} + A_{sb} \cdot f_{sd} - A_{sc} \cdot f_{sd} - f_{yd} \times [h_t \cdot t_w + t_{ft} \cdot (t_w - b_{ft}) \cdot t_w]}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w + f_{yd} \cdot t_w}; \quad (2.71)$$

$$M_{SRC,b} = f_{cd} \cdot b_w \cdot \frac{x^2}{2} + A_{sc} \cdot \sigma_{sc} \cdot (x - c_{sc}) + A_{sb} \cdot \sigma_{sd} \cdot (h - c_{sb} - x) + \sigma_{yd} \times \left[ b_{ft} \cdot t_{ft} \cdot (h_a - t_{ft}) + \frac{t_w}{2} \cdot ((x - h_t - t_{ft})^2 + (h_w - (x - h_t - t_{ft}))^2) \right]; \quad (2.72)$$

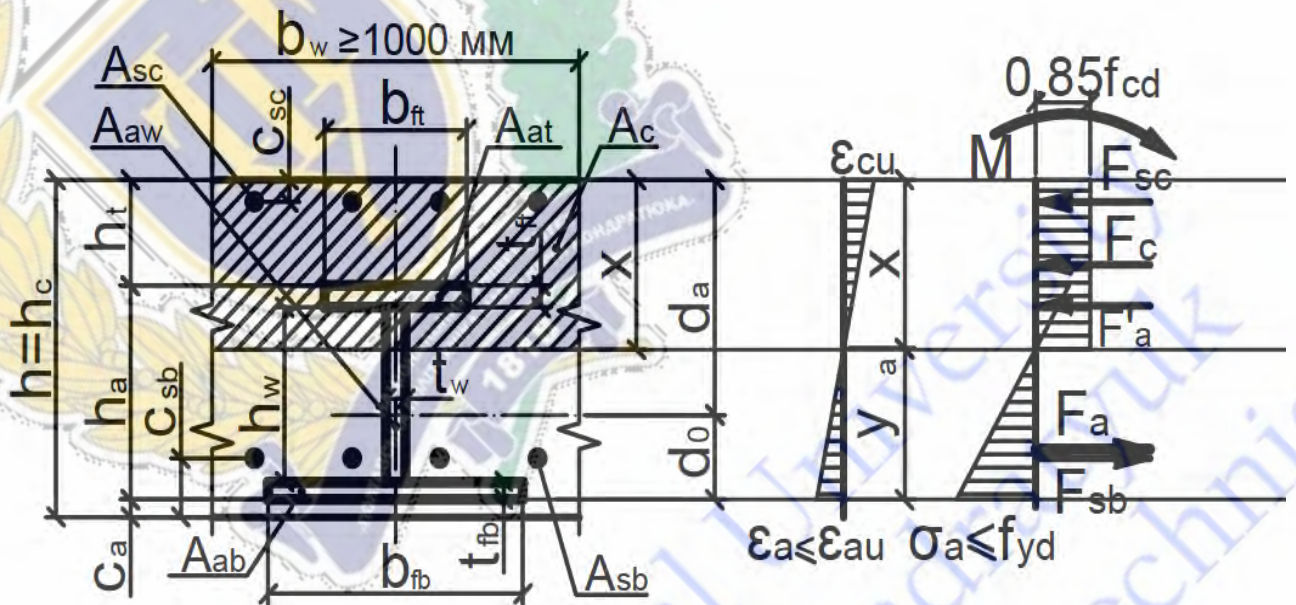


Рисунок 2.17 – Розрахункова схема напружено-деформованого стану перерізу плитного елемента за випадком 3-б,в (див. рис. 2.10), коли нейтральна вісь елемента перетинає ребро сталевго еквівалентного двотаврового профілю плитного елемента.

### 2.3 Міцності на згин сталезалізобетонних балок таврового перерізу з урахуванням НДС їх компонентів

При розробці методики розрахунку міцності перерізів суцільних таврових сталезалізобетонних балок (СЗББ), що армовані конструктивним приведеним сталевим двотавровим профілем (КПСДП), при повному забезпеченні зчеплення їх компонентів в момент руйнування, яке безпосередньо залежить від



напружено-деформованого стану (НДС) їх композитних матеріалів (бетону і конструкційного приведенного сталюого профілю), необхідно було вирішити наступні задачі, які полягали в:

- обґрунтуванні умов застосування деформаційної моделі та граничних критеріїв розрахунку;
- розробці методики розрахунку оптимального перерізу конструктивного приведенного сталюого двотаврового профілю (КПСДП), яким армований нормальний тавровий переріз сталезалізобетонної балки;
- отриманні рішення задач міцності нормального таврового перерізу СЗББ, що згинаються, залежно від НДС бетону і конструкційного приведенного сталюого профілю в момент руйнування.

Методичні основи розрахунку міцності нормального приведенного перерізу суцільних сталезалізобетонних балок (СЗББ) були розроблені на основі розрахункової деформаційної моделі з використанням основних практичних наукових положень вітчизняних науковців Є.М. Бабича [3, 4], А.М. Бамбури [6, 7], А.Я. Барашикова [8, 9], В.С. Дорофєєва [42], В.П. Митрофанова [71-74], Д.В. Кочкарьова [59], А.М. Павлікова [81, 82], С.І. Рогового [87] та закордонних - Джеймса К. Уайта і Джеймса Дж. МакГрегора [151], а також окремих положень діючих вітчизняних і зарубіжних норм і включають в себе рішення задачі підбору перерізу конструкційного приведенного сталюого двотаврового профілю (КПСДП), яка є прямою задачею оптимізаційного проектування.

При розробці методичних основ розрахунку міцності сталезалізобетонних балок на основі деформаційної моделі були частково використані наукові засади із наступних методичних підходів:

- із методичного підходу В.П. Митрофанова, який викладений в роботі [73], щодо застосування деформаційної моделі з екстремальним критерієм міцності залізобетонних елементів, який В.П. Митрофанов використав для удосконалення методик розрахунку міцності стиснених залізобетонних елементів: при формуванні автором граничних критеріїв при вирішенні

задачі по визначенню оптимальної площі армування та перевірці міцності сталезалізобетонних балок;

- із методичного підходу Джеймса Дж. Мак Грегора і Джеймса К. Уайта, який викладений в роботі [151], щодо розрахунку розмірів еквівалентної стисненої зони бетону в перерізі бетонної балки в момент її руйнування чи втрати несучої здатності, який зараз використовується в європейських нормах [115] при розрахунку залізобетонних балкових конструкцій: при визначенні нормального зосередженого зусилля  $F_c$  в стисненій зоні перерізу сталезалізобетонної балки;
- із методичного підходу О.Ф.Льїна, який викладений в роботі [45], щодо положення центра прикладення зосередженого зусилля  $F_c$  в стисненій зоні перерізу залізобетонних балок: при визначенні відстані від крайнього верхнього стисненого волокна стисненої зони перерізу сталезалізобетонної балки до центра прикладення рівнодіючого зосередженого зусилля  $F_c$ .

Основні положення методичного підходу на основі деформаційної моделі, які були використані автором при розробці методик розрахунку міцності сталезалізобетонних балкових конструкцій таврового суцільного перерізу з жорстким армуванням та комбінованих сталезалізобетонних балок і приведені нижче в пп. 2.2 і 2.3, були також використані науковцями В.Ф. Пенсом і Ю.О. Кушнір при розробці методик розрахунку міцності сталезалізобетонних балок прямокутного перерізу з попереднім їх напруженням у вигляді зтяжок [65, 66, 83] та Т.А. Галінською і В.В. Муравльовим при розробці методик розрахунку міцності сталезалізобетонних балок із зовнішнім (виносним) армуванням [26, 80].

**2.3.1.** Задачі перевірки міцності і підбору перерізу КПСДП (жорсткого армування) нормального таврового перерізу суцільних СЗБЕ, що згинається, базуються на наступних критеріях:

- *задача підбору оптимального перерізу  $A_a$  КПСДП, яким армований нормальний переріз таврового СЗББ, вирішується на основі критерію:*

$$A(\varepsilon_{cu}; \varepsilon_{au}) = A_a = \min, \quad (2.73)$$



- задача перевірки міцності нормального таврового перерізу сталезалізобетонних балок базується на критеріях викладених в залежності (2.2)

2.3.2. Для вирішення вище відмічених задач були прийняті наступні передумови розрахунку:

- на граничній стадії деформування розподіл відносних деформацій композитних матеріалів по висоті нормального перерізу СЗБЕ здійснюється за лінійними залежностями (2.3) і (2.4), тобто підтверджується гіпотеза плоских перерізів.
- між бетоном і поверхнею КПСДП існують сили зчеплення, в результаті чого проявляються максимальні композитні властивості СЗБЕ, тобто відносні деформації бетону і КПСДП в стисненій зоні по висоті нормального перерізу і в розтягненій його зоні на ділянках між тріщинами рівні ( $\epsilon_c = \epsilon_a$ ;  $\epsilon_c' = \epsilon_a'$ );
- нормальне зосереджене зусилля ( $F_c$ ) в стисненій зоні бетону перерізу СЗББ, стан якої в момент руйнування описується діаграмою “напруження - відносні деформації” (“ $\sigma_c - \epsilon_c$ ”) (рис. 2.6), визначається за залежністю (2.5).
- відстань від найбільш стисненої фібри бетону в нормальному перерізу СЗББ до осі прикладення його зосередженого зусилля стиснення ( $F_c$ ) визначається за залежністю (2.6), яка була запропонована О.Ф.Ільїним.
- для розрахунку міцності поперечного нормального перерізу СЗБЕ були прийняті спрощені діаграми “напруження - відносні деформації” (“ $\sigma_a - \epsilon_a$ ”) конструкційної сталі (рис. 2.7) відповідно рекомендацій п.6.3.2 [41]. Значення граничних деформацій конструкційної сталі визначаємо відповідно рекомендацій п.6.3.3 [41] за залежністю (2.7)
- розрахунок міцності і оптимальної площі КПСДП нормального таврового перерізу СЗББ здійснюється на основі розрахункової деформаційної моделі з використанням критеріїв появи граничного стану, які викладені в положеннях п.5.6.1.1, п.5.6.1.6 і п.5.6.2.3 ДБН В.2.6-160:2010 [41], і діаграм стану матеріалів (рис. 2.6 і рис. 2.7). Основним критерієм появи граничного стану в нормальному перерізі СЗБЕ є екстремальний критерій досягнення

деформаціями стисненого бетону граничних значень  $\varepsilon_{cu}$ , при якому несуча здатність буде максимальною ( $M_{max}$ ) (див. рис.2.8);

- в п.2.1 роботі був проведений типологічний аналіз різних варіантів армування таврових перерізів сталезалізобетонних балок.

### 2.3.2 Підбір площі (перерізу) раціонального армування сталезалізобетонних балок таврового перерізу, що працюють на згин

Підбір необхідного перерізу КПСДП ( $A_a$ ), яким армується нормальний переріз СЗББ. Метою задачі є визначення оптимального перерізу КПСДП СЗББ, при якому деформації в крайніх верхній (бетонній) і нижній (стальній) фібрах її нормального перерізу одночасно досягають відповідно граничних значень  $\varepsilon_{cu}$  і  $\varepsilon_{su}$ .

В результаті розрахунків були отримані числові залежності між безрозмірними коефіцієнтами співвідношень  $\Delta_\varepsilon$ ,  $\Delta_h$ ,  $\Delta_c$  і добутком  $\alpha_a \mu_{opt}$ . Так значення добутку  $\alpha_a \mu_{opt}$  залежно від величин коефіцієнтів співвідношень  $\Delta_h$  та  $\Delta_\varepsilon$  для нормального приведеного таврового перерізу СЗББ при відсутності захисного шару бетону в його нижній розтягненій зоні, тобто коли  $a=0$  і коефіцієнт  $\Delta_c=0$ , приведені в табл. 2.8. Коригування величини добутку  $\alpha_a \mu_{opt}$  при  $a>0$ ,  $\Delta_c>0$  залежно від висоти захисного шару бетону здійснюється за допомогою коефіцієнта  $k_c$ , який приведений в табл.2.9 за залежністю (2.38):

Підбір перерізу таврового балкового СЗБ елемента і його оптимальне армування в такій послідовності:

– перевірка виконання умови (2.8):  $M_{RC,min} < M \leq M_{RC,b}$ ;

Для балкових елементів таврового перерізу значення  $M_{RC,b}$  та  $M_{RC,min}$  розраховуються за формулами:

$$M_{RC,min} = \alpha \beta k_z f_{cd} b x_{c,min} (h - 0,5 \alpha x_{c,min}); \quad (2.74)$$

$$M_{RC,b} = \alpha \beta k_z f_{cd} b x_{c,b} (h - 0,5 \alpha x_{c,b}); \quad (2.75)$$

де:  $b$  – ширина поперечного перерізу таврового СЗБ елемента;  $h$  – висота поперечного перерізу балкового СЗБ елемента, значення котрої попередньо береться з таблицях 2.7 і 2.10 в залежності від значення сумарного розрахункового навантаження на перекриття



( $g_{k,i}+q_{k,i}$  [кН/м<sup>2</sup>]);  $x_C$  – стиснута зона бетону в розрахунковому перерізі балкового СЗБЕ:

$$x_{C,\min} = \frac{A_{s,\min} f_{sd}}{\alpha \beta k_z f_{cd} b} \geq \frac{200 b d_s}{f_{sd}}; \quad (2.76)$$

$$A_{s,\min} = 3 b d_s \sqrt{f_{cd}} / f_{sd}; \quad (2.77)$$

де:  $d_s$  – відстань від розтягнутої сталевий арматури до крайнього волокна балкового елемента, розраховується за залежністю (2.13);

$$x_{C,b} = \frac{A_{s,b} f_{sd}}{\alpha \beta k_z f_{cd} b} = \frac{h}{k_z} \left( \frac{E_c \varepsilon_{cu}}{E_c \varepsilon_{cu} + f_{sd}} \right); \quad (2.78)$$

$$A_{s,b} = \alpha \beta \frac{k_z f_{cd}}{f_{sd}} \left( \frac{E_c \varepsilon_{cu}}{E_c \varepsilon_{cu} + f_{sd}} \right) b h; \quad (2.79)$$

де:  $f_{cd}$  – розрахункове значення міцності бетону на стиск;  $f_{sd}$  – розрахункове значення межі текучості арматурної сталі;  $c_s$  – товщина бетонного захисного покриття;  $k_z$  – коефіцієнт, що враховує вплив відсотка армування ( $\omega$ ) поперечного перерізу СЗБЕ на міцність бетону на стиск у його стиснутій зоні, значення якого визначається за залежностями: (2.80), (2.17) (2.81)

$$\rho_{s,\min} = \frac{A_{s,\min}}{b d_s} = 3 \frac{\sqrt{f_{cd}}}{f_{sd}} \geq \frac{200}{f_{sd}}; \quad (2.80)$$

$$\rho = \rho_t + \rho_c = \frac{A_{st} + A_{sc}}{b h}; \quad (2.81)$$

При виконанні умови нерівності (2.8), то конструкція проектується як балковий залізобетонний елемент.

При  $M > M_{RC,b}$  балка проектується як сталезалізобетонний елемент у наступній послідовності:

– визначення значення згинального моменту ( $\Delta M$ ), який повинен сприйматися сталевим профілем, котрим армований балковий сталезалізобетонний елемент за залежністю (2.21);

– визначення необхідного моменту інерції ( $I_{a,\text{red}}$ ) та моменту опору ( $W_{a,\text{red}}$ ) сталевий профілю, яким армується сталезалізобетонний плитний елемент за залежністю (2.22);

– визначення за залежністю (2.23) оптимальної висоти ( $h_{a,opt}$ ) еквівалентного сталевого двотаврового профілю, який використовується для армування балкового сталезалізобетонного елемента;

– визначення за залежністю (2.24) значення оптимальної площі ( $A_{a,opt}$ ) еквівалентного сталевого двотаврового профілю, який використовується для армування СЗББ.

– визначення значення висоти та товщини ребра еквівалентного сталевого двотаврового профілю ( $h_w, t_w$ ), котрим армується балкового СЗБ елемента за залежностями (2.25), (2.26), (2.27).

Товщина стінки двотаврового профілю ( $t_w$ ) повинна бути більшою на величину, визначену за формулами (2.26), (2.27).

Визначення моменту інерції поясів ( $I_f$ ) еквівалентного сталевого двотаврового профілю, яким армовано СЗББ, та площу їх поперечного перерізу ( $A_f$ ) за залежностями (2.28) та (2.29):

Ширину полиці верхнього ( $b_{fi}$ ) і нижнього ( $b_{fb}$ ) поясів еквівалентного сталевого двотаврового профілю визначають за залежністю (2.30):

Товщина полиці верхнього ( $t_{fi}$ ) і нижнього ( $t_{fb}$ ) поясів еквівалентного сталевого двотаврового профілю визначається за формулою (2.31):

Перевірка виконання умови нерівності та корегування (за необхідності) оптимальних розмірів еквівалентного сталевого двотаврового профілю ( $h_w, t_w, b_{fb}, t_{fb}, b_{fi}, t_{fi}$ ) виконується за залежністю (2.32):

На підставі отриманих оптимальних розмірів еквівалентного сталевого двотаврового профілю ( $h_w, t_w, b_{fb}, t_{fb}, b_{fi}, t_{fi}$ ) та значень площ поперечного перерізу арматури  $A_{sb}, A_{sc}$  виконуємо проектування поперечного перерізу балкового СЗБ елемента при значеннях товщини захисного шару бетону  $c_a = c_s = 20 \dots 50$  мм.



Таблиця 2.10 – Розміри балки  $b/(h-h_t)$  прямокутного перерізу (без урахування товщини полиці) в залежності від величини повного навантаження

Проліт плити $L, [м]$	Розміри балки $b/(h-h_t)$ [мм] прямокутного перерізу (без урахування товщини полиці) в залежності від величини повного навантаження $g_{k,i} + q_{k,i}$ [кН/м <sup>2</sup> ]													
	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	7,5	10,0	15,0	20,0	25,0
1,5	200/200			200/300				200/350		200/400		300/400		
2,0	200/300			200/350				200/400		300/400				
3,0	200/350				200/400				300/400		300/500			
4,0	200/400						300/400		300/500					
5,0	200/400						300/400		300/500		300/600			
6,0	300/300			300/400				300/600		400/600		500/600		
7,5	300/400						400/600		500/600		600/600			
10,0	400/600			500/600				600/600		600/800		800/800		
12,5	500/600		600/600		600/800			800/800		1000/800				
Повна висота балкового елемента розраховується шляхом додавання товщини плитної ділянки перекриття, значення яких наведено в табл 2.7														

### 2.3.3 Перевірка міцності на згин сталезалізобетонних балок таврового перерізу з урахуванням НДС їх компонентів

#### 2.3.3.1. Рішення задачі: перевірка міцності нормального таврового перерізу СЗББ.

В результаті аналізу та узагальнення найбільш поширених таврових перерізів суцільних СЗББ, які використовуються при проектуванні і улаштуванні балкових прогонних перекриттів і покриттів, було виділено чотири окремі випадки напружено-деформованого стану (НДС) їх таврового перерізу на стадії руйнування чи при граничному стані залежно від положення нейтральної вісі по відношенню до полиці і сталюго профілю, що є жорстким армуванням перерізу (див. рис. 2.18, 2.19):

- випадок “а” (при дії пластичного моменту): коли в крайньому верхньому волокні стиснутої бетонної ділянки перерізу відносні деформації бетону досягають величини граничних деформацій стиску  $\varepsilon_b = \varepsilon_{cu}$ , а в крайньому нижньому волокні, що розтягується, відносні деформації КПСДП змінюються у межах  $\varepsilon_a > \varepsilon_{au}$ , тобто існує зона пластичних деформацій;
- випадок “б” (проміжний): коли відносні деформації бетону досягають величини  $\varepsilon_b = \varepsilon_{cu}$ , а відносні деформації КПСДП - величини  $\varepsilon_a = \varepsilon_{au}$ ;
- випадок “в” (при дії пружного моменту): коли відносні деформації бетону досягають величини  $\varepsilon_b = \varepsilon_{cu}$ , а відносні деформації КПСДП змінюються у межах  $\varepsilon_a < \varepsilon_{au}$ .

Загальні рівняння рівноваги для кожного із випадків НДС нормального таврового перерізу СЗББ становлять:

- у випадках 1а, 2а:

$$M_u = F_c \times z_1 + F_s' \times z_2 + F_a \times z_3 + F_a^{pl} \times z_4 + F_s \times z_5 \quad (2.82)$$

- у випадках 3а, 4а:

$$M_u = F_c \times z_1 + F_s' \times z_2 + F_a' \times z_3 + F_a \times z_4 + F_a^{pl} \times z_5 + F_s \times z_6 \quad (2.83)$$



- у випадках 1-б,в, 2-б,в:

$$M_u = F_c \times z_1 + F_s' \times z_2 + F_a \times z_3 + F_s \times z_4 \quad (2.84)$$

- у випадках 3-б,в, 4-б,в:

$$M_u = F_c \times z_1 + F_s' \times z_2 + F_a' \times z_3 + F_a \times z_4 + F_s \times z_6 \quad (2.85)$$

де  $F_c$ ;  $F_a'$ ;  $F_a$ ;  $F_a^{pl}$ ;  $F_s'$ ;  $F_s$  – сумарні нормальні зусилля в перерізі балок відповідно стиснутої його ділянки бетону, конструкційного сталевого профілю в стисненій та розтягненій його ділянках, які працюють у пружній і пластичній стадіях, та стрижневої арматури у стисненій і розтягненій зонах перерізу СЗББ;  $z_1$ ;  $z_2$ ;  $z_3$ ;  $z_4$ ;  $z_5$ ;  $z_6$  – відстані по вертикалі від зусиль до нейтральної лінії перерізу (див. рис. 2.18, 2.19).

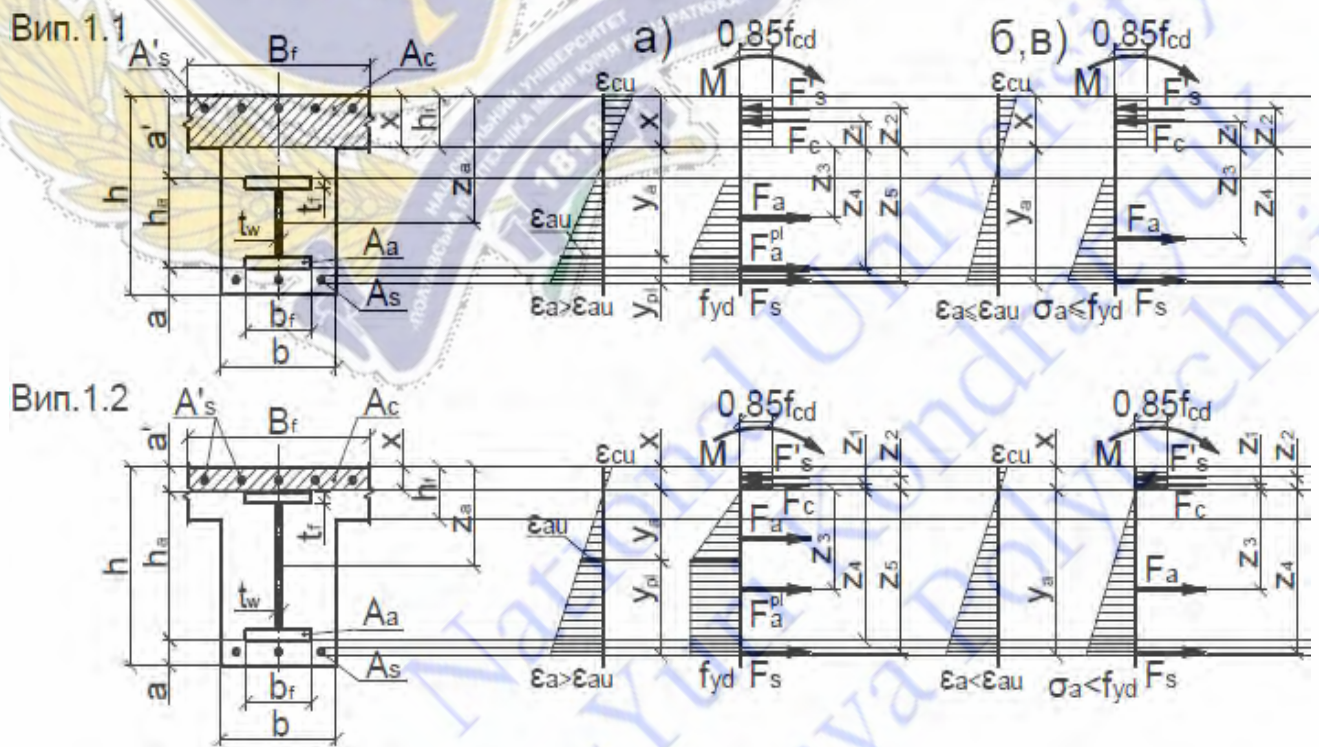


Рисунок 2.18 - Випадки напружено-деформованого стану (НДС) нормального таврового перерізу сталезалізобетонних балок залежно від положення нейтральної вісі.

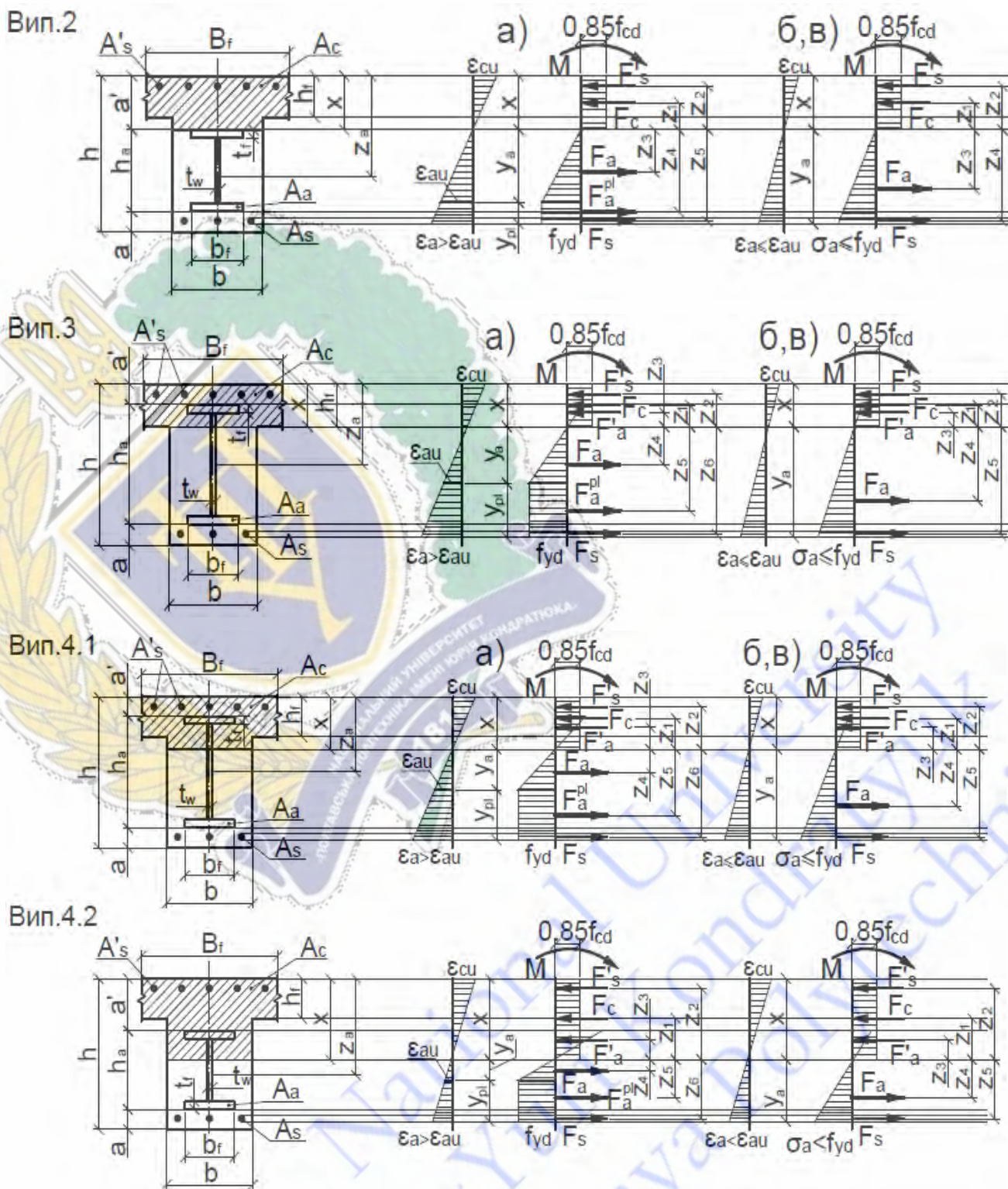


Рисунок 2.19 - Випадки напружено-деформованого стану (НДС) нормального таврового перерізу сталезалізобетонних балок залежно від положення нейтральної вісі.

### 2.3.3.2. Послідовність розрахунку міцності нормального таврового перерізу сталезалізобетонних балок з зчепленням між їх компонентами.

Розрахунок міцності сталезалізобетонних балок на основі деформаційної



моделі, в яких в момент руйнування забезпечене зчеплення між зовнішньою бетонною частиною та конструктивним приведеним сталним двотавровим профілем (випадок III-B, див. табл. 2.1), здійснюємо в наступній послідовності:

1) Визначення випадків напружено-деформованого стану поперечного розрахункового перерізу сталезалізобетонних балок (СЗББ) з жорстким армуванням у момент їх руйнування при дії пластичного моменту  $M_{plRd}$  чи пружного моменту  $M_{Rd}$  за граничними критеріями деформацій в бетоні чи конструкційній сталі при досягненні в перерізі напружень відповідних значень  $0,85f_{cd}$  (в бетоні) та  $f_{yd}$  (в конструкційній сталі) виконуємо за умовою (2.40):  $\alpha_a \mu < \alpha_a \mu_{opt}$ ,

2) При виконанні умови  $\alpha_a \mu < \alpha_a \mu_{opt}$  поперечний переріз СЗББ з жорстким армуванням має пластичний характер руйнування. Розрахунок поперечного перерізу СЗББ з жорстким армуванням на дію пластичного моменту  $M_{plRd}$ , при наявності додаткового стержневого армування виконуємо в наступній послідовності:

2.1) Визначаємо схему напружено-деформованого стану (НДС) перерізу та положення нейтральної лінії перерізу, виходячи з виконання умов (2.86) і (2.87):

$$a' \leq h_f, \quad (2.86)$$

де  $h_f$  – висота бетонної верхньої полиці перерізу СЗББ;

$$0,85 \cdot f_{cd} \cdot B_f \cdot a' + f'_{sd} \cdot A'_s \geq f_{yd} \cdot A_a + f_{sd} \cdot A_s, \quad (2.87)$$

де  $f_{cd}$ ,  $f_{yd}$ ,  $f'_{sd}$ ,  $f_{sd}$  – розрахункові значення відповідно міцності бетону на стиск, характеристичного опору конструкційної сталі на границі текучості, характеристичного опору арматурної сталі на границі текучості, що розташовується відповідно в стисненій та розтягненій зонах перерізу;  $A_a$ ,  $A_c$ ,  $A'_s$ ,  $A_s$  – площі поперечних перерізів відповідно конструкційної сталі профілю, бетону та стержневої арматури, що розташована в стисненій та розтягненій зонах перерізу;  $B_f$  – величина ширини бетонної полиці балки (див. рис. 2.20);

При виконанні умов (2.86) і (2.87):  $a' \leq h_f$  та

$0,85 \cdot f_c \cdot B_f \cdot a' + f_s' \cdot A_s' \geq f_y \cdot A_a + f_s \cdot A_s$ , нейтральна вісь проходить в межах висоти бетонної полиці вище конструктивного приведеного двотаврового сталю перерізу СЗББ. Висоту стисненої зони бетону та розрахунковий вигинальний момент ( $M_{plRb}$ ) в перерізі СЗББ визначаємо за залежностями (2.88) і (2.89):

$$x = (A_a \cdot f_y + f_s \cdot A_s - f_s' \cdot A_s') / (0,85 \cdot f_c \cdot B_f) \quad (2.88)$$

$$M_{plRb} = A_a \cdot f_{yd} \cdot (z_a - x/2) + f_{sd} \cdot A_s \cdot (h - a_s - x/2) - f_{sd}' \cdot A_s' \cdot (x/2 - a_s') \quad (2.89)$$

де  $a_s'$ ,  $a_s$  – висота захисного шару бетону балки, відповідно від верхньої і нижньої її граней до поздовжньої стержневої арматури, яка розташовується відповідно в верхній та нижній частинах перерізу;  $z_a$  – величина (див. рис. 2.20), що визначається за залежністю (2.90):

$$z_a = a' + h_a/2 \quad (2.90)$$

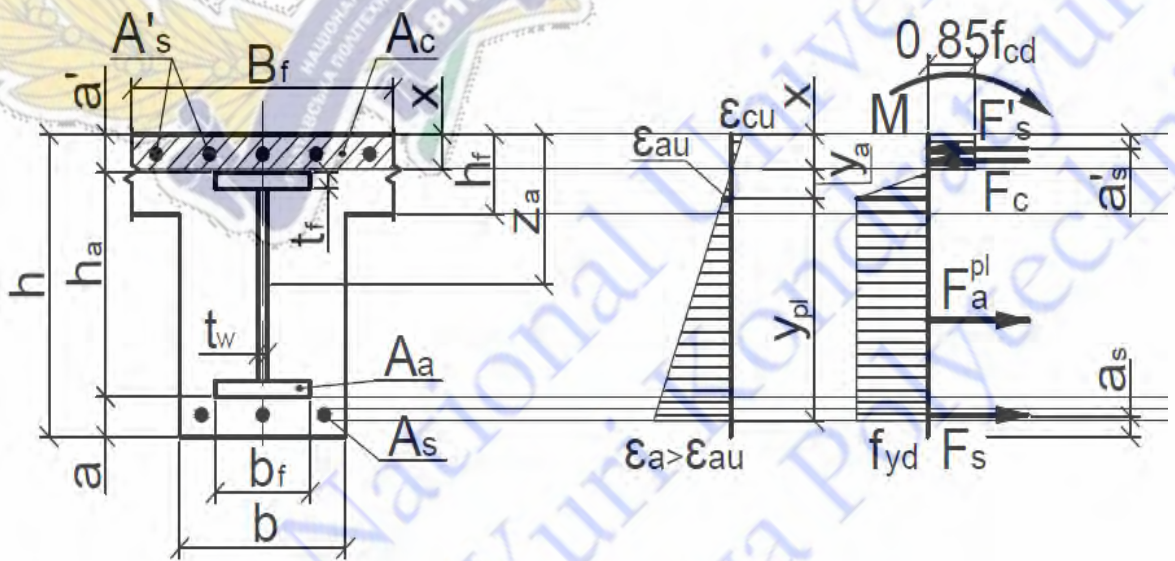


Рисунок 2.20 – Розрахункова схема напружено-деформованого стану перерізу балки за випадком 1.2-а (див. рис. 2.18), коли нейтральна вісь проходить в межах висоти верхньої бетонної полиці вище конструктивного приведеного двотаврового сталю перерізу СЗББ

2.2) При умові  $a' \leq h_f$  та невиконанні умови (2.87) нейтральна вісь повинна проходити в межах висоти бетонної полиці через конструктивний приведений двотавровий сталю перерізу СЗББ (див. рис. 2.21), якщо буде виконуватися



умова (2.91):

$$0,85 \cdot f_{cd} \cdot B_f \cdot h_f + f'_{sd} \cdot A'_s + 2 \cdot f_{yd} [t_f \cdot b_f + (h_f - a' - t_f) \cdot t_w] \geq f_{yd} \cdot A_a + f_{sd} \cdot A_s, \quad (2.91)$$

де  $t_f, t_w$  – висота полиці та товщина ребра конструкційного приведенного двотаврового сталюого перерізу СЗББ.

При задоволенні умови (2.91) положення нейтральної вісі ( $x$ ) та руйнівний пластичний момент визначаємо за залежностями (2.92) і (2.93):

$$x = (A_a \cdot f_{yd} + f_{sd} \cdot A_s - f'_{sd} \cdot A'_s - 2 \cdot f_{yd} [t_f \cdot b_f + (h_f - a' - t_f) \cdot t_w]) / (0,85 \cdot f_{cd} \cdot B_f) \quad (2.92)$$

$$M_{plRb} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot B_f \cdot \frac{x^2}{2} + f_{yd} \cdot [W_{pl} + (z_a - x)^2] + f_{sd} \cdot A_s \cdot (h - a_s - x) + f'_{sd} \cdot A'_s \cdot (x - a'_s), \quad (2.93)$$

де  $W_{pl}$  – пластичний момент опору конструкційного приведенного двотаврового профілю:  $W_{pl} = 1,15 \cdot W_x$ .

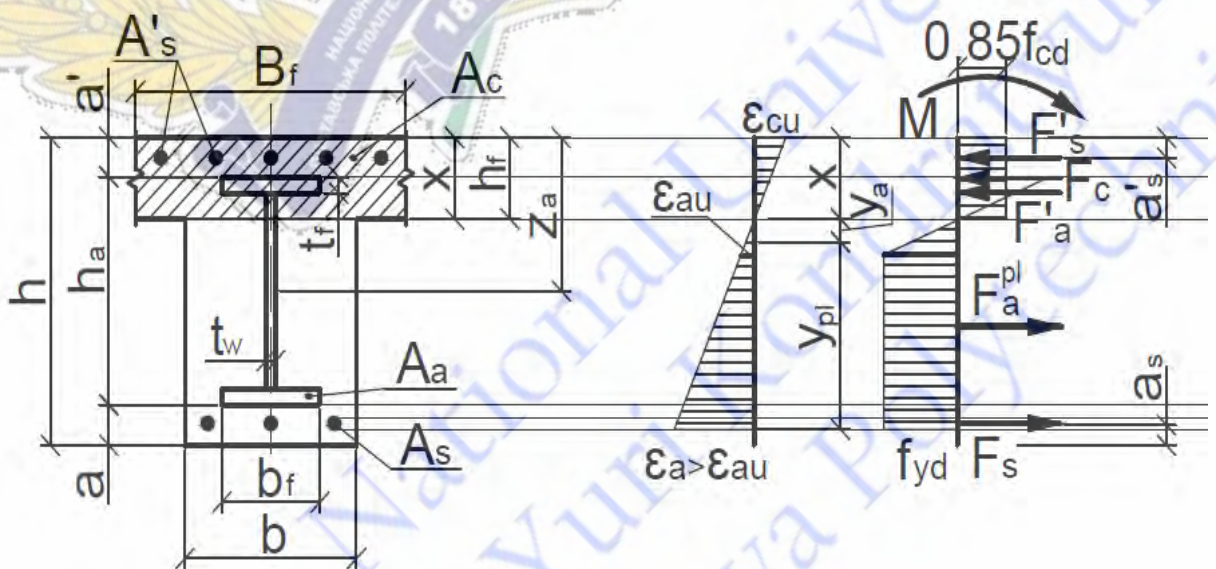


Рисунок 2.21 – Розрахункова схема напружено-деформованого стану перерізу балки за випадком 3-а (див. рис. 2.19), коли нейтральна вісь проходить в межах висоти верхньої бетонної полиці через конструктивний приведенний двотавровий сталюий переріз СЗББ.

2.3) При  $a' \leq h_f$  та не виконанні умови (2.91), коли:

$$0,85 \cdot f_{cd} \cdot B_f \cdot h_f + f'_{sd} \cdot A'_s + 2 \cdot f_{yd} [t_f \cdot b_f + (h_f - a' - t_f) \cdot t_w] < f_{yd} \cdot A_a + f_{sd} \cdot A_s$$

нейтральна вісь проходить в ребрі таврового перерізу балки, нижче висоти верхньої бетонної полиці і перетинає конструкційний приведений двотавровий сталевий профіль СЗББ (див. рис. 2.22). Висоту стисненої зони бетону ( $x$ ) та розрахунковий вигинальний момент ( $M_{plRb}$ ) в перерізі СЗББ, в цьому випадку, визначаємо за залежностями (2.94) і (2.92):

$$x = (A_a \cdot f_{yd} + f_{sd} \cdot A_s - f_{sd}' \cdot A_s' + 2 \cdot f_{yd} [t_w \cdot a' + t_f \cdot (t_w - b_f) \cdot t_w]) / (0,85 \cdot f_{cd} \cdot B_f + 2 \cdot f_{yd} \cdot t_w) \quad (2.94)$$

$$M_{plRb} = \left[ (B_f - b) \cdot h_f \cdot \left( x - \frac{h_f}{2} \right) + b \cdot \frac{x^2}{2} \right] \cdot 0,85 \cdot f_{cd} + f_{yd} \cdot [W_{pl} + (z_a - x)^2] + f_{sd} \cdot A_s \cdot (h - a_s - x) + f_{sd}' \cdot A_s' \cdot (x - a_s') \quad (2.95)$$

де  $a_s'$ ,  $a_s$  – висота захисного шару бетону від верхньої та нижньої граней перерізу балки до перерізу стержневої арматури, яка розташована відповідно в верхній стисненій та нижній розтягненій частинах перерізу.

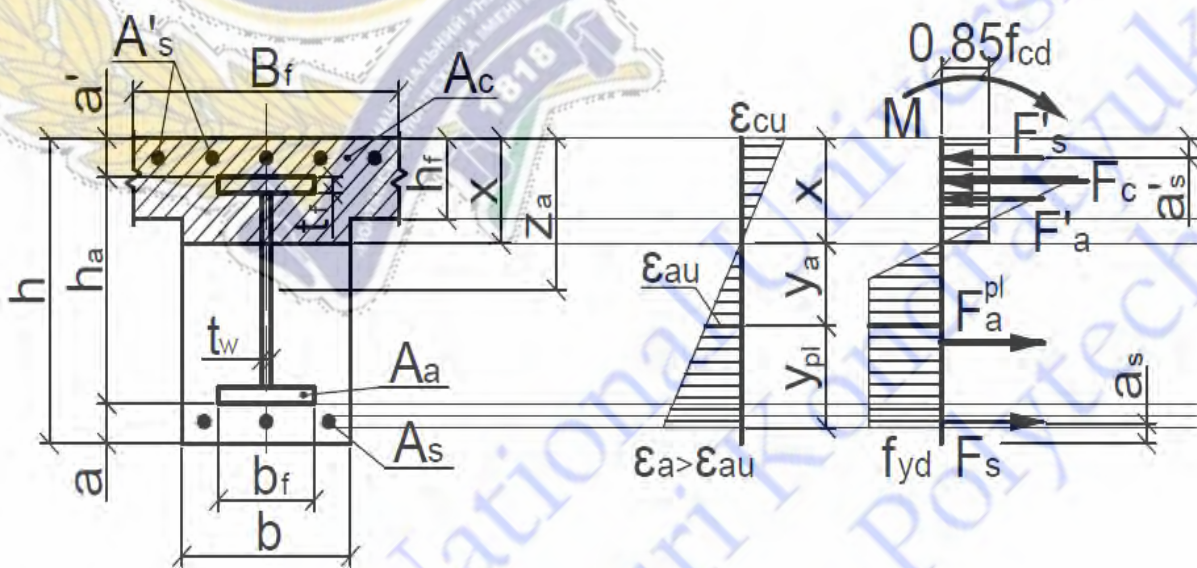


Рисунок 2.22 – Розрахункова схема напружено-деформованого стану перерізу балки за випадком 4.1-а (див. рис. 2.19), коли нейтральна вісь проходить в ребрі нижче висоти верхньої бетонної полиці та перетинає переріз конструкційного приведенного двотаврового профілю балки.

2.4) Визначаємо схему напружено-деформованого стану (НДС) перерізу та положення нейтральної лінії перерізу, виходячи з виконання умов (2.96) і (2.97):



$$a' > h_f, \quad (2.96)$$

де  $h_f$  – висота бетонної верхньої полиці перерізу СЗББ;

$$0,85 \cdot f_{cd} \cdot B_f \cdot h_f + f'_{sd} \cdot A'_s \geq f_{yd} \cdot A_a + f_{sd} \cdot A_s, \quad (2.97)$$

При виконанні умов (2.96) і (2.97):

$$a' > h_f \text{ та } 0,85 \cdot f_{cd} \cdot B_f \cdot h_f + f'_{sd} \cdot A'_s \geq f_{yd} \cdot A_a + f_{sd} \cdot A_s$$

нейтральна вісь проходить в межах висоти бетонної полиці вище конструкційного приведеного двотаврового сталюого перерізу СЗББ (див. рис. 2.23). Висоту стисненої зони бетону ( $x$ ) та розрахунковий вигинальний момент ( $M_{plRb}$ ) в перерізі СЗББ визначаємо відповідно за формулами (2.95) і (2.96).

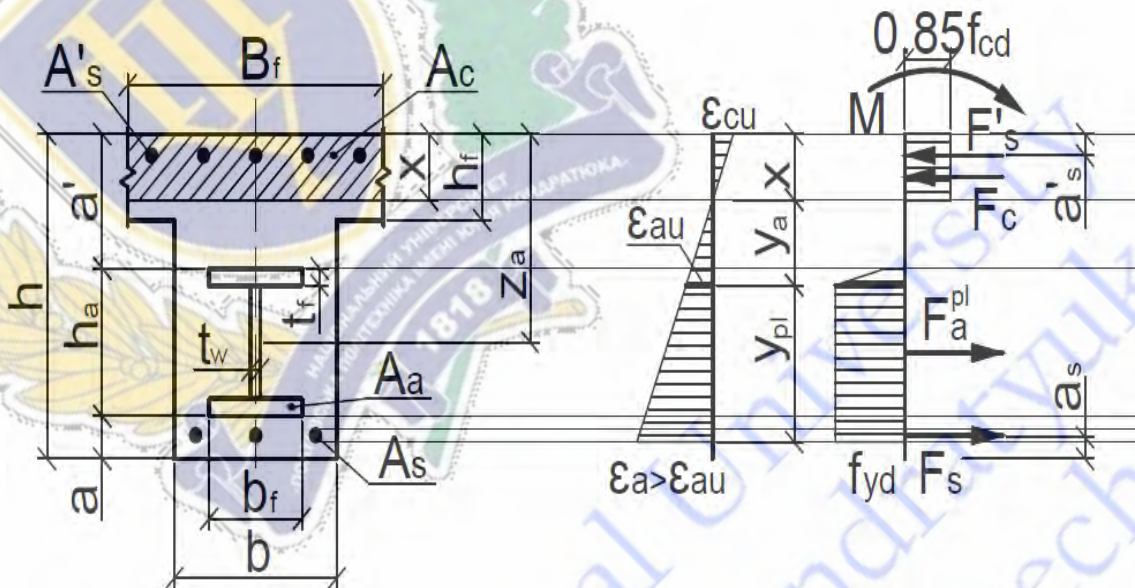


Рисунок 2.23 – Розрахункова схема напружено-деформованого стану перерізу балки за випадком 1.1-а (див. рис. 2.18), коли нейтральна вісь проходить в межах висоти верхньої бетонної полиці вище конструкційного приведеного двотаврового сталюого профілю СЗББ.

2.5) При умові  $a' > h_f$  та виконанні умови (2.9) нейтральна вісь проходить в ребрі таврового перерізу балки, нижче бетонної полиці та не перетинає переріз конструкційного приведеного двотаврового сталюого профілю СЗББ (див. рис. 2.31), що визначається за наступною залежністю:

$$0,85 \cdot f_{cd} \cdot [B_f \cdot h_f + b \cdot (a' - h_f)] + f'_{sd} \cdot A'_s \geq f_{yd} \cdot A_a + f_{sd} \cdot A_s \quad (2.98)$$

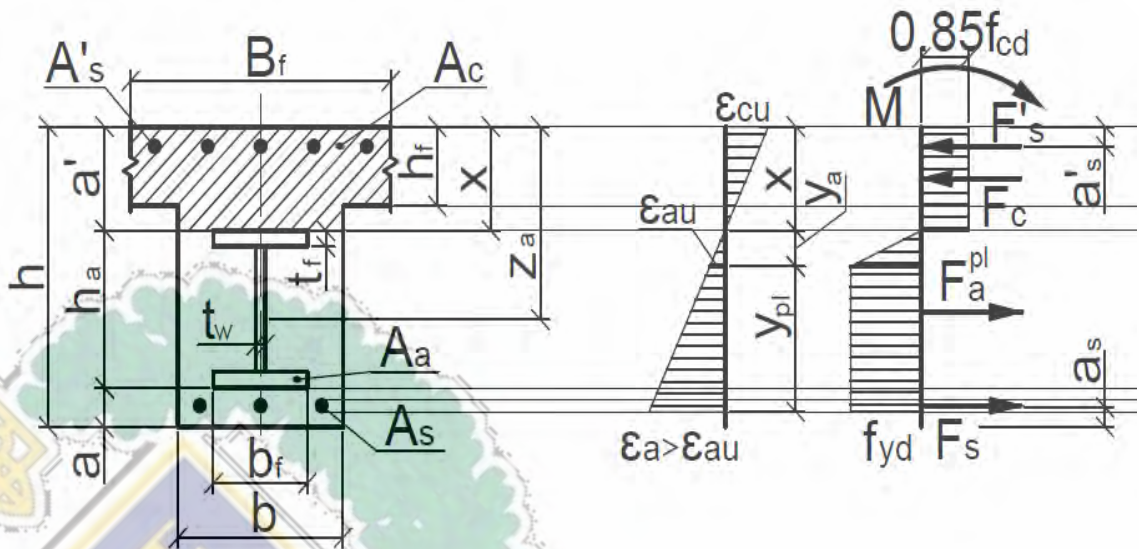


Рисунок 2.24. – Розрахункова схема напружено-деформованого стану перерізу балки за випадком 2-а (див. рис. 2.19), коли нейтральна вісь проходить нижче верхньої бетонної полиці, при цьому вище конструктивного приведенного двотаврового сталюого профілю СЗББ

Положення нейтральної вісі ( $x$ ) та руйнівний пластичний момент знаходимо за залежностями (2.99) і (2.100):

$$x = \frac{(A_a \cdot f_{yd} + f_{sd} \cdot A_s - f'_{sd} \cdot A'_s - 0,85 \cdot f_{cd} \cdot B_f \cdot h_f)}{(0,85 \cdot f_{cd} \cdot B_f) + h_f} \quad (2.99)$$

$$M_{plRb} = A_a \cdot f_{yd} \cdot (z_a - y_c^B) + f_{sd} \cdot A_s \cdot (h - a_s - x/2) - f'_{sd} \cdot A'_s \cdot (x/2 - a'_s), \quad (2.100)$$

$t_w$ ,  $t_f$  – висота полиці і товщина ребра конструкційного приведенного двотаврового сталюого профілю СЗББ;

$y_c^B$  – величина, що визначається за залежністю:

$$y_c^B = \frac{(B_f - b) \cdot (h_f^2/2) + b \cdot x^2/2}{(B_f - b) \cdot h_f + b \cdot x} \quad (2.101)$$

2.6) При величині  $a' > h_f$  та не задоволені умови (2.97), коли:

$$0,85 \cdot f_{cd} \cdot [B_f \cdot h_f + b \cdot (a' - h_f)] + f'_{sd} \cdot A'_s < f_{yd} \cdot A_a + f_{sd} \cdot A_s,$$

нейтральна вісь проходить в ребрі нижче верхньої бетонної полиці через переріз конструкційного приведенного двотаврового сталюого профілю СЗББ (див. рис. 2.25). Висоту стисненої зони бетону ( $x$ ) та розрахунковий вигинальний



момент ( $M_{plRb}$ ) в перерізі СЗББ в цьому випадку визначаємо відповідно за формулами (2.94), (2.95)

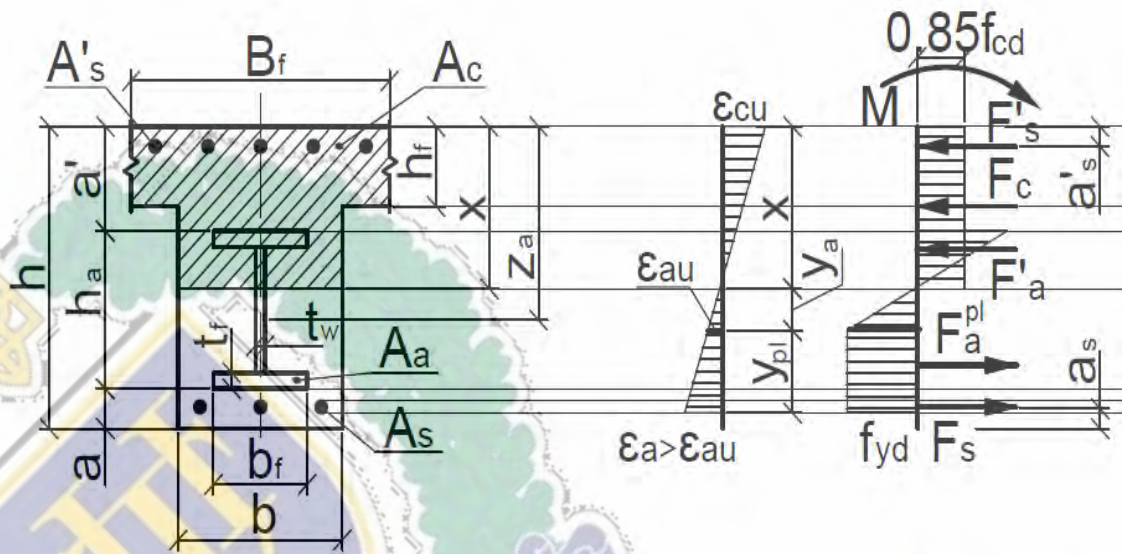


Рисунок 2.25 – Розрахункова схема напружено-деформованого стану перерізу балки за випадком 4.2-а (див. рис. 2.19), коли нейтральна вісь проходить в нижче висоти верхньої бетонної полиці через конструкційний приведений двотавровий сталевий профіль СЗББ.

3) При виконанні умови  $\alpha_{a\mu} > \alpha_{a\mu_{opt}}$ , поперечний тавровий переріз СЗББ з жорстким армуванням має пружний характер руйнування. Розрахунок нормального розрахункового поперечного перерізу СЗББ з жорстким армуванням на дію пружного моменту  $M_{Rdb}$  при наявності додаткового стержневого армування в верхній стисненій та нижній розтягненій частинах перерізу балки виконуємо в наступній послідовності.

3.1) При умові  $a' \leq h_f$  та виконанні умови (2.102):

$$0,85 \cdot f_c \cdot B_f \cdot a' + f'_s \cdot A'_s \geq 0,5 \cdot f_y \cdot A_a + f_s \cdot A_s, \quad (2.102)$$

нейтральна вісь проходить в межах висоти бетонного захисного шару ( $a'$ ) в полиці та вище конструкційного приведенного двотаврового сталевий профілю СЗББ (див. рис. 2.26).

Висоту стисненої зони бетону ( $x$ ) для даного випадку визначаємо за формулою (2.103), тоді як розрахунковий вигинальний момент ( $M_{Rb}$ ) в перерізі СЗББ - за залежністю (2.104):

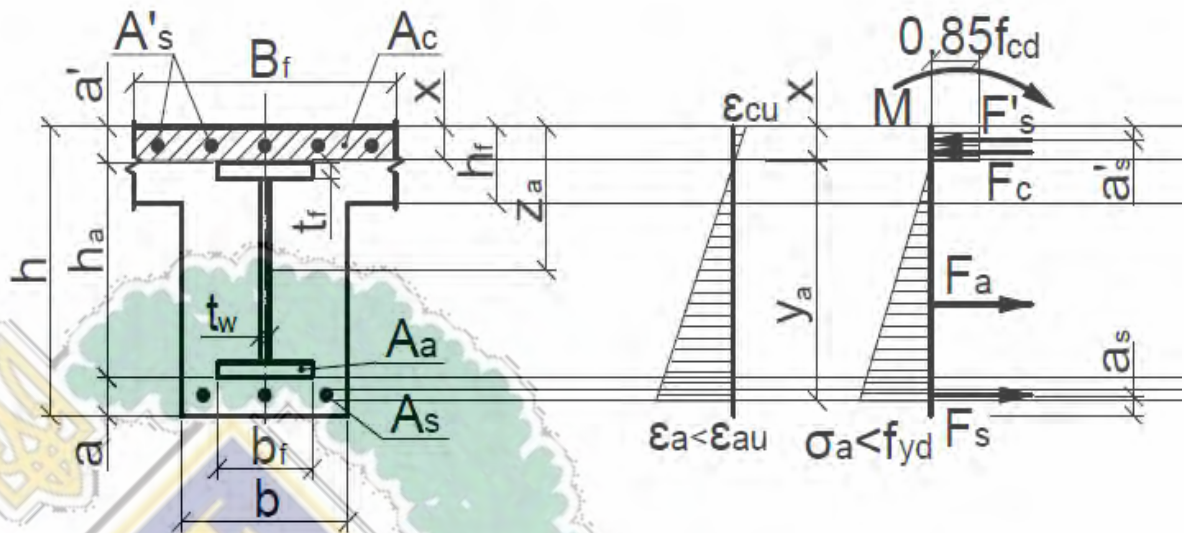


Рисунок 2.26 – Розрахункова схема напружено-деформованого стану перерізу балки за випадком 1.1-б,в (див. рис. 2.18), коли нейтральна вісь проходить в межах висоти верхньої бетонної полиці вище конструктивного приведеного двотаврового сталевго перерізу СЗББ

$$x = (0,5 \cdot A_a \cdot f_{yd} + f_{sd} \cdot A_s - f'_{sd} \cdot A'_s) / (0,85 \cdot f_{cd} \cdot B_f) \quad (2.103)$$

$$M_{Rb} = 0,5 \cdot [A_a \cdot \sigma_a \cdot (z_a - x/2) + \sigma_s \cdot A_s \cdot (h - a_s - x/2) - \sigma'_s \cdot A'_s \cdot (x/2 - a'_s)], \quad (2.104)$$

де  $\sigma'_s, \sigma_s, \sigma_a$  – напруження в крайньому розтягнутому волокні арматурних стержнів, що розташовуються в стисненій та розтягненій зонах, конструкційному приведенному профілю при досягненні деформацій відповідних значень  $\varepsilon'_s, \varepsilon_s, \varepsilon_a$ , які визначаються за залежностями:

$$\varepsilon_a = (\varepsilon_{cu} \cdot (h_a + a' - x)) / x; \quad (2.105)$$

$$\sigma_a = \varepsilon_a \cdot E_a; \quad (2.106)$$

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{cu} \cdot (h - a_s - x)) / x; \quad (2.107)$$

$$\sigma_s = \varepsilon_s \cdot E_s; \quad (2.108)$$

$$\text{при } x \geq a_s; \quad \varepsilon'_s = (\varepsilon_{cu} \cdot (x - a'_s)) / x; \quad (2.109)$$

$$\text{при } x < a_s; \quad \varepsilon'_s = (\varepsilon_{cu} \cdot (a'_s - x)) / x; \quad (2.110)$$

$$\sigma'_s = \varepsilon'_s \cdot E'_s. \quad (2.111)$$

3.2) При умові  $a' \leq h_f$  та задоволенні умови (2.112):



$$0,85 \cdot f_{cd} \cdot B_f \cdot h_f + f'_{sd} \cdot A'_s + 2 \cdot f_{yd} [t_f \cdot b_f + (h_f - a' - t_f) \cdot t_w] \geq 0,5 \cdot f_{yd} \cdot A_a + f_{sd} \cdot A_s, \quad (2.112)$$

нейтральна вісь проходить в межах висоти бетонної полиці через конструкційний приведений двотавровий сталевий профіль СЗББ (див. рис. 2.27).

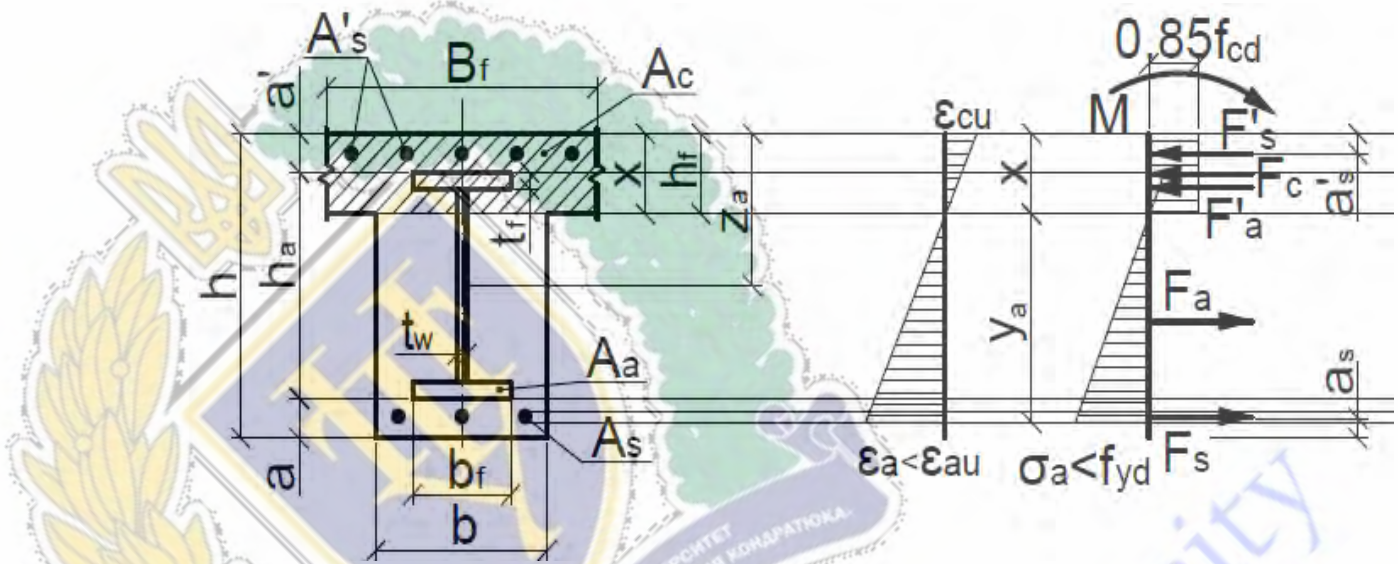


Рисунок 2.27 – Розрахункова схема напружено-деформованого стану перерізу балки за випадком 3-б,в (див. рис. 2.19), коли нейтральна вісь проходить в межах висоти верхньої бетонної полиці таврового перерізу СЗББ через конструкційний приведений двотавровий сталевий профіль.

Висоту стисненої зони бетону ( $x$ ) в даному випадку визначаємо за формулою (2.113), тоді як розрахунковий вигинальний пружний момент ( $M_{Rb}$ ) в перерізі СЗББ визначаємо за залежністю (2.114):

$$x = (0,5 \cdot A_a \cdot f_{yd} + f_{sd} \cdot A_s - f'_{sd} \cdot A'_s - 2 \cdot f_{yd} [t_f \cdot b_f + (h_f - a' - t_f) \cdot t_w]) / (0,85 \cdot f_{cd} \cdot B_f) \quad (2.113)$$

$$M_{Rb} = 0,85 \cdot \sigma_a \cdot B_f \cdot \frac{x^2}{2} + 0,5 \cdot [\sigma_y \cdot [W_{pl} + (z_a - x)^2] + \sigma_s \cdot A_s \cdot (h - a_s - x) + \sigma'_s \cdot A'_s \cdot (x - a'_s)] \quad (2.114)$$

3.3. При  $a' \leq h_f$  та не виконані умови (2.118), коли:

$0,85 \cdot f_{cd} \cdot B_f \cdot h_f + f'_{sd} \cdot A'_s + 2 \cdot f_{yd} [t_f \cdot b_f + (h_f - a' - t_f) \cdot t_w] < 0,5 \cdot f_{yd} A_a + f_{sd} A_s$  нейтральна вісь проходить нижче висоти верхньої бетонної полиці та перетинає конструкційний приведений двотавровий сталевий профіль СЗББ (див. рис. 2.28)

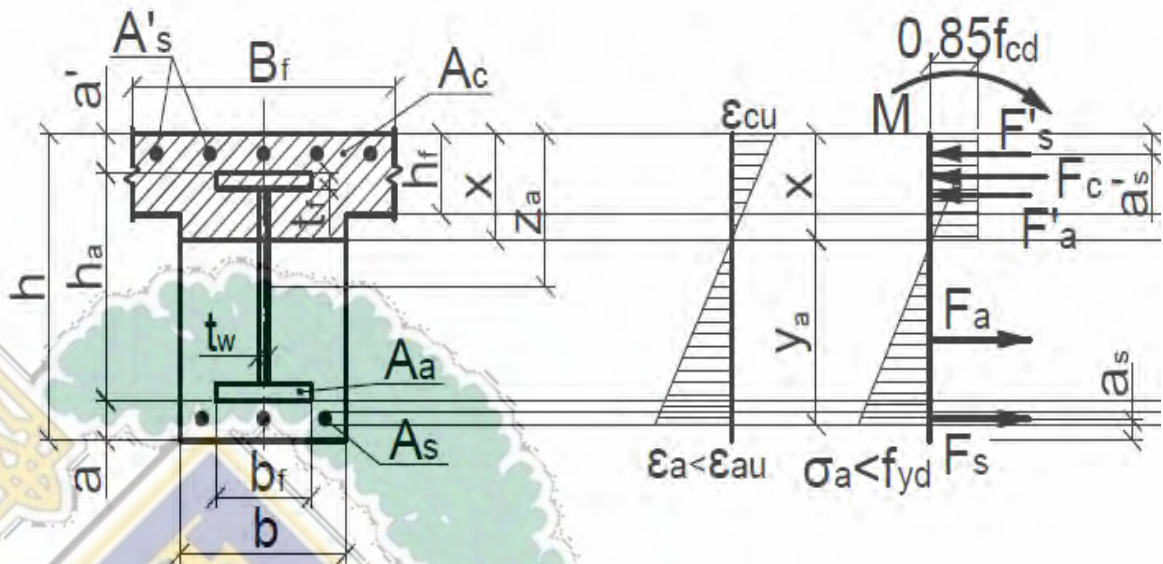


Рисунок 2.28 – Розрахункова схема напружено-деформованого стану перерізу балки за випадком 4.1-б,в (див. рис. 2.19), коли нейтральна вісь проходить в ребрі таврового перерізу балки, нижче висоти верхньої бетонної полиці та перетинає конструкційних двотавровий приведений профіль.

Висоту стисненої зони бетону ( $x$ ) для даного випадку визначаємо за формулою (2.115), тоді як розрахунковий вигинальний пружний момент ( $M_{Rb}$ ) в розрахунковому нормальному перерізі СЗББ визначаємо за залежністю (2.116):

$$x = (0,5 \cdot A_a \cdot f_{yd} + f_{sd} \cdot A_s - f'_{sd} \cdot A'_s + 2 \cdot f_{yd} [t_w \cdot a' + t_f \cdot (t_w - b_f) \cdot t_w]) / (0,85 \cdot f_{cd} \cdot B_f + 2 \cdot f_{yd} \cdot t_w) \quad (2.115)$$

$$M_{Rb} = \left[ (B_f - b) \cdot h_f \cdot \left( x - \frac{h_f}{2} \right) + b \cdot \frac{x^2}{2} \right] \cdot 0,85 \cdot f_{cd} + 0,5 \cdot [\sigma_y \cdot [W_{pl} + (z_a - x)^2] + \sigma_s \cdot A_s \cdot (h - a_s - x) + \sigma'_s \cdot A'_s \cdot (x - a'_s)] \quad (2.116)$$

3.4) При умові  $a' > h_f$  та виконанні умови (2.117), коли:

$$0,85 \cdot f_{cd} \cdot B_f \cdot h_f + f'_{sd} \cdot A'_s \geq 0,5 \cdot f_{yd} \cdot A_a + f_{sd} \cdot A_s, \quad (2.117)$$

нейтральна вісь проходить в межах висоти бетонної полиці вище конструктивного приведенного двотаврового сталюого перерізу СЗББ (див. рис. 2.29).



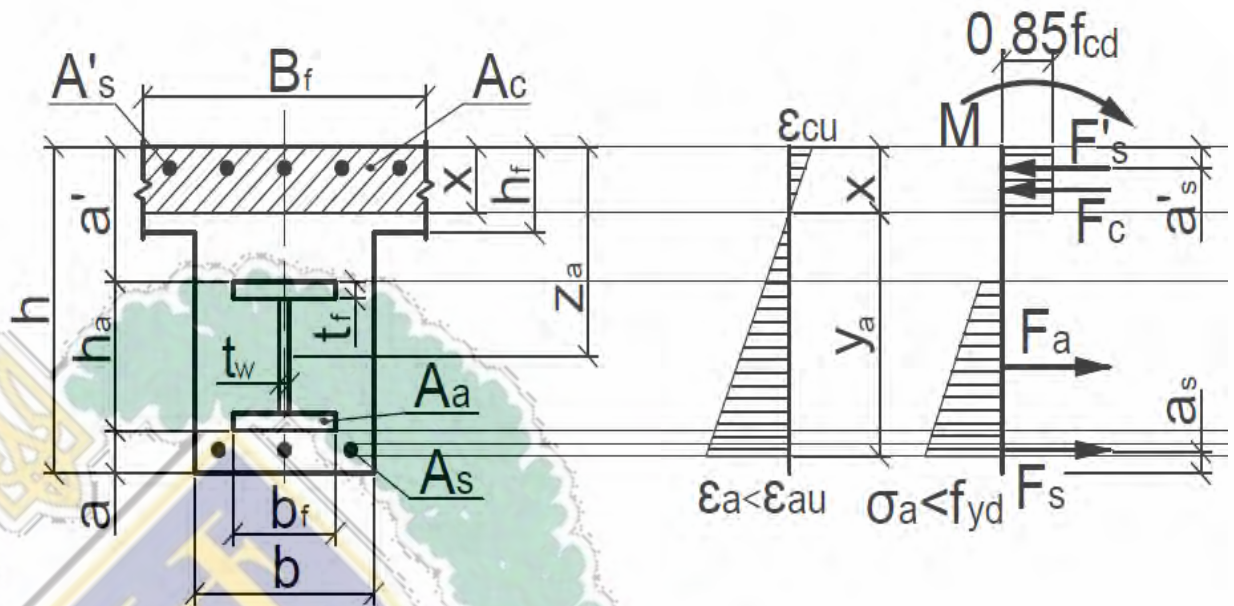


Рисунок 2.29 – Розрахункова схема напружено-деформованого стану перерізу балки за випадком 1.1-б,в (див. рис. 2.18), коли нейтральна вісь проходить в межах висоти верхньої бетонної полиці вище конструкційного приведеного двотаврового сталюого профілю СЗББ

Висоту стисненої зони бетону ( $x$ ) та розрахунковий вигинальний пружний момент ( $M_{Rb}$ ) в перерізі СЗББ для даного випадку визначаємо відповідно за формулами (2.103) і (2.104).

3.5) При умові  $a' > h_f$  та виконанні умови (2.118), коли:

$$0,85 \cdot f_{cd} \cdot [B_f \cdot h_f + b \cdot (a' - h_f)] + f'_{sd} \cdot A'_s \geq 0,5 \cdot f_{yd} \cdot A_a + f_{sd} \cdot A_s, \quad (2.118)$$

то нейтральна вісь проходить в ребрі таврового перерізу балки, нижче висоти її бетонної полиці та вище конструкційного приведеного двотаврового сталюого профілю СЗББ (див. рис. 2.30).

Висоту стисненої зони бетону ( $x$ ) в даному випадку визначаємо за формулою (2.119), тоді як розрахунковий вигинальний пружний момент ( $M_{Rb}$ ) в перерізі СЗББ визначаємо за залежністю (2.120):

$$x = (0,5 \cdot A_a \cdot f_{yd} + f_{sd} \cdot A_s - f'_{sd} \cdot A'_s - 0,85 \cdot f_{cd} \cdot B_f \cdot h_f) / ((0,85 \cdot f_{cd} \cdot B_f) + h_f) \quad (2.119)$$

$$M_{Rb} = 0,5 \cdot [A_a \cdot \sigma_a \cdot (z_a - y_c^B) + \sigma_s \cdot A_s \cdot (h - a_s - x/2) - \sigma'_s \cdot A'_s \cdot (\frac{x}{2} - a'_s)] \quad (2.120)$$

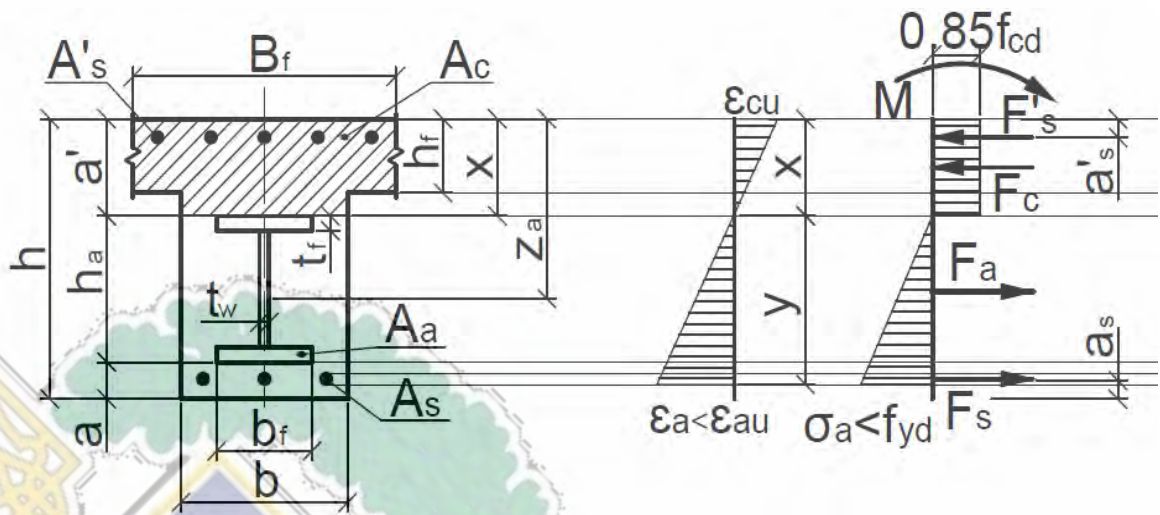


Рисунок 2.30. – Розрахункова схема напружено-деформованого стану перерізу балки за випадком 2-б,в (див. рис. 2.18), коли нейтральна вісь проходить в ребрі таврового перерізу балки, нижче висоти верхньої бетонної полиці, при цьому вище конструкційного приведенного двотаврового сталюого профілю СЗББ

3.6) При умові  $a' > h_f$  та не виконані умови (2.118), коли:

$$0,85 \cdot f_{cd} \cdot [B_f \cdot h_f + b \cdot (a' - h_f)] + f'_{sd} \cdot A'_s < 0,5 \cdot f_{yd} \cdot A_a + f_{sd} \cdot A_s,$$

нейтральна вісь проходить в ребрі таврового перерізу балки, нижче верхньої бетонної її полиці та перетинає переріз конструкційного приведенного двотаврового сталюого профілю СЗББ (див. рис. 2.31).

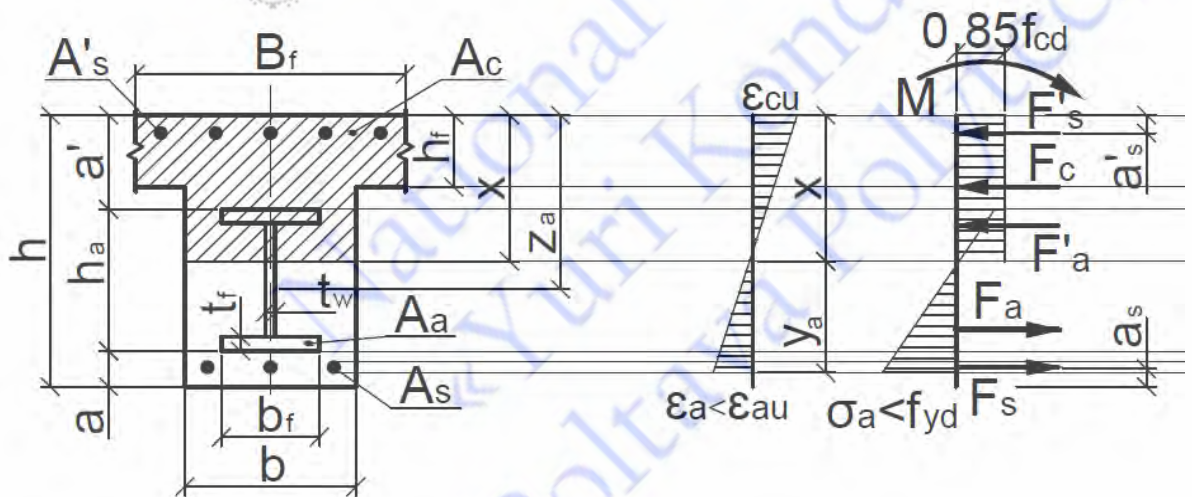


Рисунок 2.31 – Розрахункова схема напружено-деформованого стану перерізу балки за випадком 4.2-б,в (див. рис. 2.19), коли нейтральна вісь проходить в ребрі таврового перерізу балки та перетинає переріз КПСДП.



Висоту стисненої зони бетону ( $x$ ) та розрахунковий вигинальний пружний момент ( $M_{Rb}$ ) в нормальному перерізі СЗББ, в цьому випадку, визначаємо відповідно за формулами (2.115), (2.116).

#### **2.4. Забезпечення зчеплення між компонентами сталезалізобетонних плитних чи балкових елементів перекриттів.**

В плитних і балкових елементах сталезалізобетонних перекриттів в момент вигину виникають зсувні зусилля по поверхні контакту між їх компонентами: сталевим конструктивним елементом, яким армований переріз конструкції, та бетоном навколо нього; сталевими арматурними стержнями і бетоном навколо них. Природне зчеплення і сили тертя між поверхнями компонентів плитних і балкових сталезалізобетонних елементів можуть бути недостатніми для сприйняття зсувних зусиль по їх довжині, особливо в момент їх граничного напружено-деформованого стану, тому необхідно для забезпечення їх максимальної несучої здатності на згин передбачати конструктивні рішення у вигляді улаштування додаткових гнучких або жорстких з'єднувальних елементів.

Розташування з'єднувальних елементів в перерізах та довжині плитного або балкового сталезалізобетонного елемента залежить від граничного напружено-деформованого стану в його розрахункових перерізах в момент руйнування, тобто від положення нейтральної горизонтальної вісі в перерізі та співвідношення горизонтальних зусиль, які виникають в ньому. Аналіз напружено-деформованого стану розрахункових перерізів плитних і балкових сталезалізобетонних елементів дозволив виділити два основні їх випадки (див. рис. 2.32): напружено-деформований стан, коли нейтральна горизонтальна вісь проходить в рівні висоти захисного шару бетону ( $h_t$ ), при  $x \leq h_t$ ; напружено-деформований стан, коли нейтральна горизонтальна вісь проходить нижче висоти захисного шару бетону ( $h_t$ ) і перетинає переріз сталевий конструктивного профілю, при  $x > h_t$ .

Сумарне зусилля зсуву, яке виникає на рівні нейтральної горизонтальної осі у монолітних елементах чи вздовж межі стикування різних конструктивних компонентів у збірно-монолітних елементах, при частковому зчепленні між

з'єднувальними елементами повинно бути більше від горизонтальних зусиль, які виникають в їх компонентах, тобто:

$$P_{sh,min} \geq N_C; \quad P_{sh,min} \geq N_S, \quad (2.121)$$

де  $P_{sh}$  – міцність на зсув компонентів з'єднувальних елементів;

$N_C, N_S$  – поздовжні зусилля компонентів, які виникають в розрахунковому перерізі плитного чи балкового сталезалізобетонного елемента;

Для забезпечення повного зчеплення між з'єднувальними елементами і компонентами сталезалізобетонних елементів необхідно, щоб сумарне зусилля зсуву становило:

$$P_{sh,max} \geq 2 \times N_C; \quad P_{sh,max} \geq 2 \times N_S, \quad (2.122)$$

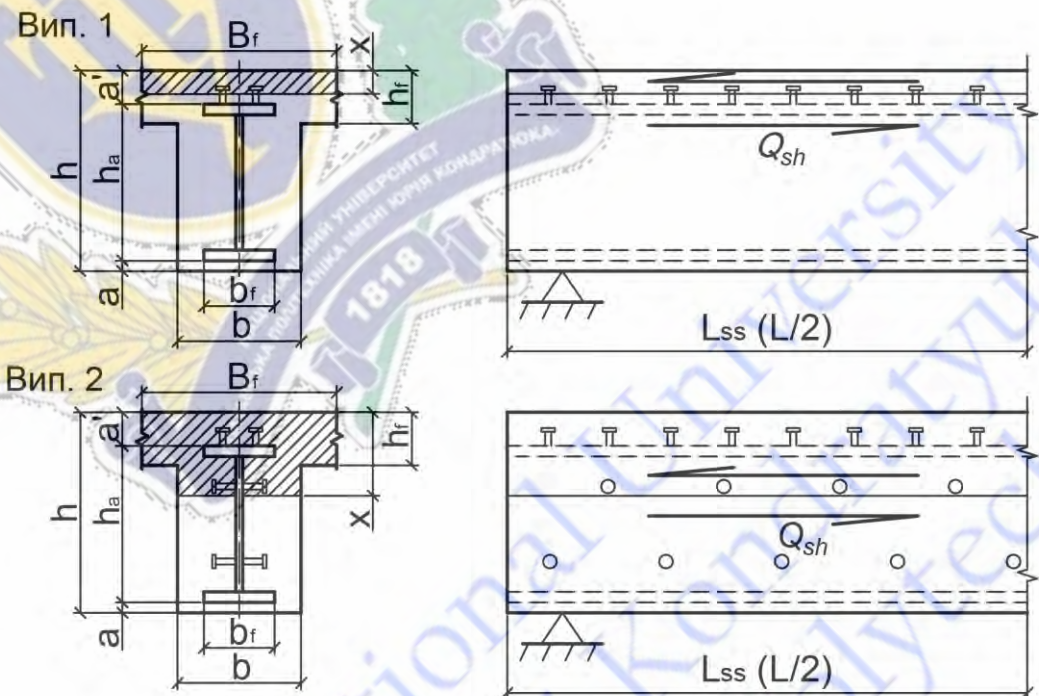


Рисунок 2.32. – Варіанти розподілу внутрішніх зусиль  $N_C$  і  $N_S$  в розрахунковому перерізі сталезалізобетонних елементів залежно від випадків їх НДС

Величини поздовжніх зусиль компонентів, які виникають в розрахунковому перерізі плитного чи балкового сталезалізобетонного елемента залежно від його напружено-деформованого стану, визначаємо за залежностями, які приведені в таблиці 2.11.



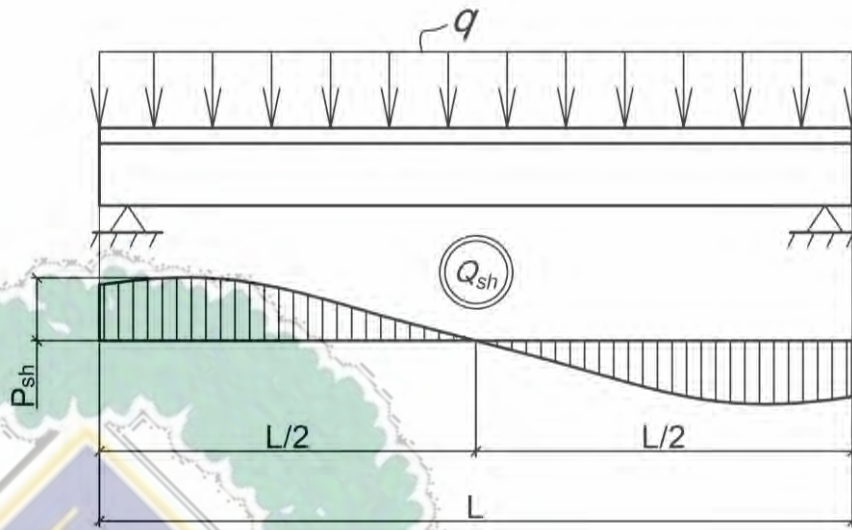


Рисунок 2.33. – Розподілення дотичних зусиль по довжині балки завантаженої рівнорозподіленим навантаженням

Таблиця 2.11 - Розподіл внутрішніх зусиль  $N_C$  і  $N_S$  в розрахунковому перерізі сталезалізобетонних елементів залежно від випадків їх НДС

Випадок		Величини внутрішніх зусиль $N_C$ і $N_S$ в розрахунковому перерізі
I	$x \leq h_t$	$N_C = 0,85 f_{cd} b_w x + f_{sd} A_{sc};$ $N_S = f_{yd} A_a + f_{sd} A_{sb};$ $x = \frac{A_a \cdot f_{yd} + A_{sb} \cdot f_{sd} - A_{sc} \cdot f_{sd}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w}$
II	$x \leq h_t + t_f$	$N_C = 0,85 f_{cd} b_w x + f_{sd} A_{sc} + 2 f_{yd} b_{f_t} (x - h_t);$ $N_S = f_{yd} A_a + f_{sd} A_{sb};$ $x = h_t + \frac{A_a f_{yd} + A_{sb} f_{sd} - A_{sc} f_{sd} - 0,85 f_{cd} b_w h_t}{0,85 f_{cd} b_w + 2 f_{yd} b_{f_t}}$
	$x > h_t + t_f$	$N_C = 0,85 f_{cd} b_w x + f_{sd} A_{sc} + 2 f_{yd} b_{f_t} t_{f_t} + 2 f_{yd} t_w (x - h_t - t_{f_t});$ $N_S = f_{yd} A_a + f_{sd} A_{sb};$ $x = \frac{A_a f_{yd} + A_{sb} f_{sd} - A_{sc} f_{sd} - 2 f_{yd} [h_t t_w + t_{f_t} (t_w - b_{f_t}) \times t_w]}{0,85 f_{cd} b_w + 2 f_{yd} t_w}$

Сумарне зусилля зсуву (див. рис. 2.33), яке виникає на рівні нейтральної горизонтальної осі у монолітних елементах чи вздовж межі стикування різних конструктивних компонентів у збірно-монолітних елементах, прирівнюють до залежності:

$$P_{sh} = Q_{sh} \times L/2 \leq P_{Rd}, \quad (2.123)$$

де  $P_{sh}$  – міцність на зсув компонентів з'єднувальних елементів;

$Q_{sh}$  – міцність на зсув одного зсувного з'єднання;

$L$  – довжина прогону плитного чи балкового елемента.

$P_{Rd}$  – несуча здатність на зсув різної конструктивної форми компонента з'єднувального елемента, яка визначається згідно норм [37].

Якщо умова задовільняється, то виконують конструювання і розміщення компонентів з'єднувальних елементів по довжині сталезалізобетонного елемента залежно від його НДС в розрахунковому перерізі.

## 2.5 Висновки по розділу

1. Запропонована класифікація конструктивних рішень перерізів сталезалізобетонних плитних і балкових елементів та випадків їх напружено-деформованого стану (НДС) в момент руйнування на основі аналізу найбільш поширених в будівництві типів перерізів сталезалізобетонних конструкцій (елементів) перекриттів та умов зчеплення їх компонентів (бетону та конструкційного приведеного двотаврового сталюого профілю).

2. Розроблено методичні основи розрахунку міцності на згин сталезалізобетонних плитних і балкових елементів суцільних прямокутних і таврових перерізів на основі деформаційної моделі, які дозволяють проводити їх розрахунок з урахуванням в момент руйнування напружено-деформованого стану їх складових (бетону і сталюого профілю).

3. Розроблено методики розрахунку і проектування раціональних балкових і плитних сталезалізобетонних конструкцій і елементів прямокутного і таврового перерізів за I-ю групою граничних станів, які включають в себе рішення 2-х задач залежно від напружено-деформованого стану (НДС) їх компонентів: задачі щодо визначення раціонального перерізу сталюого профілю, яким армується поперечний нормальний приведений переріз балкового чи плитного сталезалізобетонного елемента; задачі щодо перевірки міцності на згин перерізу суцільних прямокутних і таврових балкових чи плитних сталезалізобетонних конструкцій чи елементів. Дані методики дають можливість розв'язувати практичні інженерні задачі при проектуванні раціональних за міцністю на згин плитних і балкових елементів сталезалізобетонних перекриттів будівель і споруд.



## РОЗДІЛ 3

### АНАЛІЗ ЗБІЖНОСТІ ЗАПРОПОНОВАНИХ ТЕОРЕТИЧНИХ ВИРІШЕНЬ І РЕЗУЛЬТАТІВ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК

#### 3.1 Обзор експериментальних досліджень сталезалізобетонних плитних і балкових елементів перекриттів провідних вчених світу

Для практичного застосування теоретичних розробок щодо розрахунку міцності нормальних перерізів сталезалізобетонних плитних і балкових елементів, в яких в момент руйнування забезпечене зчеплення між бетоном та конструктивних приведеним сталевим двотавровим профілем, що запропоновані в розділі 2 роботи, необхідно було провести зіставлення з експериментальними даними міцності сталезалізобетонних плит і балок, що були отримані в результаті проведення натурних досліджень на зразках вітчизняними і зарубіжними науковцями.

Для зіставлення теоретичних розрахунків з експериментальними результатами вибиралися саме ті плитні і балкові зразки, яким властиві характер руйнування та розподіл деформацій по висоті перерізу, що підтверджують забезпечення повного зчеплення між бетоном і сталевим двотавровим конструкційним профілем в момент їх руйнування (див. рис. 3.1 і рис. 3.2).



Рисунок 3.1 Характер руйнування зразка VR1 сталезалізобетонного плитного елемента з жорстким армуванням, випробуваного в ході дослідів Дж. Фріса [119] (вигляд знизу)



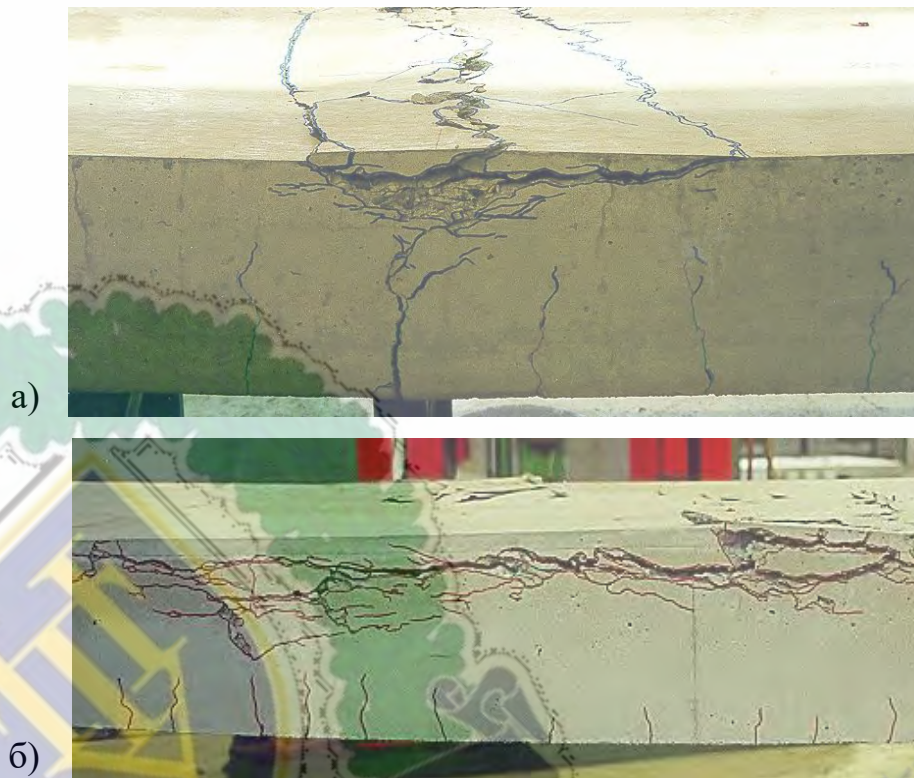


Рисунок 3.2 - Характер руйнування бетону в стисненій зоні перерізу плитного елемента при розташуванні нейтральної лінії в вище сталевого прокатного профілю (нейтральна вісь проходила в момент руйнування приблизно на  $1/8$  висоти перерізу (а) та на  $1/4...1/3$  висоти перерізу (б), про що свідчить поява в нижній частині плитного елемента під стисненою зоною бетону вертикальних тріщин) [128]

На рисунках 3.1 і 3.2 показані характерні руйнування стисненої зони бетону полиці, які притаманні плитним елементам з жорстким армуванням, в яких забезпечується повне зчеплення між бетоном і конструкційним сталевим профілем.

В розрахунковому перерізі плитного елемента, в якому забезпечується в момент руйнування повне зчеплення між його компонентами, розподіл деформацій відбувається за характерним лінійним (криволінійним) законом по всій висоті перерізу, як це підтверджують прямі розподілу відносних деформацій, які приведено на рис. 3.3. За даними діаграми нейтральна лінія в перерізі балки проходила при всіх рівнях завантаження і руйнівному в ребрі конструкційного двотаврового сталевго профілю, а також по висоті розрахункового перерізу за весь період завантаження зразка існували тільки одна стиснена і одна розтягнена зони, які підтверджують сумісну роботу компонентів балки.



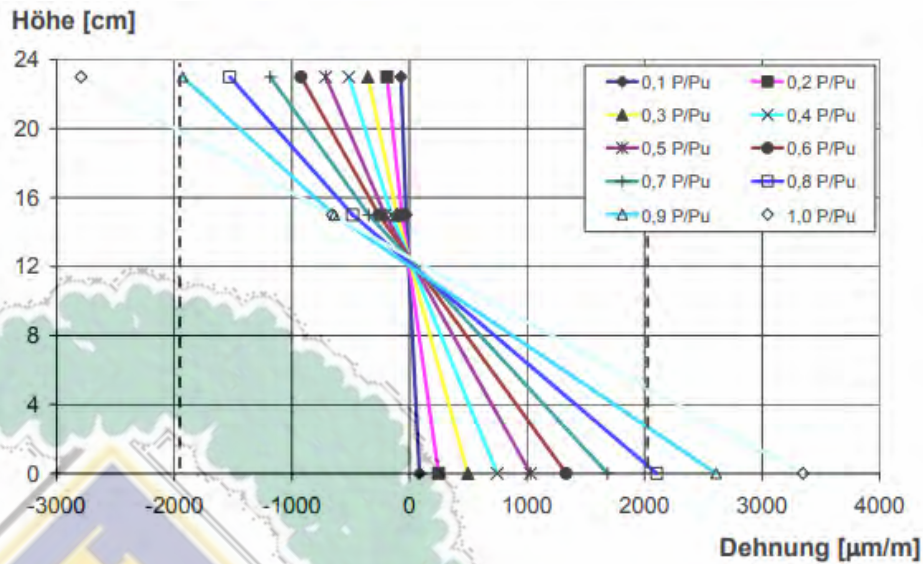


Рисунок 3.3 Характер розподілу відносних деформацій по висоті перерізу плитного елемента, в якому в момент руйнування забезпечено повне зчеплення між її компонентами (в даному випадку наведені прямі розподілу відносних деформацій на стиск і розтяг, в крайніх волокнах бетону і конструкційного профілю при різних значеннях навантаження) [128]

На рис. 3.4 показано зріз анкерних елементів і відрив бетону від конструкційного прокатного профілю на приопорній ділянці плитного сталезалізобетонного елемента, на якій горизонтальні зусилля зрізу досягають максимальних значень в момент її руйнування, що свідчить про недостатнє забезпечення зчеплення між компонентами конструкції.



Рисунок 3.4 - Характер руйнування плитного СЗБ елемента на його приопорній ділянці в результаті зсуву і відриву бетону відносно верхньої грані конструкційного сталюого прокатного профілю (в даному випадку в результаті недостатніх за міцністю анкерних елементів в момент руйнування плитного елемента сприймають зовнішнє навантаження самостійно без сумісних між собою зусиль зчеплення) [119]

Для зіставлення теоретичних розрахунків з експериментальними результатами вибиралися лише ті балкові зразки, яким властиві характер руйнування та розподіл деформацій по висоті перерізу (див. рис. 3.5, рис. 3.6), що підтверджують забезпечення повного зчеплення між усіма їх компонентами в момент їх руйнування.

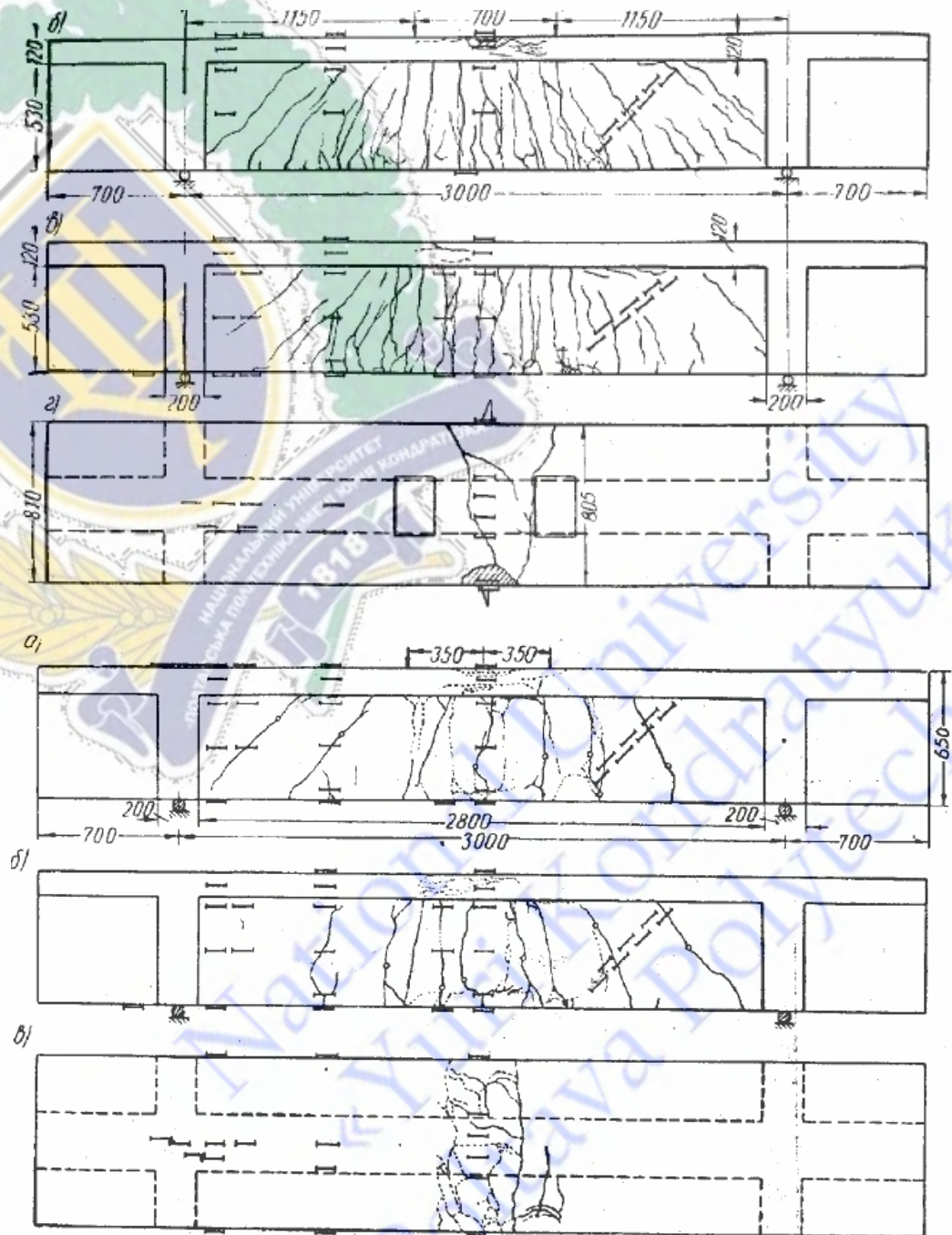


Рисунок 3.5 - Характер руйнування зразків БЖ-1, БЖ-2 сталезалізобетонних балок з жорстким армуванням, випробуваних в ході дослідів Б.А. Калатунова [45]



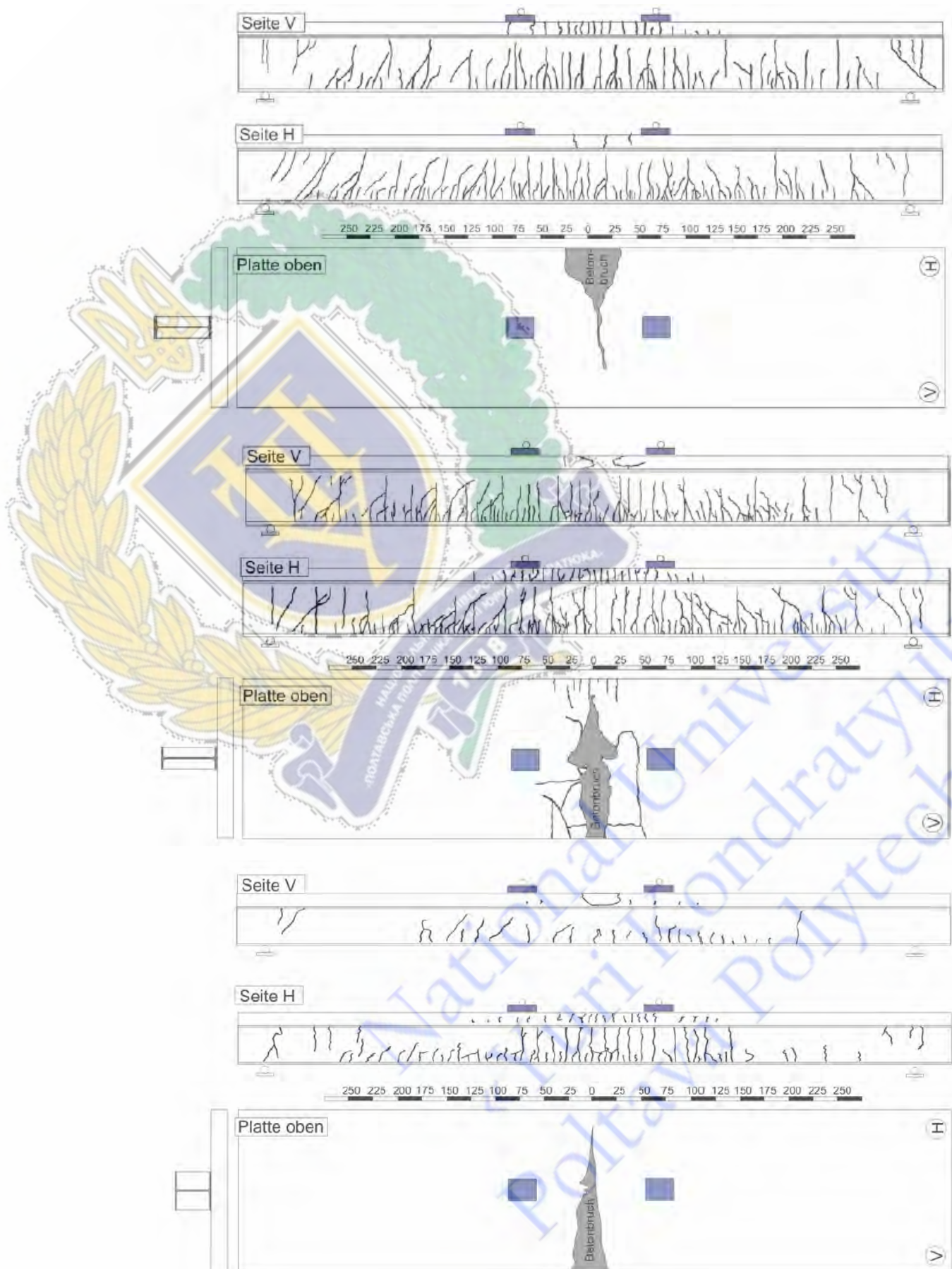


Рисунок 3.6 - Характер руйнування зразків S1, S2, S2 сталобетонних балок з жорстким армуванням, випробуваних в ході дослідів К. Горанкі [126].

В розрахунковому перерізі таврової суцільної балки, в якій забезпечується в момент руйнування повне зчеплення між її компонентами, розподіл деформацій відбувається за характерним лінійним (криволінійним) законом по всій висоті перерізу, як це підтверджують прямі розподілу відносних деформацій, які приведено на рис. 3.7. За даними діаграми нейтральна лінія в перерізі балки проходила при всіх рівня завантаження і руйнівному в ребрі конструкційного двотаврового сталюого профілю, а також по висоті розрахункового перерізу за весь період завантаження зразка існували тільки одна стиснена і одна розтягнута зони, які підтверджують сумісну роботу компонентів балки.

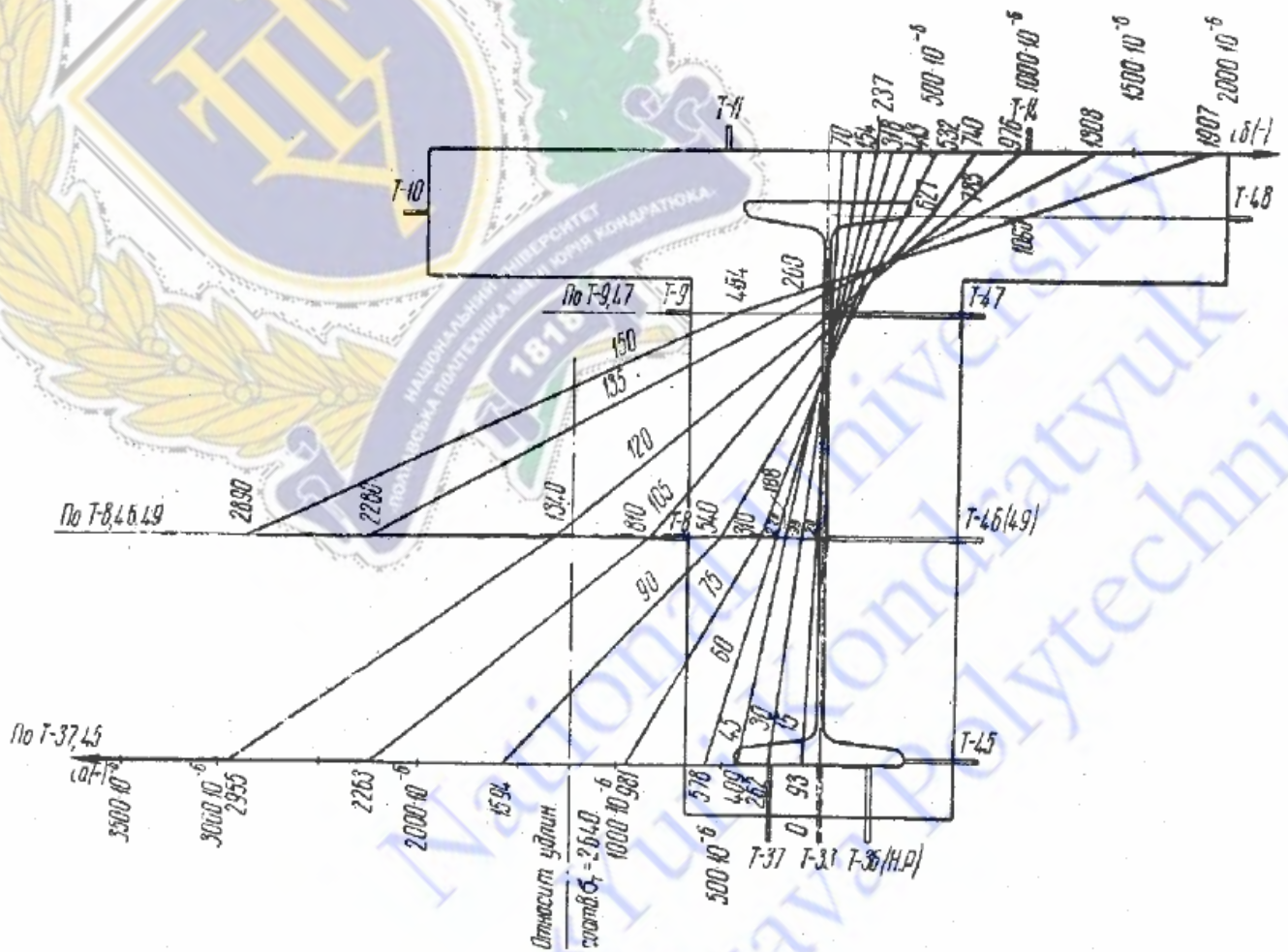


Рисунок 3.7 Характер розподілу відносних деформацій [в ‰] по висоті перерізу таврової суцільної балки марки БЖ-2 випробуваної в ході дослідів Б.А. Калатурова [45], в якій на протязі навантаження і в момент руйнування зчеплення між її компонентами повністю забезпечене.



### 3.2 Зіставлення теоретичних і експериментальних досліджень міцності на згин сталезалізобетонних плитних елементів перекриттів

**3.2.1.** При порівнянні міцності дослідних зразків з теоретичними розрахунками були використані дані експериментальних досліджень наступних вітчизняних і закордонних науковців: В Квочака (зразки марок SPC-1...SPC-3, SPH-1...SPH-3, PPH-1...PPH-3) [141]; А. Хауфа (зразки марок VT 1...VT 4) [128]; Дж. Фріса (зразки марок VT 1...VT 3) [119].

**3.2.2.** Було проведене зіставлення дослідних та теоретичних величин, що розраховувалися за запропонованою у розділі 2 методикою розрахунку міцності сталезалізобетонних комбінованих балок, в яких забезпечується зчеплення між їх компонентами. Значення несучої здатності експериментальних балок були порівняні з теоретичними, які розраховувалися при значеннях коефіцієнтів надійності для матеріалів балки  $\gamma_m=1,0$  та  $\gamma_m>1,0$ . Результати порівняння теоретичних і експериментальних міцнісних величин розрахункового перерізу балок (вигинальних моментів) зведено в таблицю 5.1. При порівнянні результатів були визначені їх середні арифметичні значення  $\bar{x} = M^{test} / M_{\gamma=1,0}^{calc}$ ;  $\tilde{x} = M^{test} / M_{\gamma>1,0}^{calc}$ , середньоквадратичне відхилення ( $\sigma_{n-1}$ ) та коефіцієнт варіації ( $v$ ).

Таблиця 3.1 - Результати порівняння теоретичних і експериментальних міцносних величин розрахункового перерізу плитних елементів (вигинальних моментів)

№	Марка балки	$M^{test}$ , кНм	$M_{\gamma=1,0}^{calc}$ , кНм	$\frac{M^{test}}{M_{\gamma=1,0}^{calc}}$	$M_{\gamma>1,0}^{calc}$ , кНм	$\frac{M^{test}}{M_{\gamma>1,0}^{calc}}$
1	2	3	4	5	6	7
1	SPC-1	127,40	135,67	0,94	110,53	1,15
2	SPC-2	123,50	135,67	0,91	110,53	1,12
3	SPC-3	123,50	135,67	0,91	110,53	1,12
4	SPH-1	115,80	120,26	0,96	111,09	1,04
5	SPH-2	115,80	120,26	0,96	111,09	1,04
6	SPH-3	119,50	120,26	0,99	111,09	1,08
7	PPH-1	119,50	120,95	0,99	111,54	1,07
8	PPH-2	123,40	120,95	1,02	111,54	1,11

Закінчення табл. 3.1

1	2	3	4	5	6	7
9	PPH-3	123,40	120,95	1,02	111,54	1,11
10	VT 1	508,75	406,52	1,25	338,08	1,50
11	VT 2	838,75	715,56	1,17	576,19	1,46
12	VT 3	719,40	425,42	1,69	363,79	1,98
13	VT 4	688,78	430,89	1,60	371,25	1,86
14	VT 1	670,22	766,61	0,87	673,93	0,99
15	VT 2	763,28	742,33	1,03	639,44	1,19
16	VT 3	843,18	739,09	1,14	635,05	1,33
				$\bar{X} =$	1,092	1,259
				$\sigma_{n-1} =$	0,057	0,087
				$\nu =$	5,2	6,9

### 3.3 Зіставлення теоретичних і експериментальних досліджень міцності на згин сталезалізобетонних суцільних балок прямокутного і таврового перерізів

**3.3.1.** При порівнянні міцності дослідних зразків з теоретичними розрахунками були використані дані експериментальних досліджень наступних вітчизняних і закордонних науковців: С. Балакрішна (зразки марок А2...А6, В1, С1, D1, E1, U1, U3) [103]; Янг Йонга (зразки марок SCB-1...SCB-3, SCB-6) [181]; С. Хейнемаер (зразок марки КН) [131]; С. Армадіо (зразок марки В4) [102]; Тан Е Лун (зразки марок SCF-1...SCF-3) [171]; Джіангуо Ніе (зразки марок НВ-1...НВ-7, NF) [155]; Дук Буй Вінх (зразки марок В1, В2) [178]; Дж. Старк (зразки марок С1, D1) [168]; А. Топрак (зразки марок 21, 22а, 22б, 23, 32, 33а, 33б, 34, 35) [172]; А. Ріг (зразки марок VT1, VT2, VT4... VT6) [138]; Лок Хуан Дао (зразки марок P2-1, P2-2, P3-1, P3-2) [170]; Б. Сабо (зразки марок S1...S3, S5) [170]; М. Давуд (зразок марки СВ) [113]; Мінх-Тунг Тран (зразки марок D1...D4) [173]; І. Віджесірі Пасірана (зразки марок CWS, СВВ-1, СВВ-2) [179]; М. Валенте (зразки марок VM4, VM5, VM7, VM8) [176]; Д. Шнерч (зразки марок ІМ-4.5-АВ, НМ-3.8-PS, НМ-7.6-АВ) [165]; Г. Хеїко (зразок марки Т8\_1) [130]; О. П. Васільєва (зразки марок 4, 5а, 5б, 6а, 6б, 7, 9а, 9б, 10а, 10б, 11а, 11б, 13а, 13б) [15];



Б.А. Калатурова (зразки марок БЖ-1...БЖ-4, БЖ6...БЖ9) [45]; Мюн-Кейм Квак (зразки марок SB200, SB250-B, SB300-A, SB300-B, SB300-C, SB300-E) [143]; К. Горанські (зразки марок S1...S4) [126].

**3.3.2.** Було проведено зіставлення дослідних та теоретичних величин, що розраховувалися за запропонованою у розділі 2 методикою розрахунку міцності сталезалізобетонних прямокутних і таврових суцільних балок, в яких забезпечується зчеплення між їх компонентами. Значення несучої здатності експериментальних балок були порівняні з теоретичними, які розраховувалися при значеннях коефіцієнтів надійності для матеріалів балки  $\gamma_m=1,0$  та  $\gamma_m>1,0$ . Результати порівняння теоретичних і експериментальних міцносних величин розрахункового перерізу балок (вигинальних моментів) зведено в таблицю 3.2 і таблицю 3.3. При порівнянні результатів були визначені їх середні арифметичні значення  $\bar{\chi} = M^{test} / M_{\gamma=1,0}^{calc}$ ,  $\bar{\chi} = M^{test} / M_{\gamma>1,0}^{calc}$ , середньоквадратичне відхилення ( $\sigma_{n-1}$ ) та коефіцієнт варіації ( $v$ ).

Таблиця 3.2 - Результати порівняння теоретичних і експериментальних міцносних величин розрахункового перерізу прямокутних сталезалізобетонних балок (вигинальних моментів)

№	Марка балки	$M^{test}$ , кНм	$M_{\gamma=1,0}^{calc}$ , кНм	$\frac{M^{test}}{M_{\gamma=1,0}^{calc}}$	$M_{\gamma>1,0}^{calc}$ , кНм	$\frac{M^{test}}{M_{\gamma>1,0}^{calc}}$
1	2	3	4	5	6	7
1	SCB-1	195.1	182.2	1.071	153.3	1.273
2	SCB-2	230.2	221.3	1.040	184.2	1.250
3	SCB-3	282.7	266.3	1.062	237.6	1.190
4	SCB-6	357.7	346.0	1.034	309.1	1.157
5	КН	1328.0	1478.9	0.898	1266.0	1.049
6	В4*	392.0	397.8	0.985	359.3	1.091
7	CBF-1	220.0	218.3	1.008	185.7	1.185
8	CBF-2	214.0	218.3	0.980	185.7	1.152
9	CBF-3	197.0	218.3	0.902	185.7	1.061
10	NF	217.0	213.9	1.014	194.4	1.116
11	НВ-1	214.8	206.4	1.041	190.4	1.128
12	НВ-2	214.4	208.4	1.029	193.2	1.110

Продовження таблиці 3.2

1	2	3	4	5	6	7
13	НВ-3	216.7	208.3	1.040	193.0	1.123
14	НВ-4	205.7	210.0	0.980	195.3	1.053
15	НВ-5	206.1	210.4	0.980	195.9	1.052
16	НВ-6	230.4	203.9	1.130	187.0	1.232
17	НВ-7	190.2	203.2	0.936	186.1	1.022
18	В1**	911.6	890.6	1.024	795.6	1.146
19	В2**	939.7	890.6	1.055	795.6	1.181
20	С1	17.3	15.9	1.088	14.3	1.210
21	Д1	17.0	15.9	1.069	14.3	1.189
22	21	240.9	236.7	1.018	217.2	1.109
23	22a	494.3	439.0	1.126	385.3	1.283
24	22b	494.3	439.0	1.126	385.3	1.283
25	23	331.2	305.7	1.083	278.3	1.190
26	32	536.6	423.6	1.267	373.4	1.437
27	33a	489.8	436.3	1.123	391.9	1.250
28	33b	498.6	437.0	1.141	392.8	1.269
29	34	343.1	346.8	0.989	316.2	1.085
30	35	706.5	627.3	1.126	549.0	1.287
31	VT1	402.3	356.9	1.127	336.3	1.196
32	VT2	425.5	360.3	1.181	341.0	1.248
33	VT4	469.9	359.7	1.306	340.1	1.382
34	VT5	706.2	489.9	1.442	463.9	1.522
35	VT6	719.8	489.9	1.469	463.9	1.552
36	P2-1	92.5	87.2	1.061	75.0	1.233
37	P2-2	97.5	87.2	1.118	75.0	1.300
38	P3-1	76.5	88.4	0.865	76.9	0.995
39	P3-2	78.1	88.4	0.883	76.9	1.016
40	S1	80.0	88.4	0.905	76.9	1.040
41	S2	82.5	88.4	0.933	76.9	1.073
42	S3	65.3	88.4	0.739	76.9	0.849
43	S5	81.8	88.4	0.925	76.9	1.064
44	CB	66.2	49.2	1.346	44.3	1.494
45	D1	334.0	324.7	1.029	280.3	1.192



Закінчення таблиці 3.2

1	2	3	4	5	6	7
46	D2	331.8	324.7	1.022	280.3	1.184
47	D3	327.6	324.7	1.009	280.3	1.169
48	D4	268.5	324.7	0.827	280.3	0.958
49	CWS	1515.0	1249.4	1.213	1104.9	1.371
50	CBB-1	2015.0	1249.4	1.613	1104.9	1.824
51	CBB-2	2205.0	1249.4	1.765	1105.1	1.995
52	VM4	52.6	47.2	1.114	42.6	1.235
53	VM5	47.5	48.1	0.988	43.7	1.087
54	VM7	50.1	47.5	1.055	42.9	1.168
55	VM8	49.8	47.5	1.048	42.9	1.161
56	IM-4.5-AB	966.6	501.7	1.927	443.3	2.180
57	HM-3.8-PS	934.2	501.7	1.862	443.3	2.107
58	HM-7.6-AB	912.6	516.0	1.769	453.1	2.014
59	T8_1	528.0	454.7	1.161	414.0	1.275
60	A2	614.8	539.6	1.139	484.6	1.269
61	A3	616.2	603.8	1.021	506.2	1.217
62	A4	717.8	621.9	1.154	528.8	1.357
63	A5	642.3	626.9	1.025	550.1	1.168
64	A6	590.2	574.2	1.028	506.7	1.165
65	B1	667.0	538.6	1.238	458.5	1.455
66	C1	614.8	533.6	1.152	476.4	1.291
67	D1	660.1	537.4	1.228	479.5	1.377
68	E1	704.0	564.6	1.247	512.4	1.374
69	U1	696.9	568.8	1.225	507.6	1.373
70	U3	663.1	532.2	1.246	481.8	1.376
			$\bar{X} =$	1.125		1.264
			$\sigma_{n-1} =$	0.052		0.064
			$\nu =$	4.6%		5.1%

Таблиця 3.3 - Результати порівняння теоретичних і експериментальних міцностних величин розрахункового перерізу таврових сталезалізобетонних балок (вигинальних моментів)

№	Марка балки	$M^{test}$ , кНм	$M_{\gamma=1,0}^{calc}$ , кНм	$\frac{M^{test}}{M_{\gamma=1,0}^{calc}}$	$M_{\gamma>1,0}^{calc}$ , кНм	$\frac{M^{test}}{M_{\gamma>1,0}^{calc}}$
1	2	3	4	5	6	7
1	4	97.5	96.7	1.01	86.2	1.13
2	5a	105.0	92.9	1.13	80.9	1.30
3	5б	95.0	92.9	1.02	80.9	1.17
4	6a	95.0	94.6	1.00	84.3	1.13
5	6б	97.5	94.6	1.03	84.3	1.16
6	7	85.0	77.2	1.10	67.8	1.25
7	9a	132.5	99.7	1.33	96.6	1.37
8	9б	132.5	99.7	1.33	96.6	1.37
9	10a	150.0	106.8	1.40	103.4	1.45
10	10б	155.5	106.8	1.46	103.4	1.50
11	11a	183.0	140.3	1.30	142.9	1.28
12	11б	172.5	131.9	1.31	134.9	1.28
13	13a	167.0	159	1.05	166.4	1.00
14	13б	187.0	158.5	1.18	164.4	1.14
15	БЖ-1	1071.0	943.9	1.13	880.5	1.22
16	БЖ-2	1092.0	953.9	1.14	928	1.18
17	БЖ-3	1060.0	886	1.20	860.4	1.23
18	БЖ-4	906.5	953.3	0.95	963.9	0.94
19	БЖ-6	918.0	930.1	0.99	868.3	1.06
20	БЖ-7	906.0	870.2	1.04	811.9	1.12
21	БЖ-8	904.0	865.2	1.04	809.1	1.12
22	БЖ-9	988.0	892.1	1.11	844.9	1.17
23	SB200	411.0	252.4	1.63	278.4	1.48
24	SB250-B	819.3	641.9	1.28	618.8	1.32
25	SB300-A	1046.6	824.2	1.27	835.5	1.25
26	SB300-C	1046.6	824.2	1.27	835.5	1.25
27	SB300-E	1157.4	957.2	1.21	952.6	1.21
28	S1	3001.0	2472.2	1.21	2345.5	1.28
29	S2	2981.0	2474.2	1.20	2342.4	1.27



Закінчення таблиці 3.3

1	2	3	4	5	6	7
29	S2	2981.0	2474.2	1.20	2342.4	1.27
30	S3	1728.0	1264.8	1.37	1191.0	1.45
31	S4	1703.0	1268.5	1.34	1201.0	1.42
			$\bar{X} =$	1.195		1.242
			$\sigma_{n-1} =$	0.025		0.019
			$\nu =$	2.1		1.5

### 3.4. Висновок по розділу

Згідно поставлених задач було оброблено та порівняно з теоретичними розробками результати експериментів 117-ти зразків вітчизняних та іноземних науковців.

Зіставлення дослідних та теоретичних значень міцності 16 зразків сталезалізобетонних плитних елементів з жорстким армуванням, в яких забезпечується зчеплення між їх компонентами, призводить до наступних статистичних показників:  $\bar{X} = 1,092$ ;  $\sigma_{n-1} = 0,057$ ;  $\nu = 5,2\%$  при значеннях коефіцієнтів надійності для матеріалів плити  $\gamma_m=1,0$  та  $\bar{X} = 1,259$ ;  $\sigma_{n-1} = 0,087$ ;  $\nu = 6,9\%$  при значеннях коефіцієнтів надійності для матеріалів балки  $\gamma_m>1,0$ .

Зіставлення дослідних та теоретичних значень міцності 70 зразків сталезалізобетонних балок прямокутного перерізу, в яких забезпечується зчеплення між їх компонентами, призводить до наступних статистичних показників:  $\bar{X} = 1,125$ ;  $\sigma_{n-1} = 0,052$ ;  $\nu = 4,6\%$  при значеннях коефіцієнтів надійності для матеріалів балки  $\gamma_m=1,0$  та  $\bar{X} = 1,264$ ;  $\sigma_{n-1} = 0,064$ ;  $\nu = 5,1\%$  при значеннях коефіцієнтів надійності для матеріалів балки  $\gamma_m>1,0$ .

Зіставлення дослідних та теоретичних значень міцності 31-го зразка сталезалізобетонних балок таврового перерізу, в яких забезпечується зчеплення між їх компонентами, призводить до наступних статистичних показників:  $\bar{X} = 1,195$ ;  $\sigma_{n-1} = 0,025$ ;  $\nu = 2,1\%$  при значеннях коефіцієнтів надійності для матеріалів балки  $\gamma_m=1,0$  та  $\bar{X} = 1,242$ ;  $\sigma_{n-1} = 0,019$ ;  $\nu = 1,5\%$  при значеннях коефіцієнтів надійності для матеріалів балки  $\gamma_m>1,0$ .

## РОЗДІЛ 4

### ПРАКТИЧНІ МЕТОДИ ПРОЕКТУВАННЯ РАЦІОНАЛЬНИХ ПЛИТНИХ ЕЛЕМЕНТІВ І БАЛОК СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЕРЕКРИТТІВ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД

Запропонована нова концепція розрахунку міцності на згин плитних і балкових СЗБЕ дає можливість розв'язувати наступні практичні інженерні задачі при проектуванні та розрахунку:

- раціональних плитних елементів і балок монолітних або збірно-монолітних сталезалізобетонних перекриттів будівель і споруд;
- підсилення залізобетонних перекриттів із збірних круглопустотних плит на окремих ділянках в будівлях і спорудах.

#### **4.1 Практичний метод проектування раціональних плитних і балкових сталезалізобетонних елементів, що працюють на згин.**

Проектування раціональних плитних і балкових сталезалізобетонних елементів здійснюємо в два етапи:

- I етап: підбір раціонального перерізу сталюого конструктивного елемента, яких здійснюємо армування перерізу плитного чи балкового сталезалізобетонного елемента;
- II етап: перевірка міцності на згин плитного чи балкового сталезалізобетонного елемента.

##### **4.1.1 Послідовність розрахунку при підборі раціонального перерізу сталюого конструктивного елемента, яких здійснюємо армування перерізу плитного сталезалізобетонного елемента.**

Підбір раціонального перерізу сталюого конструктивного елемента, яким необхідно здійснити армування плитної ділянки сталезалізобетонного перекриття здійснюємо в такій послідовності:

- а) при визначених параметрах прогону плитної ділянки  $L$  (м) і величині розрахункового навантаження  $q$  (кН/м<sup>2</sup>) за таблицею 2.7 визначаємо її необхідну товщину  $h$  (мм);



б) при визначених параметрах міцності бетону (залежно від класу бетону) і арматурної сталі (залежно від класів сталі А240С чи А400С) визначаємо за даними таблиці 4.1 значення залежності  $M_{RC,b}/(bh^2)$ ;

Таблиця 4.1 - Максимальний згинальний момент  $M_{RC,b}/(bh^2)$  котрий сприймається залізобетонним елементом залежності від класу бетону та класів арматурної сталі А240С ( $f_s=240$ МПа) і А400С ( $f_s=400$ МПа)

Клас міцності бетону	Розрахункова міцність на стиск, $f_{cd}$ , МПа	Гранична деформація бетону, $\varepsilon_{cu}$	Коефіцієнт поправки на висоту зони стисненої зони, $\alpha$	Коефіцієнт поправки на ефективну міцність, $\beta$	$\frac{M_{RC,b}}{bh^2}$ , МПа	
					$f_s=240$ МПа	$f_s=400$ МПа
С12/15	8,00	0,0035	0,800	1,000	1,607	1,132
С16/20	10,00	0,0035	0,800	1,000	2,078	1,473
С20/25	13,33	0,0035	0,800	1,000	2,849	2,032
С25/30	16,67	0,0035	0,800	1,000	3,667	2,631
С30/37	20,00	0,0035	0,800	1,000	4,510	3,252
С35/40	23,33	0,0035	0,800	1,000	5,374	3,894
С40/50	26,67	0,0035	0,800	1,000	6,257	4,552
С45/55	30,00	0,0035	0,800	1,000	7,155	5,226
С50/60	33,33	0,0035	0,800	1,000	8,068	5,914
С55/67	36,67	0,0031	0,788	0,975	8,093	5,854
С60/75	40,00	0,0029	0,775	0,950	8,275	5,948
С70/85	46,67	0,0027	0,750	0,900	8,734	6,245
С80/95	53,33	0,0026	0,725	0,850	9,144	6,528
С90/105	60,00	0,0026	0,700	0,800	9,573	6,850

в) визначаємо значення моменту рівноваги  $M_{RC,b}$  (кНм), який може сприйняти розрахунковий переріз плитного залізобетонного елемента шириною  $b_w=1$  м, визначеною висотою ( $h$ ) за залежністю:

$$M_{RC,b}=[M_{RC,b}/(bh^2)]\times b_w\times h; \quad (4.1)$$

г) при заданому чи визначеному значенні вигинального моменту  $M$  (кНм) в розрахунковому перерізі плитної ділянки сталезалізобетонного елемента при дії на неї зовнішнього розрахункового навантаження  $q$  (кН/м<sup>2</sup>) виконуємо перевірку умови  $M \leq M_{RC,b}$ , якщо умова задовільняється, то плитна конструкція проектується як плитний залізобетонний елемент, а якщо ні, то плитна конструкція проектується як плитний сталезалізобетонний елемент;

д) визначаємо значення коефіцієнта армування  $\rho_a$  (в %) за даними таблиць в додатку А залежно від визначених величин: розрахункового навантаження  $q$  (кН/м<sup>2</sup>); прогону плитної ділянки  $L$  (м); класу міцності бетону і класу арматурної сталі;

е) визначаємо значення площі перерізу сталюого конструктивного елемента  $A_a$  (см<sup>2</sup>), яким необхідно виконати армування плитної ділянки сталезалізобетонного перекриття, за залежністю:

$$A_a = b_w \times h \times \rho_a; \quad (4.2)$$

ж) для визначеної площі перерізу сталюого конструктивного елемента  $A_a$ , яким здійснюється армування плитної ділянки сталезалізобетонного елемента, підбираємо необхідний складений переріз чи суцільний переріз сталюого елемента із прокатного профілю. Якщо попередньо прийняти, що необхідний переріз сталюого конструктивного елемента буде мати форму двотавру висотою рівною 75...85% від висоти плити ( $h_{a,opt} \leq 0,85 \times h$ ), то можна визначити значення його моменту опору за залежністю:

$$W_{a,red} = A_{a,opt} \times h_{a,opt} / 3. \quad (4.3)$$

Для визначеної величини моменту опору приймаємо необхідний складений чи суцільний приведенний до вертикальної осі плити переріз сталюого конструктивного елемента, який має форму двотавру. Виконуємо проектування конструктивного перерізу плитної ділянки сталезалізобетонного перекриття залежно від її загальної ширини. Варіанти армування поперечних перерізів плитних елементів монолітних і збірно-монолітних залізобетонних та сталезалізобетонних перекриттів приведено на рис. 4.1.

Далі переходимо до II етапу проектування плитної ділянки сталезалізобетонного перекриття: перевірки міцності на згин попередньо зконструйованого перерізу плитної ділянки сталезалізобетонного перекриття.

Перевірку міцності на згин сталезалізобетонного плитного елемента перекриття здійснюємо, використовуючи алгоритми послідовності розрахунку, які були розроблені в розділі 2 роботи, коли буде задовільнятися нерівність:

$$M_u \geq M.$$



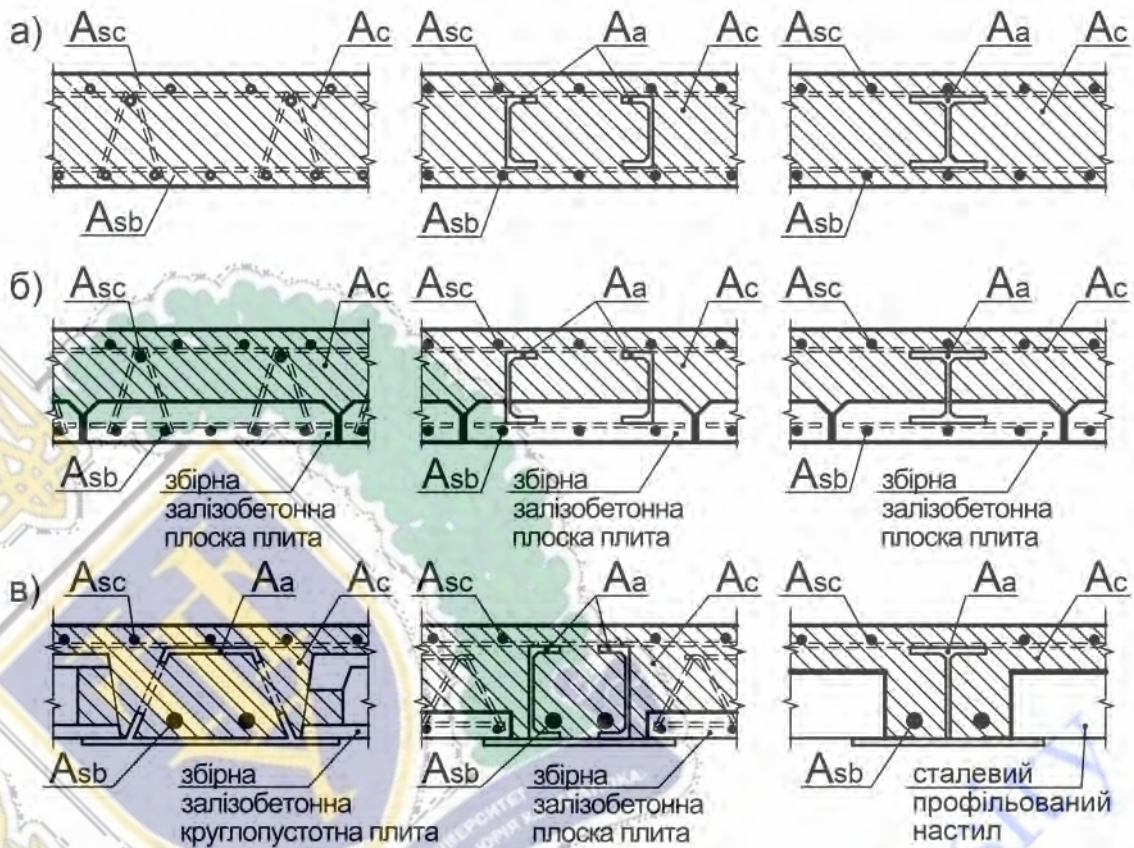


Рисунок 4.1. - Варіанти поперечних перерізів плитних елементів ЗБ і СЗБ перекриттів: а) – монолітних залізобетонних та сталезалізобетонних; б) – збірно-монолітних залізобетонних та сталезалізобетонних із елементів нез'ємної касетної опалубки («lattice girder flat slab systems»); в) – гібридних «тонких» збірно-монолітних сталезалізобетонних із балковими елементами в рівень їх товщини («slim-floor systems»)

#### 4.1.2 Послідовність перевірного розрахунку міцності на згин плитного елемента сталезалізобетонного перекриття.

Для зручності проведення перевірного розрахунку був складений алгоритм послідовності визначення міцності на згин плитного елемента залізобетонного перекриття, в якому забезпечення повного зчеплення між їх компонентами, який наведено на рис. 4.2 та в таблиці 4.2.

При попередньо визначених конструктивних розмірах перерізу, прогону плитного сталезалізобетонного елемента та його армування:  $L$ ,  $B_f$ ,  $h_f$ ,  $h$ ,  $b$ ,  $a$ ,  $a'$ ,  $A_c$ ,  $A_s$ ,  $A'_s$ ,  $A_a$ , і величинах міцносних і деформаційних характеристиках його компонентів: бетону, арматурної і прокатної сталей:  $E_c$ ,  $E_a$ ,  $E_s$ ,  $\varepsilon_{cu}$ ,  $\varepsilon_{au}$ ,  $\varepsilon_{su}$ ,  $f_c$ ,  $f_y$ ,  $f_s$ ,  $f'_s$ , здійснюємо поетапний розрахунок міцності елемента.

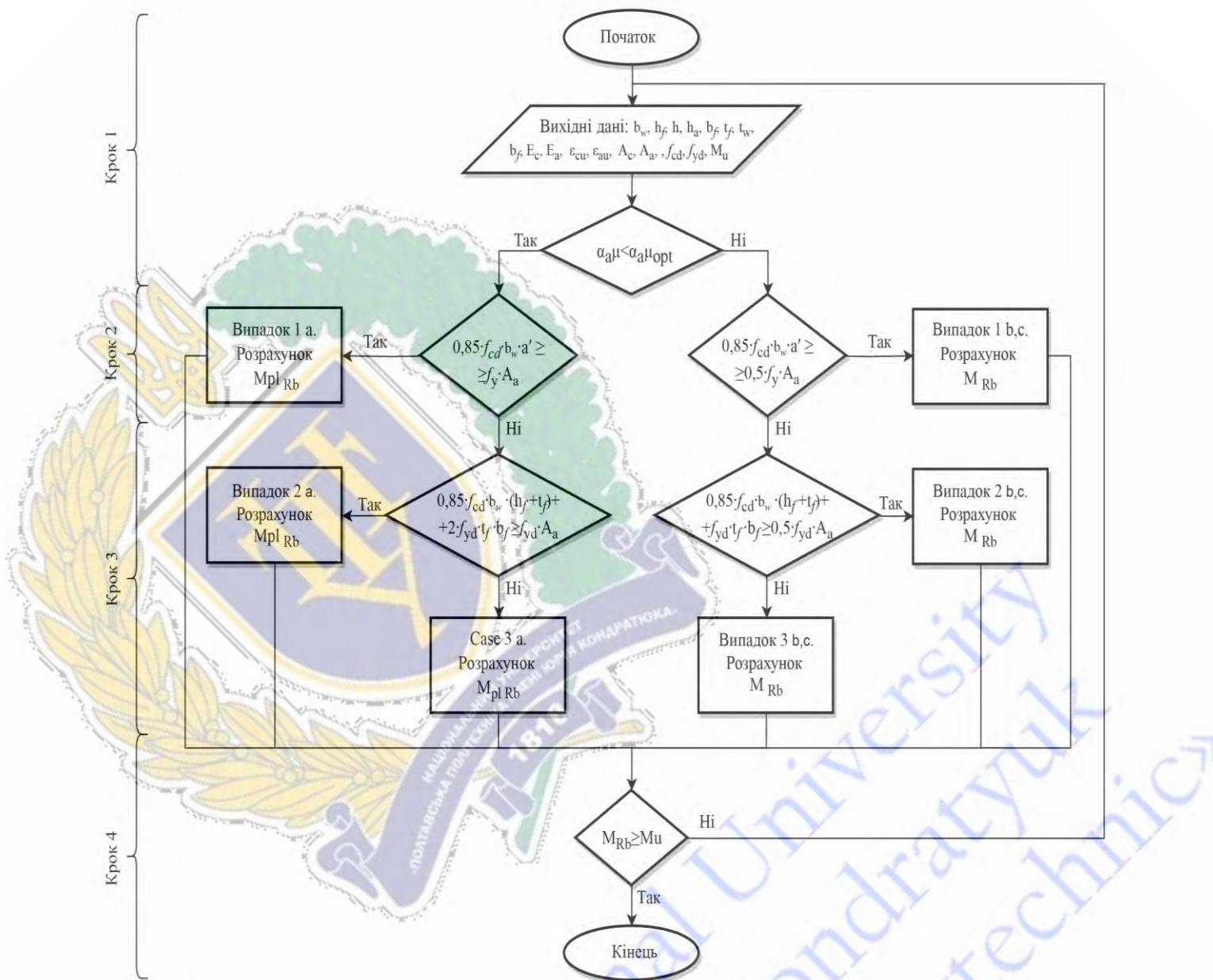


Рисунок 4.2 - Схема алгоритму послідовності розрахунку міцності на згин перерізів плитних елементів монолітних чи збірно-монолітних сталезалізобетонних перекриттів

Таблиця 4.2 - Алгоритм розрахунку міцності на згин плитного сталезалізобетонного елемента при забезпеченні повного зчеплення між їх компонентами

№ п/п	Розрахункові формули	Короткі пояснення, номери формул
1	$B_f, T_f, h, h_a, b_f, t_f, t_w, E_a, E_c, \varepsilon_{cu}, \varepsilon_{au}, A_a, A_c, A_s, f_y, f_c, f_s$	Вихідні дані для розрахунку
2	$\alpha_{a\mu} = (E_a/E_c) \cdot (A_a/A_c),$	Визначення випадку НДС поперечного перерізу за формулою (2.41)



## Продовження таблиці 4.2

№ п/п	Розрахункові формули	Короткі пояснення, номера формул
3	$\Delta_\varepsilon = \varepsilon_{cu} / \varepsilon_{au};$ $\Delta_h = h_a / h$ $\Delta_c = c_{sb} / h$	Визначення значення безрозмірних коефіцієнтів за формулами (2.42), (2.43), (2.44)
4	$0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot h_t + f_{sd} \cdot A_{sc} \geq f_{yd} \cdot A_a + f_{sd} \cdot A_{sb};$	Визначення схеми НДС перерізу та положення нейтральної лінії перерізу (2.45)
5	$x \leq h_t;$	(2.46)
6	$h_t = h - h_a - c_a;$	Визначення відстані за ф. (2.47) при перевірці умови (2.46)
7	$x = \frac{A_a \cdot f_{yd} + A_{sb} \cdot f_{sd} - A_{sc} \cdot f_{sd}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w}$ $M_{pl SRC,b} = A_a \cdot f_{yd} \cdot (d_a - x/2) + A_{sb} \cdot f_{sd} \cdot (h - c_{sb} - x/2) - A_{sc} \cdot f_{sd} \cdot (x/2 - c_{sc});$	Визначення висоти стиснутої зони бетону та розрахунок вигинального моменту за ф. (2.48), (2.49)
8	$d_a = h - d_0 - c_a = h_t + h_a - d_0;$	Визначення величини за ф. (2.50) для знаходження значення (2.49)
9	$0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot (h_t + t_{ft}) + f_{sd} \cdot A_{sc} + 2 \cdot f_{yd} \cdot b_{ft} \cdot t_{ft} \geq f_{yd} \cdot A_a + f_{sd} \cdot A_{sb};$	Визначення положення нейтральної вісі за ф. (2.51), при невиконанні умови (2.45)
10.	$x = h_t + \frac{A_a \cdot f_{yd} + A_{sb} \cdot f_{sd} - A_{sc} \cdot f_{sd} - 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot h_t}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w + 2 \cdot f_{yd} \cdot b_{ft}};$ $M_{pl SRC,b} = A_a \cdot f_{yd} \cdot (d_a - x/2) + A_{sb} \cdot f_{sd} \cdot (h - c_{sb} - x/2) - A_{sc} \cdot f_{sd} \cdot (x/2 - c_{sc}) - f_{yd} \cdot b_{ft} \cdot h_t \cdot (h_t + t_{ft} - x);$	Визначення положення нейтральної вісі та руйнівного пластичного моменту за ф. (2.53), (2.54), при виконанні умов (2.51) та (2.52)
11	$h_t + t_{ft} < x.$	Визначення положення нейтральної вісі за ф. (2.55), при невиконанні умови (2.51)
12	$x = \frac{A_a \cdot f_{yd} + A_{sb} \cdot f_{sd} - A_{sc} \cdot f_{sd} - 2 \cdot f_{yd} \cdot [h_t \cdot t_w + t_{ft} \cdot (t_w - b_{ft}) \cdot t_w]}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w + 2 \cdot f_{yd} \cdot t_w};$	Визначення висоти стисненої зони бетону за ф. (2.56), при невиконанні умови (2.51)

Продовження таблиці 4.2

№ п/п	Розрахункові формули	Короткі пояснення, номера формул
13	$M_{pl SRC,b} = f_{cd} \cdot b_w \cdot \frac{x^2}{2} + A_{sc} \cdot f_{sd} \cdot (x - c_{sc}) + A_{sb} \cdot f_{sd} \cdot (h - c_{sb} - x) + f_{yd} \times \left[ b_{ft} \cdot t_{ft} \cdot (h_a - t_{ft}) + \frac{t_w}{2} \cdot ((x - h_t - t_{ft})^2 + (h_w - (x - h_t - t_{ft}))^2) \right];$	Визначення розрахункового вигинального моменту за ф. (2.57), при невиконанні умови (2.51)
14	$0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot h_t + f_{sd} \cdot A_{sc} \geq 0,5 \cdot f_{yd} \cdot A_a + f_{sd} \cdot A_{sb};$	Визначення випадку НДС за ф. (2.58) при невиконанні умови (2.40)
15	$x = \frac{0,5 \cdot A_a \cdot f_{yd} + A_{sb} \cdot f_{sd} - A_{sc} \cdot f_{sd}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w}$ $M_{SRC,b} = A_a \cdot \sigma_y \cdot (d_a - x/2) + A_{sb} \cdot \sigma_{sb} \cdot (h - c_{sb} - x/2) - A_{sc} \cdot \sigma_{sc} \cdot (x/2 - c_{sc});$	Визначення висоти стисненої зони бетону (2.59) та розрахунок пластичного моменту (2.60), при виконанні умови (2.58)
16	$\varepsilon_a = (\varepsilon_{cu} \cdot (h_a + h_t - x)) / x;$ $\sigma_a = \varepsilon_a \cdot E_a;$ $\varepsilon_{sb} = (\varepsilon_{cu} \cdot (h - c_{sb} - x)) / x;$ $\sigma_{sb} = \varepsilon_{sb} \cdot E_{sb};$ $\sigma_{sc} = \varepsilon_{sc} \cdot E_{sc};$ <p>при <math>x \geq c_{sc}</math>; <math>\varepsilon_{sc} = (\varepsilon_{cu} \cdot (x - c_{sc})) / x</math></p> <p>при <math>x &lt; c_{sc}</math>; <math>\varepsilon_{sc} = (\varepsilon_{cu} \cdot (c_{sc} - x)) / x</math></p>	Визначення коефіцієнтів за ф. (2.61); (2.62); (2.63); (2.64); (2.65); (2.66); (2.67)
17	$0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot (h_t + t_{ft}) + f_{sd} \cdot A_{sc} + 2 \cdot f_{yd} \cdot b_{ft} \cdot t_{ft} \geq 0,5 \cdot f_{yd} \cdot A_a + f_{sd} \cdot A_{sb};$	Визначення положення нейтральної вісі за ф. (2.68), при невиконанні умови (2.58)
18	$x = h_t + \frac{0,5 \cdot A_a \cdot f_{yd} + A_{sb} \cdot f_{sd} - A_{sc} \cdot f_{sd} - 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot h_t}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w + f_{yd} \cdot b_{ft}};$ $M_{SRC,b} = A_a \cdot \sigma_y \cdot (d_a - x/2) + A_{sb} \cdot \sigma_{sd} \times (h - c_{sb} - x/2) - A_{sc} \cdot \sigma_{sc} \cdot (x/2 - c_{sc}) - \sigma_{yd} \cdot b_{ft} \cdot h_t \times (h_t + t_{ft} - x);$	Визначення висоти стисненої зони бетону та руйнівного пластичного моменту за ф. (2.69), (2.70), при виконанні умови (2.68)



Закінчення таблиці 4.2

№ п/п	Розрахункові формули	Короткі пояснення, номера формул
19	$x = \frac{0,5 \cdot A_a \cdot f_{yd} + A_{sb} \cdot f_{sd} - A_{sc} \cdot f_{sd} - f_{yd} \times [h_t \cdot t_w + t_{ft} \cdot (t_w - b_{ft}) \cdot t_w]}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w + f_{yd} \cdot t_w};$ $M_{SRC,b} = f_{cd} \cdot b_w \cdot \frac{x^2}{2} + A_{sc} \cdot \sigma_{sc} \cdot (x - c_{sc}) + A_{sb} \cdot \sigma_{sd} \cdot (h - c_{sb} - x) + \sigma_{yd} \times \left[ b_{ft} \cdot t_{ft} \cdot (h_a - t_{ft}) + \frac{t_w}{2} \cdot ((x - h_t - t_{ft})^2 + (h_w - (x - h_t - t_{ft}))^2) \right]$	Визначення висоти стисненої зони бетону та розрахункового вигинального моменту за ф. (2.71), (2.72), при невиконанні умови (2.68)

#### 4.1.3 Послідовність розрахунку при підборі раціонального перерізу сталю конструктивного елемента, яких здійснюємо армування таврового перерізу балкового сталезалізобетонного елемента.

Підбір раціонального перерізу сталю конструктивного елемента, яким необхідно здійснити армування таврового перерізу балкового елемента сталезалізобетонного перекриття, здійснюємо в такій послідовності:

а) при визначених параметрах прогону плитної ділянки  $L$  (м) і величині розрахункового навантаження  $q$  (кН/м<sup>2</sup>) за таблицею 2.10 попередньо приймаємо необхідну висоту балки  $h$  (мм);

б) приймаємо ширину таврового перерізу балкового елемента по нижній його грані за залежністю:

$$b = (1/2 \dots 1/3) \times h; \quad (4.4)$$

в) визначаємо величину ефективної ширини таврового перерізу балкового елемента по верхній його грані за залежностями:

$$b_f = b + \Sigma b_{ei}; \quad (4.5)$$

де  $b_{ei}$  - значення ефективної ширини бетонної полиці таврового перерізу балкового елемента з кожного його боку, яке визначається за залежністю:

$$b_{ei} = L_e / 6; \quad (4.6)$$

де  $L_e$  – відстань між крайніми вертикальними гранями з кожного з боків таврового перерізу балкового елемента, що проектується, і сусідніх елементів перекриття чи опори в його крайньому прогоні;

г) при визначених параметрах міцності бетону (залежно від класу бетону) і арматурної сталі (залежно від класів сталі А240С чи А400С) визначаємо за даними таблиці 4.1 значення залежності  $M_{RC,b}/(bh^2)$ ;

д) визначаємо значення моменту рівноваги  $M_{RC,b}$  (кНм), який може сприйняти розрахунковий тавровий переріз балкового залізобетонного елемента шириною  $b_f$ , визначеною висотою ( $h$ ) за наступною залежністю при передумові, що висота стисненої зони бетону буде менше висоти полиць таврового перерізу ( $x \leq h_f$ ):

$$M_{RC,b} = [M_{RC,b}/(bh^2)] \times b_f \times h; \quad (4.7)$$

е) при заданому чи визначеному значенні вигинального моменту  $M$  (кНм) в розрахунковому перерізі балкового елемента сталезалізобетонного перекриття при дії на нього зовнішнього розрахункового навантаження величиною  $q$  (кН/м<sup>2</sup>) виконуємо перевірку умови  $M \leq M_{RC,b}$ , якщо умова задовільняється, то балковий елемент конструкції перекриття проектується як залізобетонний елемент, а якщо ні, то тоді балковий елемент перекриття необхідно проектувати сталезалізобетонним;

ж) визначаємо значення коефіцієнта армування  $\rho_a$  (в %) за даними таблиць в додатку А залежно від визначених величин: розрахункового навантаження  $q$  (кН/м<sup>2</sup>); прогону балкового елемента  $L$  (м); класу міцності бетону і класу арматурної сталі, із яких проектуються компоненти балкового елемента перекриття;

з) визначаємо значення площі перерізу сталюого конструктивного елемента  $A_a$  (см<sup>2</sup>), яким необхідно виконати армування таврового перерізу балкового елемента сталезалізобетонного перекриття, за залежністю:

$$A_a = (b \times h + (b_f - b) \times h_f) \times \rho_a; \quad (4.8)$$

и) для визначеної площі перерізу сталюого конструктивного елемента  $A_a$ , яким здійснюється армування таврового перерізу балкового елемента сталезалізобетонного перекриття, підбираємо необхідний складений переріз чи



суцільний переріз сталюого елемента із прокатного профілю. Якщо попередньо прийняти, що необхідний переріз сталюого конструктивного елемента буде мати форму двотавру висотою рівною 75...85% від загальної висоти балки ( $h_{a,opt} \leq 0,85 \times h$ ), то можна визначити значення його моменту опору за залежністю:

$$W_{a,red} = A_{a,opt} \times h_{a,opt} / 3. \quad (4.3)$$

Для визначеної величини моменту опору приймаємо необхідний складений чи суцільний, приведений до вертикальної осі балки, переріз сталюого конструктивного елемента, який має форму двотавру. Виконуємо проектування перерізу сталюого конструктивного елемента балки сталезалізобетонного перекриття залежно від розмірів її таврового перерізу. Варіанти армування поперечних двотаврових перерізів балкових елементів монолітних і збірно-монолітних а сталезалізобетонних перекриттів приведено в таблиці 1.1.

Далі переходимо до II етапу проектування балкового елемента сталезалізобетонного перекриття: перевірки міцності на згин попередньо сконструйованого перерізу балкового елемента сталезалізобетонного перекриття.

Перевірку міцності на згин балкового елемента сталезалізобетонного перекриття здійснюємо, використовуючи алгоритми послідовності розрахунку, які були розроблені в розділі 2 роботи, коли буде задовільнятися нерівність:

$$M_u \geq M.$$

#### **4.1.4 Послідовність перевірного розрахунку міцності на згин таврового перерізу балкового елемента сталезалізобетонного перекриття.**

Перевірочний розрахунок міцності на згин таврового перерізу сталезалізобетонної балки з жорстким армуванням був розроблений на основі теоретичних розробок, які представлені в розділі 2. Метою перевірного розрахунку є перевірка умов міцності нормального таврового перерізу СЗББ з жорстким армуванням при наступних параметрах, що заздалегідь відомі: зовнішнє навантаження чи зусилля, що діють в розрахунковому перерізі; розміри конструкції, її елементів та розрахункових перерізів; фізичні та міцнісні характеристики матеріалів, що є компонентами СЗББ з жорстким армуванням.

Перевірочний розрахунок міцності нормального таврового перерізу сталезалізобетонної балки з жорстким армуванням виконуємо в наступній послідовності, поетапно при дотриманні на кожному етапі наступних умов:

- умов, що дозволяє визначити характер руйнування перерізу СЗББ при дії пластичного ( $M_{plRd}$ ) чи пружного моментів ( $M_{Rd}$ ) за даними фізичних та міцнісних характеристик матеріалів, що є компонентами балки, на основі деформаційної моделі;
- умов, що дозволяють визначати положення конструкційного приведеного двотаврового профілю відносно полиці і висоти таврового перерізу СЗББ;
- умов, при яких внутрішнє зусилля стиснення в розрахунковому перерізі є більшим від внутрішнього зусилля розтягу, які дозволяють визначити межі положення нейтральної лінії перерізу.

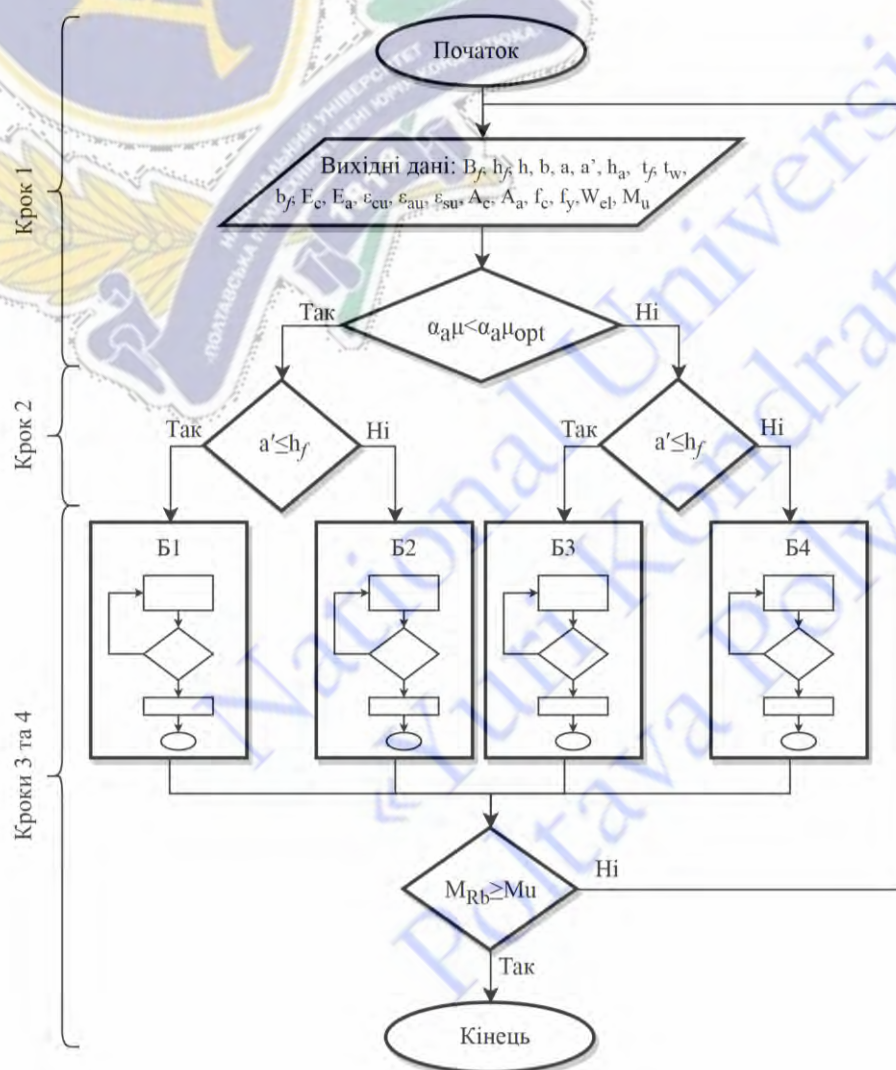


Рисунок 4.3 – Алгоритм розрахунку міцності СЗББ з жорстким армуванням при забезпеченні повного зчеплення між їх компонентами



Для зручності проведення розрахунків був складений алгоритм послідовності розрахунку міцності СЗББ з жорстким армуванням на основі деформаційної моделі при забезпеченні повного зчеплення між їх компонентами, який наведено на рис. 4.3, рис. 4.4 та в таблиці 4.3.

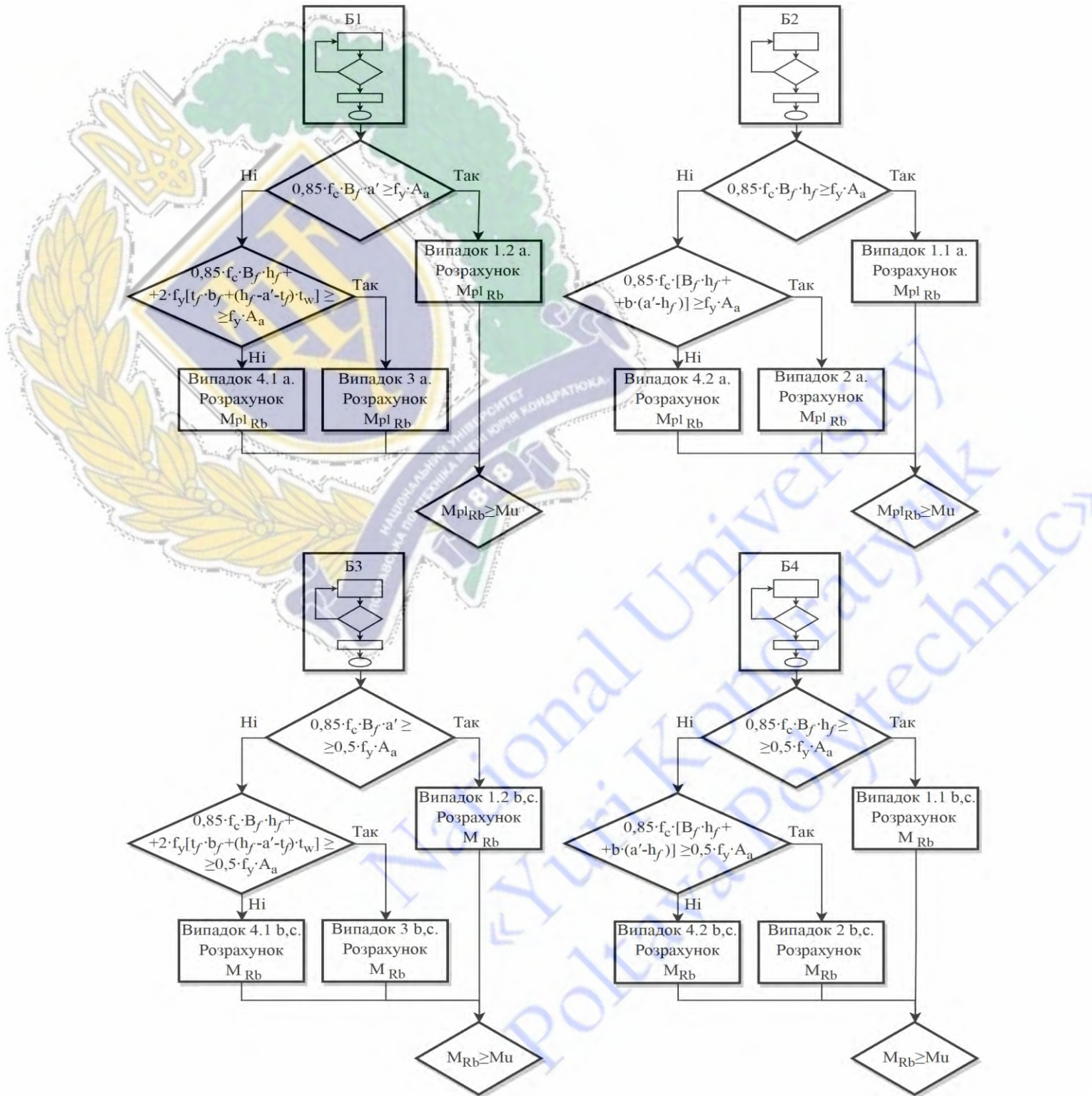


Рисунок 4.4 – Алгоритм (окремі елементи блок схем) розрахунку міцності СЗББ -з жорстким армуванням при забезпеченні повного зчеплення між їх компонентами

Таблиця 4.3 - Алгоритм розрахунку міцності на згин таврового перерізу балкового елемента сталезалізобетонного перекриття при забезпеченні повного зчеплення між його компонентами

№ п/п	Розрахункові формули	Короткі пояснення, номери формул
1	$B_f, b, h_f, h, h_a, b_f, t_f, t_w, E_a, E_c, \varepsilon_{cu}, \varepsilon_{au}, A_a, A_c, f_{yd}, f_{cd}, a', a, W_a, A_s, f_{sd}, A_s', f_{sd}'$	Вихідні дані для розрахунку
2	$\Delta_\varepsilon = \varepsilon_{cu} / \varepsilon_{au};$ $\Delta_h = h_a / h; \quad \Delta_c = a / h$ $\alpha_a \mu = (E_a / E_c) \cdot (A_a / A_c)$	Визначення значення безрозмірних коефіцієнтів за формулами (2.42), (2.43), (2.44), (2.41)
3	$\alpha_a \mu < \alpha_a \mu_{onm}$	Визначення пластичної чи пружної роботи перерізу (2.40)
4	$a' \leq h_f,$ $0,85 \cdot f_{cd} \cdot B_f \cdot a' + f_{sd}' \cdot A_s' \geq f_{yd} \cdot A_a + f_{sd} \cdot A_s$	Визначення випадку НДС за ф. (2.86), (2.87)
5	$x = (A_a \cdot f_{yd} + f_{sd} \cdot A_s - f_{sd}' \cdot A_s') / (0,85 \cdot f_{cd} \cdot B_f)$ $M_{plRb} = A_a \cdot f_{yd} \cdot (z_a - x/2) + f_{sd} \cdot A_s \cdot (h - a_s - x/2) - f_{sd}' \cdot A_s' \cdot (x/2 - a_s')$ $z_a = a' + h_a / 2$	Визначення положення нейтральної лінії та пластичного моменту за ф. (2.88), (2.89), (2.90) при виконанні умов (2.86), (2.87)
6	$a' \leq h_f,$ $0,85 \cdot f_{cd} \cdot B_f \cdot h_f + f_{sd}' \cdot A_s' + 2 \cdot f_{yd} [t_f \cdot b_f + (h_f - a' - t_f) \cdot t_w] \geq f_{yd} \cdot A_a + f_{sd} \cdot A_s$	Визначення випадку НДС за ф. (2.86), (2.91), при невиконанні умови (2.87)
7	$x = (A_a \cdot f_{yd} + f_{sd} \cdot A_s - f_{sd}' \cdot A_s' - 2 \cdot f_{yd} [t_f \cdot b_f + (h_f - a' - t_f) \cdot t_w]) / (0,85 \cdot f_{cd} \cdot B_f)$ $M_{plRb} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot B_f \cdot \frac{x^2}{2} + f_{yd} \cdot [W_{pl} + (z_a - x)^2] + f_{sd} \cdot A_s \cdot (h - a_s - x) + f_{sd}' \cdot A_s' \cdot (x - a_s')$	Визначення положення нейтральної лінії та пластичного моменту за ф. (2.92), (2.93) при виконанні умов (2.86), (2.91)
8	$x = (A_a \cdot f_{yd} + f_{sd} \cdot A_s - f_{sd}' \cdot A_s' + 2 \cdot f_{yd} [t_w \cdot a' + t_f \cdot (t_w - b_f) \cdot t_w]) / (0,85 \cdot f_{cd} \cdot B_f + 2 \cdot f_{yd} \cdot t_w)$ $M_{plRb} = \left[ (B_f - b) \cdot h_f \cdot \left( x - \frac{h_f}{2} \right) + b \cdot \frac{x^2}{2} \right] \cdot 0,85 \cdot f_{cd} + f_{yd} \times$ $\times [W_{pl} + (z_a - x)^2] + f_{sd} \cdot A_s \cdot (h - a_s - x) + f_{sd}' \cdot A_s' \cdot (x - a_s')$	Визначення положення нейтральної лінії та пластичного моменту за ф. (2.94), (2.95) при виконанні умови (2.86), та не виконанні умови (2.91) (див. рис. 3.3)



## Продовження таблиці 4.3

№ П/П	Розрахункові формули	Короткі пояснення, номера формул
9	$a' \geq h_f,$ $0,85 \cdot f_{cd} \cdot B_f \cdot h_f + f_{sd}' \cdot A_s' \geq f_{yd} \cdot A_a + f_{sd} \cdot A_s$	Визначення випадку НДС за ф. (2.96), (2.97)
10	$x = (A_a \cdot f_{yd} + f_{sd} \cdot A_s - f_{sd}' \cdot A_s') / (0,85 \cdot f_{cd} \cdot B_f)$ $M_{plRb} = A_a \cdot f_{yd} \cdot (z_a - x/2) + f_{sd} \cdot A_s \cdot (h - a_s - x/2) - f_{sd}' \cdot A_s' \cdot (x/2 - a_s')$	Визначення положення нейтральної лінії та пластичного моменту за ф. (2.88), (2.89) при виконанні умов (2.96), (2.97)
11	$a' \geq h_f,$ $0,85 \cdot f_{cd} \cdot [B_f \cdot h_f + b \cdot (a' - h_f)] + f_{sd}' \cdot A_s' \geq f_{yd} \cdot A_a + f_{sd} \cdot A_s$	Визначення випадку НДС за ф. (2.96), (2.98), при невиконанні умови (2.97)
12	$x = (A_a \cdot f_{yd} + f_{sd} \cdot A_s - f_{sd}' \cdot A_s' - 0,85 \cdot f_{cd} \cdot B_f \cdot h_f) / (0,85 \cdot f_{cd} \cdot B_f) + h_f$ $M_{plRb} = A_a \cdot f_{yd} \cdot (z_a - y_c^e) + f_{sd} \cdot A_s \cdot (h - a_s - x/2) - f_{sd}' \cdot A_s' \cdot (x/2 - a_s')$ $y_c^e = \frac{(B_f - b) \cdot (h_f^2 / 2) + b \cdot x^2 / 2}{(B_f - b) \cdot h_f + b \cdot x}$	Визначення положення нейтральної лінії та пластичного моменту за ф. (2.99), (2.100), (2.101) при виконанні умов (2.96), (2.98)
13	$x = (A_a \cdot f_{yd} + f_{sd} \cdot A_s - f_{sd}' \cdot A_s' + 2 \cdot f_{yd} [t_w \cdot a' + t_f \cdot (t_w - b_f) \cdot t_w]) / (0,85 \cdot f_{cd} \cdot B_f + 2 \cdot f_{yd} \cdot t_w)$ $M_{plRb} = \left[ (B_f - b) \cdot h_f \cdot \left( x - \frac{h_f}{2} \right) + b \cdot \frac{x^2}{2} \right] \cdot 0,85 \cdot f_{cd} + f_{yd} \times$ $\times [W_{pl} + (z_a - x)^2] + f_{sd} \cdot A_s \cdot (h - a_s - x) + f_{sd}' \cdot A_s' \cdot (x - a_s')$	Визначення положення нейтральної лінії та пластичного моменту за ф. (2.94), (2.95) при виконанні умови (2.96), та не виконанні умови (2.98)
14	$a' \leq h_f,$ $0,85 \cdot f_{cd} \cdot B_f \cdot a' + f_{sd}' \cdot A_s' \geq f_{yd} \cdot A_a + f_{sd} \cdot A_s$	Визначення випадку НДС за ф. (2.86), (2.102) при невиконанні умови (2.40)
15	$x = (0,5 \cdot A_a \cdot f_{yd} + f_{sd} \cdot A_s - f_{sd}' \cdot A_s') / (0,85 \cdot f_{cd} \cdot B_f)$ $M_{Rb} = 0,5 \cdot [A_a \cdot \sigma_y \cdot (z_a - x/2) + \sigma_s \cdot A_s \cdot (h - a_s - x/2) - \sigma_s' \cdot A_s' \cdot (x/2 - a_s')] +$ $\varepsilon_a = (\varepsilon_{cu} \cdot (h_a + a' - x)) / x; \quad \sigma_a = \varepsilon_a \cdot E_a$ $\varepsilon_s = (\varepsilon_{cu} \cdot (h - a_s - x)) / x \quad \sigma_s = \varepsilon_s \cdot E_s$ $x \geq a_s \quad \varepsilon_s = (\varepsilon_{cu} \cdot (x - a_s')) / x \quad \sigma_s' = \varepsilon_s' \cdot E_s'$ $x < a_s; \quad \varepsilon_s = (\varepsilon_{cu} \cdot (a_s' - x)) / x$	Визначення положення нейтральної лінії за ф. (2.103); пружний момент за ф. (2.104); напруження в сталевих елементах за ф. (2.105), (2.106), (2.107), (2.108), (2.109), (2.110), (2.111), при виконанні умов (2.86), (2.102)

Закінчення таблиці 4.3

№ п/п	Розрахункові формули	Короткі пояснення, номера формул
16	$a' \geq h_f, \quad 0,85 \cdot f_{cd} \cdot B_f \cdot h_f + f_{sd}' \cdot A_s' + 2 \cdot f_{yd} [t_f \cdot b_f + (h_f - a' - t_f) \cdot t_w] \geq 0,5 \cdot f_{yd} \cdot A_a + f_{sd} \cdot A_s$	Визначення випадку НДС за ф. (2.96), (2.112), при невиконанні умови (2.102)
17	$x = (0,5 \cdot A_a \cdot f_{yd} + f_{sd} \cdot A_s - f_{sd}' \cdot A_s' - 2 \cdot f_{yd} [t_f \cdot b_f + (h_f - a' - t_f) \cdot t_w]) / (0,85 \cdot f_{cd} \cdot B_f)$ $M_{Rb} = 0,85 \cdot \sigma_a \cdot B_f \cdot \frac{x^2}{2} + 0,5 \cdot [\sigma_y \cdot [W_{pl} + (z_a - x)^2] + \sigma_s \cdot A_s \cdot (h - a_s - x) + \sigma_s' \cdot A_s' \cdot (x - a_s')]$	Визначення положення нейтральної лінії та пружного моменту за ф. (2.113), (2.114) при виконанні умов (2.96), (2.112)
18	$x = (0,5 \cdot A_a \cdot f_{yd} + f_{sd} \cdot A_s - f_{sd}' \cdot A_s' + 2 \cdot f_{yd} [t_w \cdot a' + t_f \cdot (t_w - b_f) \cdot t_w]) / (0,85 \cdot f_{cd} \cdot B_f + 2 \cdot f_{yd} \cdot t_w)$ $M_{Rb} = \left[ (B_f - b) \cdot h_f \cdot \left( x - \frac{h_f}{2} \right) + b \cdot \frac{x^2}{2} \right] \cdot 0,85 \cdot f_{cd} + 0,5 \cdot [\sigma_y \times [W_{pl} + (z_a - x)^2] + \sigma_s \cdot A_s \cdot (h - a_s - x) + \sigma_s' \cdot A_s' \cdot (x - a_s')]$	Визначення положення нейтральної лінії та пластичного моменту за ф. (2.115), (2.116) при виконанні умови (2.96), та не виконанні умови (2.112)
19	$a' \geq h_f, \quad 0,85 \cdot f_{cd} \cdot B_f \cdot h_f + f_{sd}' \cdot A_s' \geq 0,5 \cdot f_{yd} \cdot A_a + f_{sd} \cdot A_s$	Визначення випадку НДС за ф. (2.96), (2.117)
20	$x = (0,5 \cdot A_a \cdot f_{yd} + f_{sd} \cdot A_s - f_{sd}' \cdot A_s') / (0,85 \cdot f_{cd} \cdot B_f)$ $M_{Rb} = 0,5 \cdot [A_a \cdot \sigma_y \cdot (z_a - x/2) + \sigma_s \cdot A_s \cdot (h - a_s - x/2) - \sigma_s' \cdot A_s' \cdot (x/2 - a_s')]$	Визначення положення нейтральної лінії та пластичного моменту за ф. (2.103), (2.104) при виконанні умов (2.96), (2.117)
21	$a' \geq h_f, \quad 0,85 \cdot f_{cd} \cdot [B_f \cdot h_f + b \cdot (a' - h_f)] + f_{sd}' \cdot A_s' \geq 0,5 \cdot f_{yd} \cdot A_a + f_{sd} \cdot A_s$	Визначення випадку НДС за ф. (2.96), (2.118) при невиконанні умови (2.117)
22	$x = (0,5 \cdot A_a \cdot f_{yd} + f_{sd} \cdot A_s - f_{sd}' \cdot A_s' - 0,85 \cdot f_{cd} \cdot B_f \cdot h_f) / (0,85 \cdot f_{cd} \cdot B_f) + h_f$ $M_{Rb} = 0,5 \cdot [A_a \cdot \sigma_y \cdot (z_a - y_c^e) + \sigma_s \cdot A_s \cdot (h - a_s - x/2) - \sigma_s' \cdot A_s' \cdot (x/2 - a_s')]$	Визначення положення нейтральної лінії та пластичного моменту за ф. (2.119), (2.120), при виконанні умов (2.96), (2.118)
23	$x = (0,5 \cdot A_a \cdot f_{yd} + f_{sd} \cdot A_s - f_{sd}' \cdot A_s' + 2 \cdot f_{yd} [t_w \cdot a' + t_f \cdot (t_w - b_f) \cdot t_w]) / (0,85 \cdot f_{cd} \cdot B_f + 2 \cdot f_{yd} \cdot t_w)$ $M_{Rb} = \left[ (B_f - b) \cdot h_f \cdot \left( x - \frac{h_f}{2} \right) + b \cdot \frac{x^2}{2} \right] \cdot 0,85 \cdot f_{cd} + 0,5 \cdot [\sigma_y \times [W_{pl} + (z_a - x)^2] + \sigma_s \cdot A_s \cdot (h - a_s - x) + \sigma_s' \cdot A_s' \cdot (x - a_s')]$	Визначення положення нейтральної лінії та пластичного моменту за ф. (2.115), (2.116) при виконанні умови (2.96), та не виконанні умови (2.118)



## 4.1.5 Приклади проектування плитних і балкових елементів сталезалізобетонного перекриття та перевірки їх міцності на згин.

### 4.1.5.1 Приклад розрахунку.

Завдання для проектування. Виконати розрахунок і проектування монолітних сталезалізобетонних міжповерхових перекриттів та перекриття підвального поверху, приміщення якого є приміщеннями подвійного призначення, ділянки громадської будівлі розмірами у плані  $18 \times 22,5$  м з неповним каркасом (напівкаркасна конструктивна схема). Сітка внутрішніх колон становить  $6 \times 4,5$  м, розміри перерізу колон -  $b_k \times h_k = 400 \times 400$  мм. Плитні елементи перекриття в крайній прогонах і по контуру оперті на несучі цегляні стіни будівлі (див. рисунок 4.5). Повне навантаження на міжповерхові перекриття прийняти рівним  $q = 10$  кН/м<sup>2</sup>, на перекриття підвального поверху -  $(g_{k,i} + q_{k,i}) = 100$  кН/м<sup>2</sup>. Монолітні балкові перекриття будівлі улаштовуються із бетону класу С20/25.



Рисунок 4.5 – Загальний вигляд ділянки будівлі, на якій необхідно виконати проектування міжповерхових перекриттів з плитами опертими по контуру.

Рішення:

1) Виконуємо підбір раціонального перерізу сталюого конструктивного елемента, яким необхідно здійснити армування плитної ділянки сталезалізобетонного перекриття 1-го поверху:

1.1) Визначаємо розрахунковий проліт плитної ділянки  $L$  (м), визначаємо за таблицею 2.7 її необхідну товщину  $h$  (мм):

$$L = l_1 - h_k = 4,5 - 0,2 = 4,3 \text{ м}$$

Згідно даних табл. 2.7 приймаємо товщину плитної ділянки монолітного перекриття при довжині її прогону  $l_1 = 4 \dots 5$  м рівною  $h = 160 \dots 180$  мм.

1.2) Визначаємо значення залежності  $M_{RC,b}/(bh^2)$  для бетону класу С20/25 та арматурної сталі класу А400С за даними таблиці 4.1. Значення залежності становить:  $M_{RC,b}/(bh^2) = 2,032$  МПа.

1.3) Визначаємо значення моменту рівноваги  $M_{RC,b}$  (кНм), який може сприйняти розрахунковий переріз плитного залізобетонного елемента шириною  $b_w = 1$  м, визначеною висотою  $h = 0,16$  м за залежністю:

$$M_{RC,b} = [M_{RC,b}/(bh^2)] \times b_w \times h = 2,849 \times 1,0 \times 0,16 = 0,455 \text{ кНм.}$$

1.4) Визначаємо значення вигинального моменту  $M$  (кНм) в розрахунковому перерізі плитної ділянки сталезалізобетонного елемента при дії на неї зовнішнього розрахункового навантаження  $q$  (кН/м<sup>2</sup>), виконуємо перевірку умови  $M \leq M_{RC,b}$ . Якщо умова задовільняється, то плита конструкція проектується як плитний залізобетонний елемент, а якщо ні, то плита конструкція проектується як плитний сталезалізобетонний елемент.

$$M = (q \times l^2) / 11 = 10 \times 4,3^2 / 11 = 16,8 \text{ кНм;}$$

$$M = 16,8 \text{ кНм} > M_{RC,b} = 0,455 \text{ кНм}$$

Умова не задовільняється, отже плита конструкція перекриття проектується як плитний сталезалізобетонний елемент.

1.5) Визначаємо значення коефіцієнта армування  $\rho_a$  (в %) сталюого конструкційного елемента із сталі марки S235, котрим буде армований сталезалізобетонний плитний елемент, за даними таблиці А3 в додатку А залежно від визначених величин: розрахункового навантаження  $q = 10$  кН/м<sup>2</sup>; прогону



плитної ділянки  $L=4,3$  м ; класу міцності бетону С20/25 і класу арматурної сталі А400С:

$$\rho_a = 5,84 \text{ ‰} = 0,584\%$$

1.6) Визначаємо значення площі перерізу сталюого конструктивного елемента  $A_a$  (см<sup>2</sup>), яким необхідно виконати армування плитної ділянки сталезалізобетонного міжповерхового перекриття:

$$A_a = b_w \times h \times \rho_a = 100 \times 16 \times 0,00584 = 9,34 \text{ см}^2.$$

1.7) Визначаємо висоту сталюого конструктивного елемента  $h_{a,opt}$ , прийнявши що він буде мати форму двотавру. Визначаємо його момент опору:

$$h_{a,opt} = 0,85 \times h = 0,85 \times 16 = 13,6 \text{ см}$$

$$W_{a,red} = A_{a,opt} \times h_{a,opt} / 3 = 9,34 \times 13,6 / 3 = 42,34 \text{ см}^3$$

Приймаємо переріз сталюого конструктивного елемента виконаний з двотавра №12:  $A_a = 14,7 \text{ см}^2$ ,  $W_a = 58,4 \text{ см}^3$  (див. рис. 4.6).

Стрижневе армування в розтягненій зоні приймаємо, спираючись на значення коефіцієнта армування  $\rho_t$ , за даними таблиць в додатку А залежно від класу міцності бетону С20/25 і класу арматурної сталі А400С:  $\rho_t = 0,071\%$ :

$$A_{sc} = b_w \times h \times \rho_t = 100 \times 16 \times 0,00071 = 1,136 \text{ см}^2.$$

Приймаємо армування розтягнутої зони: 5Ø6 мм, А400С,  $A_{sc} = 1,42 \text{ см}^2$ .

Стрижневе армування стисненої зони приймаємо конструктивно: 5Ø6 мм, А400С,  $A_{sb} = 1,42 \text{ см}^2$ .

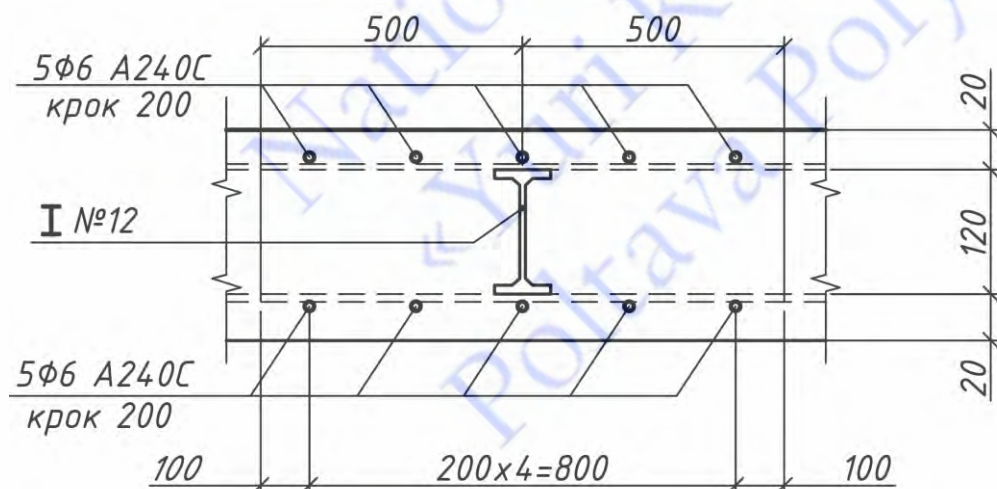


Рисунок 4.6 – Загальний вигляд армування 1 п.м перерізу плитного елемента сталезалізобетонного міжповерхового перекриття будівлі.

2) Виконуємо перевірку міцності на згин попередньо сконструйованого перерізу плитної ділянки сталезалізобетонного міжповерхового перекриття.

2.1) Визначаємо випадок напружено-деформованого стану (НДС) розрахункового перерізу, перевіряючи умову:

$$0,85f_{cd}b_w h_t + f_{sd}A_{sc} \geq f_{yd}A_a + f_{sd}A_{sb};$$

$$0,85 \times 13,33 \times 100 \times 100 \times 2 + 347,6 \times 100 \times 1,42 < 235 \times 100 \times 14,7 + 347,6 \times 100 \times 1,42$$

$$275969,2 < 380211,4$$

2.2) Так, як умова  $0,85f_{cd}b_w h_t + f_{sd}A_{sc} \geq f_{yd}A_a + f_{sd}A_{sb}$  не виконується, перевіряємо умову:

$$0,85f_{cd}b_w(h_t + t_{ft}) + f_{sd}A_{sc} + 2f_{yd}b_{ft}t_{ft} \geq f_{yd}A_a + f_{sd}A_{sb};$$

$$0,85 \times 13,33 \times 100 \times 100 \times (2 + 0,73) + 347,6 \times 100 \times 1,42 +$$

$$+ 2 \times 235 \times 100 \times 0,73 \times 6,4 > 235 \times 100 \times 14,7 + 347,6 \times 100 \times 1,42$$

$$563668,1 > 380211,4$$

Так, як умова  $0,85f_{cd}b_w(h_t + t_{ft}) + f_{sd}A_{sc} + 2f_{yd}b_{ft}t_{ft} \geq f_{yd}A_a + f_{sd}A_{sb}$  виконується, то нейтральна вісь проходить на рівні товщини верхньої полиці двотаврового профілю, котрим армований переріз плитного елемента перекриття.

2.3) Визначаємо висоту стисненої зони бетону ( $x$ ) та розрахунковий вигинальний пластичний момент ( $M_{plRb}$ ) в перерізі сталезалізобетонного плитного елемента відповідно за формулами:

$$x = h_t + \frac{A_a f_{yd} + A_{sb} f_{sd} - A_{sc} f_{sd} - 0,85 f_{cd} b_w h_t}{0,85 f_{cd} b_w + 2 f_{yd} b_{ft}} =$$

$$= 2 + \frac{14,7 \times 235 \times 100 + 1,42 \times 347,6 \times 100 - 1,42 \times 347,6 \times 100 - 0,85 \times 13,33 \times 100 \times 100 \times 2}{0,85 \times 13,33 \times 100 \times 100 + 2 \times 235 \times 6,4} =$$

$$= 2 + 0,113 = 2,113 \text{ см};$$

$$M_{SRC,b} = A_a f_{yd} (d_a - x / 2) - 2 f_{yd} b_{ft} (x - h_t) \frac{x}{2} - A_{sc} f_{sc} \times (x / 2 - c_{sc}) +$$

$$+ A_{sb} f_{sd} \times (h - c_{sb} - x / 2) = 14,7 \times 235 \times 100 \times (8 - 2,113 / 2) - 2 \times 235 \times 100 \times 6,4 \times$$

$$\times (2,113 - 2) \times 2,113 / 2 - 1,42 \times 347,6 \times 100 \times (2,113 / 2 - 1,1) +$$

$$+ 1,42 \times 347,6 \times 100 \times (16 - 1,1 - 2,113 / 2) = 3048172,27 \text{ Н} \cdot \text{см} = 30,48 \text{ кНм}$$

2.4) Так, як  $M_{plRb} > M$ , то міцність нормального перерізу сталезалізобетонного



плитного елемента забезпечена:

$$M_{plRb} = 30,48 \text{ кНм} > M = 16,80 \text{ кНм}.$$

3) Виконуємо підбір раціонального перерізу сталю конструктивного елемента, яким необхідно здійснити армування плитної ділянки сталезалізобетонного перекриття підвального поверху будівлі:

3.1) Розрахунковий проліт плитної ділянки становить  $L=4,3 \text{ м}$ , за таблицею 2.7 визначаємо товщину плити  $h$ :  $h=200 \text{ мм}$ .

3.2) Визначаємо значення залежності  $M_{RC,b}/(bh^2)$  для бетону класу С20/25 та арматурної сталі класу А400С за даними таблиці 4.1. Значення залежності становить:  $M_{RC,b}/(bh^2) = 2,032 \text{ МПа}$ .

3.3) Визначаємо значення моменту рівноваги  $M_{RC,b}$  (кНм):

$$M_{RC,b}=[M_{RC,b}/(bh^2)] \times b_w \times h = 2,032 \times 1,0 \times 0,20 = 0,570 \text{ кНм}$$

3.4) Визначаємо значення вигинального моменту  $M$  (кНм) в розрахунковому перерізі плитної ділянки сталезалізобетонного елемента при дії на неї зовнішнього розрахункового навантаження  $q_2$  (кН/м<sup>2</sup>):

$$M=(q_2 \times l^2)/11 = 100 \times 4,3^2/11 = 168,1 \text{ кНм};$$

Виконуємо перевірку умови  $M \leq M_{RC,b}$ .

$$M=168,1 \text{ кНм} > M_{RC,b}=0,570 \text{ кНм}, \text{ умова не задовільняється.}$$

Плитна конструкція проектується як плитний сталезалізобетонний елемент.

3.5) Визначаємо значення коефіцієнта армування  $\rho_a$  (в %) сталю конструктивного елемента із сталі марки S235, котрим буде армований сталезалізобетонний плитний елемент, шляхом інтерполяції значень навантаження та проліту за даними таблиці А4 в додатку А при класі міцності бетону С20/25 і класу арматурної сталі А400С.

$$\rho_a = 47,7 \text{ ‰} = 4,77\%;$$

3.6) Визначаємо значення площі перерізу сталю конструктивного елемента  $A_a$  (см<sup>2</sup>), яким необхідно виконати армування плитної ділянки сталезалізобетонного перекриття підвального поверху будівлі:

$$A_a = b_w \times h \times \rho_a = 100 \times 20 \times 0,0477 = 95,1 \text{ см}^2.$$

3.7) Визначаємо висоту сталюого конструктивного елемента  $h_{a,opt}$ , прийнявши, що він буде мати форму двотавру. Визначаємо його момент опору:

$$h_{a,opt} = 0,85 \times h = 0,85 \times 20 = 17 \text{ см}$$

$$W_{a,red} = A_{a,opt} \times h_{a,opt} / 3 = 95,1 \times 17 / 3 = 538 \text{ см}^3$$

Приймаємо сумарний переріз сталюого конструктивного елемента із 5-ти прокатних двотаврів №16:  $\sum A_a = 101 \text{ см}^2$ ,  $\sum W_a = 545 \text{ см}^3$ .

Стрижневе армування в розтягнутій зоні приймаємо, спираючись на значення коефіцієнта армування  $\rho_t$  за даними таблиць в додатку А залежно від класу міцності бетону С20/25 і класу арматурної сталі А400С:  $\rho_t = 0,071\%$ :

$$A_{sc} = b_w \times h \times \rho_t = 100 \times 16 \times 0,00071 = 1,136 \text{ см}^2.$$

Приймаємо армування розтягнутої зони перерізу із п'яти стержнів діаметром Ø5 мм: 5Ø6 мм, А400С,  $\sum A_{sc} = 1,42 \text{ см}^2$  (див. рис. 4.7).

Стрижневе армування стисненої зони приймаємо конструктивно: 5Ø6 мм, А400С,  $\sum A_{sb} = 1,42 \text{ см}^2$ .

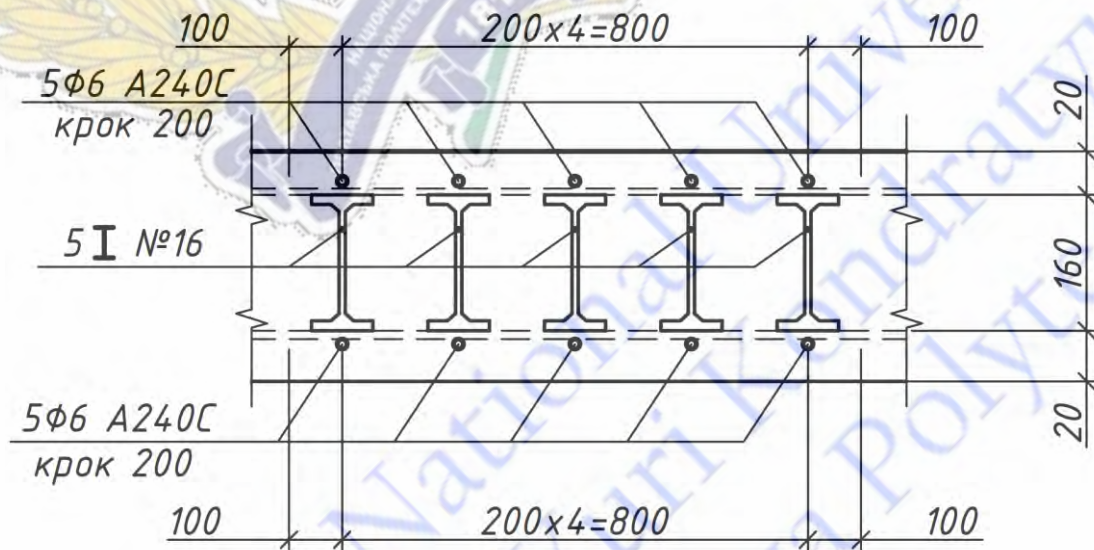


Рисунок 4.7 – Загальний вигляд армування 1 п.м перерізу плитного елемента сталезалізобетонного перекриття підвального поверху будівлі, приміщення котрого використовуються як споруда подвійного призначення.

4) Виконуємо перевірку міцності на згин попередньо сконструйованого перерізу плитної ділянки сталезалізобетонного перекриття підвального поверху.

4.1) Визначаємо випадок напружено-деформованого стану (НДС)



розрахункового перерізу, перевіряючи умову:

$$0,85f_{cd}b_w h_t + f_{sd}A_{sc} \geq f_{yd}A_a + f_{sd}A_{sb};$$

$$0,85 \times 13,33 \times 100 \times 100 \times 2 + 347,6 \times 100 \times 1,42 < 235 \times 100 \times 101 + 347,6 \times 100 \times 1,42$$

$$275969,2 < 2422859,2$$

4.2) Так, як умова  $0,85f_{cd}b_w h_t + f_{sd}A_{sc} \geq f_{yd}A_a + f_{sd}A_{sb}$  не виконується, перевіряємо умову:

$$0,85f_{cd}b_w(h_t + t_{ft}) + f_{sd}A_{sc} + 2f_{yd}b_{ft}t_{ft} \geq f_{yd}A_a + f_{sd}A_{sb};$$

$$0,85 \times 13,33 \times 100 \times 100 \times (2 + 0,78) + 347,6 \times 100 \times 1,42 +$$

$$+ 2 \times 5 \times 235 \times 100 \times 0,78 \times 6,4 < 235 \times 100 \times 101 + 347,6 \times 100 \times 1,42$$

$$510987,1 < 2422859,2$$

Так, як умова  $0,85f_{cd}b_w(h_t + t_{ft}) + f_{sd}A_{sc} + 2f_{yd}b_{ft}t_{ft} \geq f_{yd}A_a + f_{sd}A_{sb}$  не виконується, то нейтральна горизонтальна вісь проходить крізь стінку двотаврового профілю, котрим армований переріз плитного елемента.

4.3) Визначаємо висоту стисненої зони бетону ( $x$ ) та розрахунковий вигинальний пластичний момент ( $M_{plRb}$ ) в перерізі сталезалізобетонного плитного елемента відповідно за формулами:

$$x = \frac{A_a f_{yd} + A_{sb} f_{sd} - A_{sc} f_{sd} + 2f_{yd}t_w(h_t + t_{ft}) - 2f_{yd}t_{ft}b_{ft}}{0,85f_{cd}b_w + 2f_{yd}t_w} =$$

$$= \frac{101 \times 235 \times 100 + 1,42 \times 347,6 \times 100 - 1,42 \times 347,6 \times 100 -$$

$$0,85 \times 13,33 \times 100 \times 100 +$$

$$+ 5 \times 2 \times 235 \times 100 \times 0,5 \times (2 + 0,78) - 5 \times 2 \times 235 \times 100 \times 0,78 \times 8,1}{+ 5 \times 2 \times 235 \times 100 \times 0,5} = 5,35 \text{ см};$$

$$M_{SRC,b} = f_{cd}b_w \frac{x^2}{2} + A_{sc}f_{sc}(x - c_{sc}) + A_{sb}f_{sd}(h - c_{sb} - x) +$$

$$+ f_{yd} \left[ b_{ft}t_{ft}(h_a - t_{ft}) + \frac{t_w}{2}((x - h_t - t_{ft})^2 + (h_w - (x - h_t - t_{ft}))^2) \right] =$$

$$+ f_{yd} \left[ b_{ft}t_{ft}(h_a - t_{ft}) + \frac{t_w}{2}((x - h_t - t_{ft})^2 + (h_w - (x - h_t - t_{ft}))^2) \right] =$$

$$= 13,33 \times 100 \times \frac{5,35^2}{2} + 1,42 \times 347,6 \times 100 \times (5,35 - 1,1) +$$

$$\begin{aligned}
 &+ 1,42 \times 347,6 \times 100 \times (20 - 1,1 - 5,35) + 5 \times 235 \times 100 \times \\
 &\times \left[ 8,1 \times 0,78 \times (16 - 0,78) + \frac{0,5}{2} \times (5,35 - 2 - 0,78)^2 + (14,44 - (5,35 - 2 - 0,78))^2 \right] = \\
 &= 28946095,6 \text{ Нсм} = 289,46 \text{ кНм}
 \end{aligned}$$

4.4) Так, як  $M_{plRb} > M$ , то міцність на згин перерізу плитного елемента сталезалізобетонного перекриття над підвальним приміщенням забезпечена:

$$M_{plRb} = 289,46 \text{ кНм} > M = 168,1 \text{ кНм}.$$

5) Виконуємо підбір раціонального перерізу сталю конструктивного елемента, яким необхідно здійснити армування балки сталезалізобетонного міжповерхового перекриття будівлі.

5.1) Визначаємо розрахунковий проліт балки перекриття  $L$  (м) та приймаємо попереднє значення висоти балки  $h$  (мм) згідно даних таблиці 2.10:

$$L_e = l_2 - h_k / 2 = 6,0 - 0,2 = 5,8 \text{ м}.$$

Згідно табл. 2.10 висота балкового елемента з довжиною прогону  $l_2 = 6$  м має складати  $400$  мм без урахування товщини плити. Згідно розрахунку, який приведений в п.1.1), товщина плитної ділянки прийнята рівною  $h_{пл} = 160$  мм. Загальна висота балки з урахуванням товщини плити становить:

$$h = 400 + 160 = 560 \text{ мм}.$$

5.2) Визначаємо ширину таврового перерізу балкового елемента по нижній його грані за залежністю:

$$b = (1/2 \dots 1/3) \times h = 1/2 \times 560 = 280 \text{ мм}.$$

5.3) Визначаємо величину ефективної ширини таврового перерізу балкового елемента по верхній його грані за залежностями:

$$b_f = b + \Sigma b_{ei} = 280 + 2 \times 967 = 2214 \text{ мм},$$

де  $b_{ei}$  - значення ефективної ширини бетонної полиці таврового перерізу балкового елемента з кожного його боку, яке визначається за залежністю:

$$b_{ei} = L_e / 6 = 5800 / 6 = 967 \text{ мм}.$$



5.4) Визначаємо значення залежності  $M_{RC,b}/(bh^2)$  для бетону класу С20/25 та арматурної сталі класу А400С за даними таблиці 4.1. Значення залежності становить:  $M_{RC,b}/(bh^2) = 2,849\text{МПа}$

5.5) Визначаємо значення моменту рівноваги  $M_{RC,b}$  (кНм), який може сприйняти розрахунковий тавровий переріз балкового залізобетонного елемента шириною  $b_f$ , визначеною висотою ( $h$ ) за наступною залежністю при передумові, що висота стисненої зони бетону буде менше висоти полиць таврового перерізу:

$$M_{RC,b}=[M_{RC,b}/(bh^2)]\times b_f\times h=2,849\times 2,214\times 0,56=3,52\text{кНм}.$$

5.6) Визначаємо значення вигинального моменту  $M$  (кНм) в розрахунковому перерізі балкового елемента сталезалізобетонного перекриття при дії на нього зовнішнього розрахункового навантаження  $q_1$  (кН/м<sup>2</sup>), виконуємо перевірку умови  $M \leq M_{RC,b}$ . Якщо умова задовільняється, то балковий елемент конструкції перекриття проектується як залізобетонний елемент, а якщо ні, то балковий елемент перекриття проектується як сталезалізобетонний. Значення вигинального моменту від дії навантажень становить:

$$M=(q_1\times l_1\times L_e^2)/11=10\times 4,5\times 5,8^2/11=137,6\text{кНм};$$

$$M=137,6\text{кНм}>M_{RC,b}=3,52\text{кНм}$$

5.7) Визначаємо значення коефіцієнта армування  $\rho_a$  (в %) сталю конструктивного елемента із сталі марки S235, котрим буде армований сталезалізобетонний елемент, за даними таблиці А.3 в додатку А залежно від визначених величин розрахункового навантаження  $q$ ; прогону плитної ділянки  $L=5,8$  м ; класу міцності бетону С20/25 і класу арматурної сталі А400С:

$$\rho_a=6,05\text{‰}=0,605\%;$$

5.8) Визначаємо значення площі перерізу сталю конструктивного елемента  $A_a$  (см<sup>2</sup>), яким необхідно виконати армування таврового перерізу балкового елемента сталезалізобетонного перекриття, за залежністю:

$$A_a=(b\times h+(b_f-b)\times h_f)\times \rho_a=28\times 56+(221,4-28)\times 16\times 0,00605=28,02\text{ см}.$$

5.9) Визначаємо висоту сталю конструктивного елемента  $h_{a,opt}$ , прийнявши що він буде мати форму двотавру. Визначаємо його момент опору:

$$h_{a,opt}=0,85\times h=0,85\times 56=47,6\text{ см};$$

$$W_{a,red} = A_{a,opt} \times h_{a,opt} / 3 = 28,02 \times 47,6 / 3 = 444,6 \text{ см}^3$$

Приймаємо переріз сталюого конструктивного елемента виконаний з двотавра №22:  $A_a=30,6 \text{ см}^2$ ,  $W_a=232 \text{ см}^3$  (див. рис. 4.8).

Стрижневе армування в розтягнутій зоні приймаємо, спираючись на значення коефіцієнта армування  $\rho_t$  за даними таблиць в додатку А залежно від класу міцності бетону С20/25 і класу арматурної сталі А400С:  $\rho_t = 0,071\%$ .

$$A_{sc} = b \times h \times \rho_t = 28 \times 56 \times 0,00071 = 1,113 \text{ см}^2.$$

Приймаємо армування розтягнутої зони: 3Ø8 А400С,  $A_{sc}=1,51 \text{ см}^2$ .

Стрижневе армування стисненої зони приймаємо конструктивно: 11Ø6 мм, А400С,  $A_{sb}=3,11 \text{ см}^2$ .

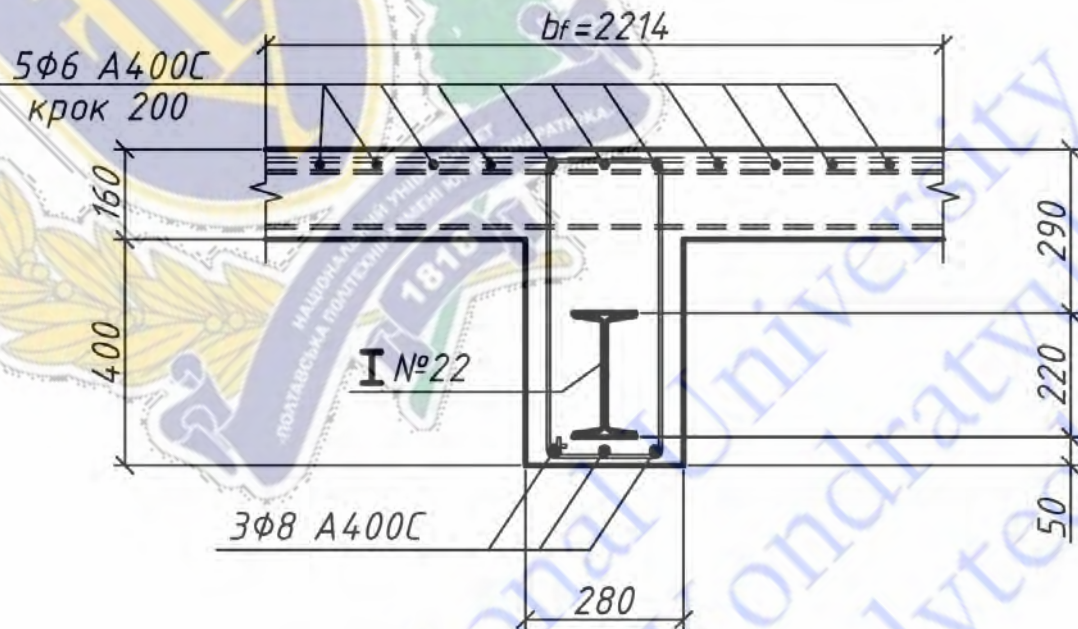


Рисунок 4.8 – Конструктивне рішення армування перерізу сталезалізобетонного балкового елемента міжповерхового перекриття будівлі.

б) Виконуємо перевірку міцності на згин попередньо сконструйованого перерізу сталезалізобетонного балкового елемента міжповерхового перекриття будівлі.

6.1) Визначаємо випадок напружено-деформованого стану (НДС) розрахункового перерізу, перевіряючи умови:

$$a' = 29 > h_f = 16,$$



$$0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_f \cdot h_t + f_{sd} \cdot A_{sc} \geq f_{yd} \cdot A_a + f_{sd} \cdot A_{sb};$$

$$0,85 \times 13,33 \times 100 \times 221,4 \times 16 + 347,6 \times 100 \times 3,11 > 235 \times 100 \times 30,6 + 347,6 \times 100 \times 1,51 \\ 4121819,9 > 771587,6$$

Так, як умови  $a' \geq h_f$ , та  $0,85 f_{cd} b_f h_t + f_{sd} A_{sc} \geq f_{yd} A_a + f_{sd} A_{sb}$  виконуються, то нейтральна вісь проходить на рівні товщини бетонної полиці вище двотаврового профілю, котрим армований тавровий переріз балкового елемента монолітного сталезалізобетонного перекриття.

6.2) Визначаємо висоту стисненої зони бетону ( $x$ ) та розрахунковий вигинальний пластичний момент ( $M_{plRb}$ ) в перерізі сталезалізобетонного балкового елемента визначаємо відповідно за формулами:

$$x = \frac{A_a \cdot f_{yd} + A_{sb} \cdot f_{sd} - A_{sc} \cdot f_{sd}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_f} =$$

$$= \frac{30,6 \times 235 \times 100 + 1,51 \times 347,6 \times 100 - 3,11 \times 347,6 \times 100}{0,85 \times 13,33 \times 100 \times 221,4} = 2,64 \text{ см};$$

$$M_{plRb} = A_a \cdot f_{yd} \cdot (d_a - x/2) + A_{sb} \cdot f_{sd} \cdot (h - c_{sb} - x/2) - A_{sc} \cdot f_{sd} \cdot (x/2 - c_{sc}) = \\ = 30,6 \times 235 \times 100 \times (40 - 2,64/2) + 1,51 \times 347,6 \times 100 \times (56 - 2,5 - 2,64/2) - \\ - 3,11 \times 347,6 \times 100 \times (2,64/2 - 1,7) = 29502761,6 \text{ Нсм} = 295,0 \text{ кНм}$$

6.3) Так, як  $M_{plRb} > M$ , то міцність нормального перерізу сталезалізобетонного балкового елемента забезпечена:

$$M_{plRb} = 295,0 \text{ кНм} > M = 137,6 \text{ кНм}.$$

6.4) Виконуємо коригування площі перерізу сталюого конструктивного елемента  $A_a$  (см<sup>2</sup>), яким здійснюємо армування таврового перерізу балкового елемента сталезалізобетонного перекриття. Приймаємо переріз сталюого конструктивного елемента з прокатного двотавра №12:  $A_a = 14,7 \text{ см}^2$ ,  $W_a = 58,4 \text{ см}^3$ .

6.5) Визначаємо висоту стисненої зони бетону ( $x$ ) та розрахунковий вигинальний момент ( $M_{plRb}$ ) в перерізі сталезалізобетонного балкового елемента після коригування його площі за залежностями:

$$x = \frac{A_a \cdot f_{yd} + A_{sb} \cdot f_{sd} - A_{sc} \cdot f_{sd}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_f} =$$

$$= \frac{14,7 \times 235 \times 100 + 1,51 \times 347,6 \times 100 - 3,11 \times 347,6 \times 100}{0,85 \times 13,33 \times 100 \times 221,4} = 1,16 \text{ см};$$

$$M_{plRb} = A_a \cdot f_{yd} \cdot (d_a - x/2) + A_{sb} \cdot f_{sd} \cdot (h - c_{sb} - x/2) - A_{sc} \cdot f_{sd} \cdot (x/2 - c_{sc}) =$$

$$= 14,7 \times 235 \times 100 \times (39 - 1,16/2) + 1,51 \times 347,6 \times 100 \times (56 - 2,5 - 1,16/2) -$$

$$- 3,11 \times 347,6 \times 100 \times (1,16 - 1,7) = 16108208,7 \text{ Нсм} = 161,1 \text{ кНм}.$$

6.6) Так, як  $M_{plRb} > M$ , то міцність на згин перерізу сталезалізобетонного балкового елемента, який армований сталевим профілем із прокатного двутавра №12 (див. рис. 4.9), забезпечена:

$$M_{plRb} = 161,1 \text{ кНм} > M = 137,6 \text{ кНм}.$$

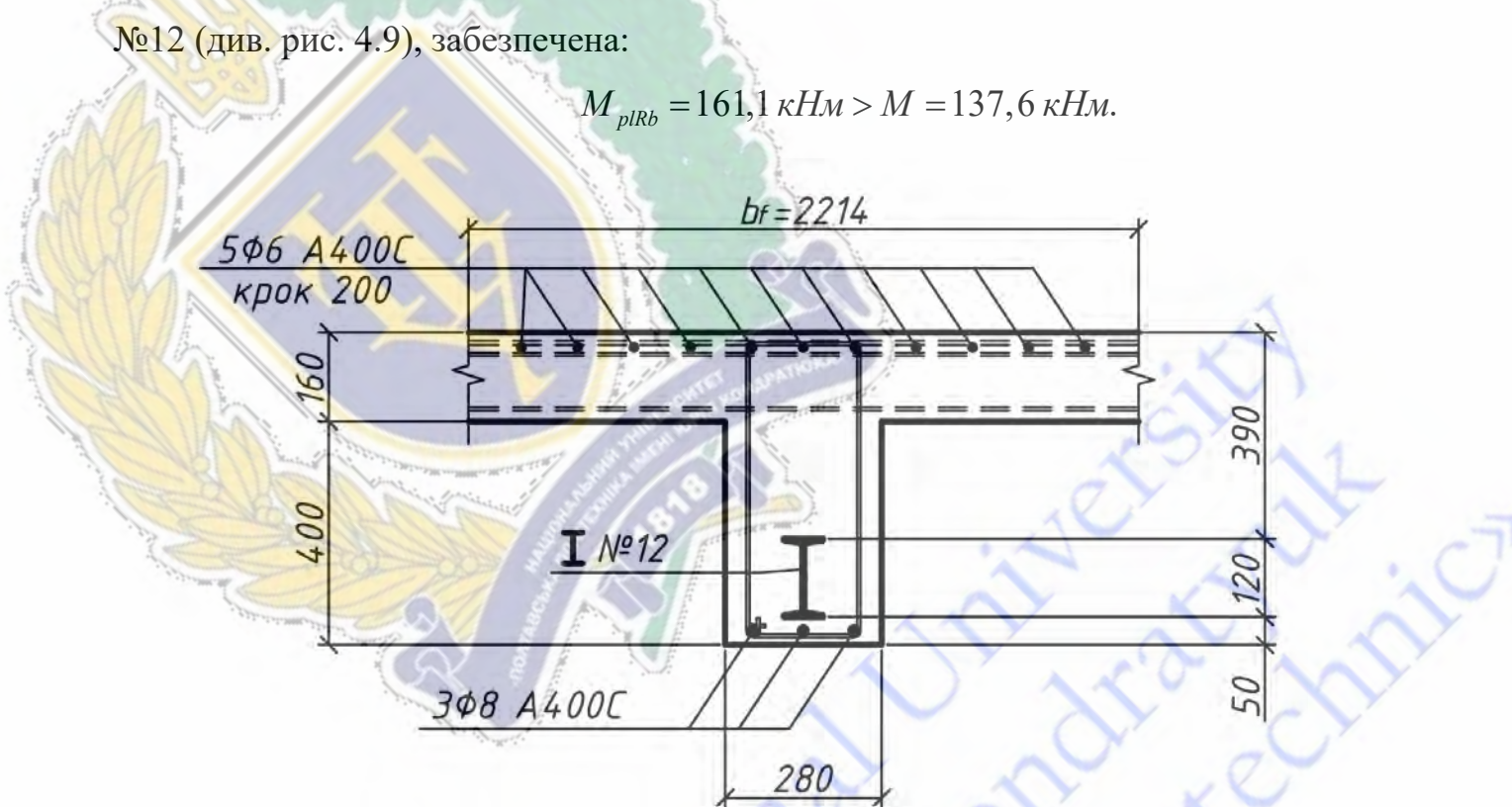


Рисунок 4.9 – Конструктивне рішення перерізу сталезалізобетонного балкового елемента міжповерхового перекриття будівлі, який армований сталевим профілем із прокатного двутавра №12.

#### 4.1.5.2 Приклад розрахунку.

Необхідно перевірити міцність таврового перерізу сталезалізобетонної балки, розміри якої зображено на рисунку 4.10, яка виготовлена: із бетону класу С25/30, міцнісні характеристики якого становлять  $f_c=38 \text{ МПа}$ ,  $E_c=32,5 \text{ ГПа}$ ,  $\varepsilon_{cu}=0,00355$ ; конструкційного профілю із двутавра №30 ( $A_a=46,5 \text{ см}^2$ ) із сталі класу С245 ( $f_y=240 \text{ МПа}$ ,  $E_a=2,06 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ ,  $\varepsilon_{au}=0,0192$ ); стержневої арматури діаметром  $2\text{Ø}10 \text{ мм}$  ( $A_s=1,57 \text{ см}^2$ ), класу А400С ( $f_s=355 \text{ МПа}$ ,  $E_a=2,06 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ ), якою армована розтягнута зона перерізу балки. Вигинальний момент, що діє в розрахунковому



перерізі балки від зовнішнього навантаження становить  $M=280$  кНм.

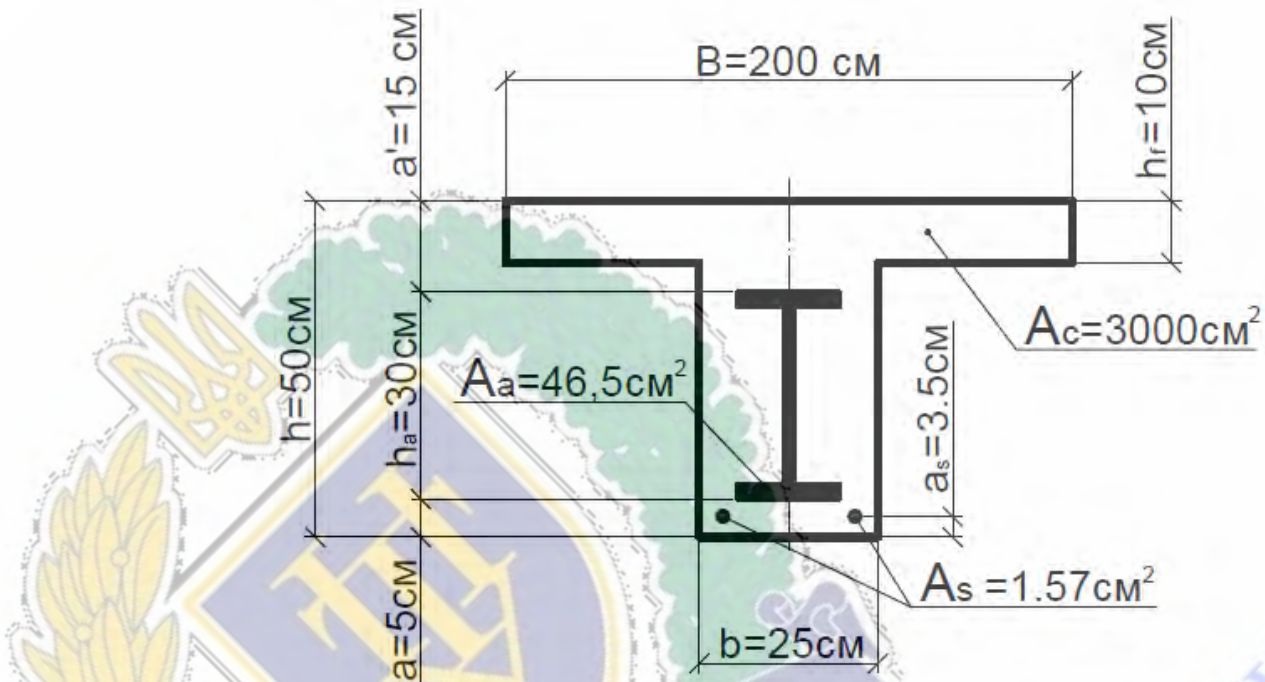


Рисунок 4.10 – Загальний вигляд таврового перерізу сталезалізобетонної балки.

Рішення:

1. Визначаємо значення безрозмірних характеристик  $\Delta_h$ ,  $\Delta_\varepsilon$  і  $\Delta_c$  поперечного перерізу СЗББ та значення добутку  $\alpha_a\mu$ :

$$\Delta_\varepsilon = \varepsilon_{cu} / \varepsilon_{au} = 0,00355 / 0,0192 = 0,185;$$

$$\Delta_h = h_a / h = 300 / 500 = 0,6$$

$$\Delta_c = a / h = 50 / 500 = 0,1$$

$$\alpha_a\mu = (E_a / E_c) \cdot (A_a / A_c) = (2,06 \cdot 10^5 / 32,5 \cdot 10^3) \cdot (46,5 / 3000) = 0,098$$

2. Визначаємо випадок характеру руйнування поперечного розрахункового перерізу СЗББ, перевіряючи виконання умови:

$$\alpha_a\mu < k_c \alpha_a\mu_{opt}, \quad 0,098 < 0,778$$

де значення  $\alpha_a\mu_{opt}$  та поправочного коефіцієнта  $k_c$ , прийняті на основі значень коефіцієнтів  $\Delta_h$ ,  $\Delta_\varepsilon$  за даними таблиць 2.6 і 2.7.

При виконанні умови  $\alpha_a\mu < \alpha_a\mu_{opt}$  поперечний переріз СЗББ з жорстким армуванням має пластичний характер руйнування.

3. Визначаємо випадок напружено-деформованого стану (НДС) розрахункового перерізу та положення нейтральної лінії в ньому в послідовності,

що наведена в табл. 2.1, виходячи з виконання умов:

$$\begin{aligned} a' &= 15\text{см} > h_f = 10\text{см}; \\ 0,85 \cdot f_c \cdot B_f \cdot h_f &\geq f_y \cdot A_a + f_s \cdot A_s; \\ 0,85 \cdot 38 \cdot 200 \cdot 10 &> 240 \cdot 46,5 + 355 \cdot 1,57; \\ 38000\text{kH} &> 11717\text{kH}. \end{aligned}$$

Так, як внутрішнє зусилля стиснення від усіх компонентів балки, які входять в стиснену частину її таврового перерізу, висота якої рівна висоті полиці, більша від внутрішнього зусилля розтягу, яке виникає в розтягненій частині перерізу балки, то нейтральна вісь проходить в межах висоти бетонної полиці вище конструкційного приведеного двотаврового сталюого перерізу СЗББ.

Розрахункова схема перерізу відповідає варіанту напружено-деформованого стану, що приведена на рис. 2.4.

4. Висоту стисненої зони бетону ( $x$ ) та розрахунковий вигинальний пластичний момент ( $M_{plRb}$ ) в перерізі СЗББ визначаємо відповідно за формулами:

$$\begin{aligned} x &= (A_a \cdot f_y + f_s \cdot A_s) / (0,85 \cdot f_c \cdot B_f) = \\ &= (46,5 \cdot 240 + 355 \cdot 1,57) / (0,85 \cdot 38 \cdot 200) = 1,8\text{см}; \\ M_{plRb} &= A_a \cdot f_y \cdot (z_a - x / 2) + f_s \cdot A_s \cdot (h - a_s - x / 2) - f_s' \cdot A_s' \cdot (x / 2 - a_s') = \\ &= 46,5 \cdot 240 \cdot (30 - 1,8 / 2) + 355 \cdot 1,57 \cdot (50 - 3,5 - 1,8 / 2) = 350171\text{kHcm} = \\ &= 350\text{kHm} \\ z_a &= a' + h_a / 2 = 15 + 30 / 2 = 30\text{см} \end{aligned}$$

5. Так, як  $M_{plRb} > M$ , то міцність нормального перерізу СЗББ забезпечена:

$$M_{plRb} = 350\text{kHm} > M = 280\text{kHm}.$$

#### 4.2 Проектування підсилення залізобетонних перекриттів із збірних круглопустотних плит на окремих ділянках в будівлях і спорудах

Підсилення збірних залізобетонних багатопустотних плит перекриття в окремих приміщеннях будівель (споруд) здійснюємо шляхом нарощування зверху їх бетонного перерізу з одночасним встановленням сталюих конструктивних елементів згори в порожнечі плит на всій їх довжині з заведенням їх на опорні ділянки.



Проектування підсилення залізобетонних перекриттів із збірних круглопустотних плит здійснюємо в два етапи:

- I етап: підбір перерізу сталевих конструктивних елементів, якими здійснюється підсилення перерізів збірних круглопустотних плит (панелей) залізобетонного перекриття;
- II етап: перевірка міцності на згин складених (підсилених) перерізів залізобетонних перекриттів як плитних елементів збірно-монолітного сталезалізобетонного перекриття.

#### **4.2.1 Послідовність розрахунку при підборі раціонального перерізу сталевих конструктивних елементів, якими здійснюємо армування (підсилення) перерізів збірних залізобетонних круглопустотних плит (панелей) перекриття.**

Підбір раціонального перерізу сталевих конструктивних елементів, якими необхідно здійснити армування перерізів збірних залізобетонних плит (панелей) перекриття, здійснюємо в такій послідовності:

а) при визначених параметрах розрахункового прогону збірно залізобетонної плити (панелі) перекриття  $L$  (м) і величині розрахункового навантаження  $q$  (кН/м<sup>2</sup>) за таблицею 2.10 попередньо приймаємо необхідну висоту складеного перерізу  $h$  (мм), яку порівнюємо з величиною  $h_{пл}+h_s$  (мм), де  $h_{пл}$  – висота перерізу збірно залізобетонної плити перекриття, що підсилюється, а  $h_s$  – товщина бетонного шару, яким здійснюється нарощування переріз плити зверху, приймаємо конструктивно рівною величині  $h_s \geq 60$  (мм):

$$h \geq h_{пл} + h_s. \quad (4.9)$$

Якщо умова не задовольняється, то приймаємо висоту складеного перерізу плити, яка підсилюється, рівною наступній величині:

$$h = h_{пл} + h_s; \quad (4.10)$$

б) приймаємо ширину складеного перерізу плитної ділянки, що підсилюється, рівною ширині перерізу збірно залізобетонної плити (панелі) перекриття на рівні верхньої її грані:

$$b_w = b_{пл}; \quad (4.11)$$

в) при визначених параметрах міцності бетону (залежно від класу бетону) і арматурної сталі (залежно від класів сталі А240С чи А400С) визначаємо за даними таблиці 4.1 значення залежності  $M_{RC,b}/(bh^2)$ ;

г) визначаємо значення моменту рівноваги  $M_{RC,b}$  (кНм), який може сприйняти розрахунковий складений переріз плитного залізобетонного чи сталезалізобетонного елемента шириною  $b_w$ , визначеною висотою ( $h$ ), який є елементом підсилення перекриття, за наступною залежністю (4.1):

$$M_{RC,b} = [M_{RC,b}/(bh^2)] \times b_w \times h;$$

д) визначаємо несучу здатність збірної залізобетонної плити перекриття, що підсилюється,  $M_S$ :

- шляхом проведення обстеження встановлюється міцність бетону і площа армування плити в розтягненій зоні її перерізу  $A_S$ , а потім визначається її фактична несуча здатність;
- при наявності даних проектної документації залежно від призначення приміщення на окремій ділянці будівлі, що реконструюється, а саме даних: про рівень проектного тимчасового чи повного навантаження, яке повинне було сприймати перекриття ( $q$ , кН/м<sup>2</sup>); про марку збірних залізобетонних плит (панелей) перекриття згідно серії виготовлення виробу;

е) при заданому чи визначеному значенні вигинального моменту  $M$  (кНм) в розрахунковому перерізі складеного перерізу елемента залізобетонного чи сталезалізобетонного перекриття при дії на нього зовнішнього розрахункового навантаження величиною  $q$  (кН/м<sup>2</sup>) виконуємо перевірку умов нерівностей  $M \leq M_{RC,b}$  та  $M \leq M_S$ , якщо умови задовільняється, то плитний елемент конструкції перекриття проектується як залізобетонний елемент, а якщо ні, то тоді плитний елемент перекриття необхідно проектувати сталезалізобетонним;

ж) визначаємо значення коефіцієнта армування  $\rho_a$  (в %) за даними таблиць в додатку А залежно від визначених величин: розрахункового навантаження  $q$  (кН/м<sup>2</sup>); прогону балкового елемента  $L$  (м); класу міцності бетону додаткового шару, яким буде здійснюватися підсилення перерізу збірної залізобетонної плити, і



класу арматурної сталі, із яких проектуються компоненти складеного плитного елемента сталезалізобетонного перекриття. Величину розрахункового навантаження приймаємо згідно даних проектування чи визначаємо, коли задовільняються умови  $M / 2 \leq M_{RC,b}$  і  $M / 2 \leq M_S$  за залежностями:

$$M_a = M - M_{RC,b}; M_a = M - M_S; q = 8M_{a,\min} / L^2; \quad (4.12)$$

з) визначаємо значення площі перерізу сталевих конструктивних елементів  $A_a$  (см<sup>2</sup>), якими необхідно буде виконати додаткове армування складеного перерізу плитного елемента сталезалізобетонного перекриття, яким здійснюється підсилення збірної залізобетонної плити перекриття, за залежністю:

$$A_a = b_w \times h \times \rho_a;$$

и) для визначеної площі перерізу сталевих конструктивних елементів  $A_a$ , якими здійснюється армування складеного перерізу плитного елемента сталезалізобетонного перекриття, підбираємо необхідну кількість ( $n$ ) і переріз сталевих елементів із прокатного профілю. Якщо попередньо прийняти, що необхідний переріз сталевих конструктивних елементів буде мати форму двотавру висотою рівною 75...85% від загальної висоти балки ( $h_{a,opt} \leq 0,85 \times h$ ), то можна визначити значення його моменту опору за залежністю:

$$W_{a,red} = A_a \times h_{a,opt} / 3n.$$

Для визначеної величини моменту опору приймаємо необхідний складений чи суцільний, приведений до вертикальної осі плити, переріз сталевих конструктивних елементів, який має форму двотавру. Виконуємо проектування складеного перерізу плитного елемента сталезалізобетонного перекриття, яким здійснюється підсилення збірної залізобетонної плити, залежно від розмірів і кількості сталевих конструктивних елементів. Варіанти армування поперечних перерізів плитних елементів збірно-монолітних сталезалізобетонних перекриттів приведено на рис. 4.11.

Далі переходимо до II етапу проектування підсилення залізобетонного перекриття із збірних багатопустотних плит (панелей): перевірки міцності на згин

попередньо сконструйованого перерізу плитного елемента збірно-монолітного сталезалізобетонного перекриття.

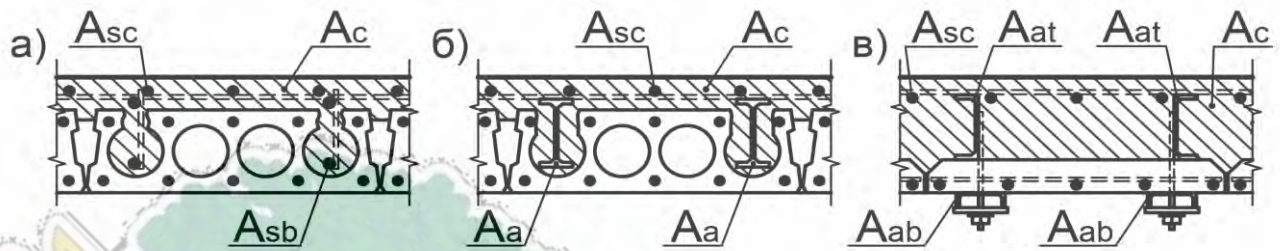


Рис. 4.11 – Варіанти підсилення перекриттів приміщень сховищ із збірних залізобетонних плитних конструкцій шляхом збільшення їх перерізів за допомогою: а) арматурних каркасів і сіток; б), в) сталевих профілів і арматурних сіток

#### 4.2.2 Послідовність перевірного розрахунку міцності на згин складеного підсиленого перерізу залізобетонного перекриття із збірних круглопорожнистих плит як плитного елемента збірно-монолітного сталезалізобетонного перекриття.

Перевірку міцності на згин складеного підсиленого перерізу залізобетонного перекриття із збірних круглопорожнистих плит, як плитного елемента збірно-монолітного сталезалізобетонного перекриття, здійснюємо, використовуючи алгоритми послідовності розрахунку, які приведені в п.4.1.2 і п.4.1.4 роботи, коли буде задовільнятися нерівність:

$$M_u \geq M.$$

#### 4.2.3 Приклад розрахунку: проектування підсилення збірних залізобетонних перекриттів на окремих ділянках в будівлях і спорудах закладів освіти, які переобладнуються під приміщення сховища

*Завдання проектування.* Необхідно виконати розрахунок і конструювання конструктивних елементів підсилення міжповерхового перекриття із збірних залізобетонних багатопустотних плит над підвальним приміщенням на окремій ділянці в будівлі закладу освіти (див. рис. 4.12), яке необхідно переобладнати в приміщення подвійного призначення, котре може бути укриттям IV –го класу, що повинно сприймати надлишковий нормативний тиск на фронті повітряної ударної хвилі величиною  $p=100$  кПа ( $10$  тс/м<sup>2</sup>). Міжповерхове перекриття улаштоване із



збірних залізобетонних багатопустотних плит (панелей) перекриття марки ПК 60.12-6АтVт з номінальними розмірами: довжиною  $L_{пл} = 5980 \pm 6$  мм, шириною по верхній грані  $b_{пл} = 1160 \pm 5$  мм, висотою перерізу  $h_{пл} = 220 \pm 5$  мм, які виготовлені відповідно серії 1.141-1, випуск 63. Плити перекриття опираються на внутрішню цегляна стіну будівлі товщиною  $\delta = 380$  мм і зовнішню цегляну стіну товщиною  $\delta = 510$  мм, відповідно ширина опорних ділянок становить  $a_B = 190$  мм і  $a_3 = 130$  мм.

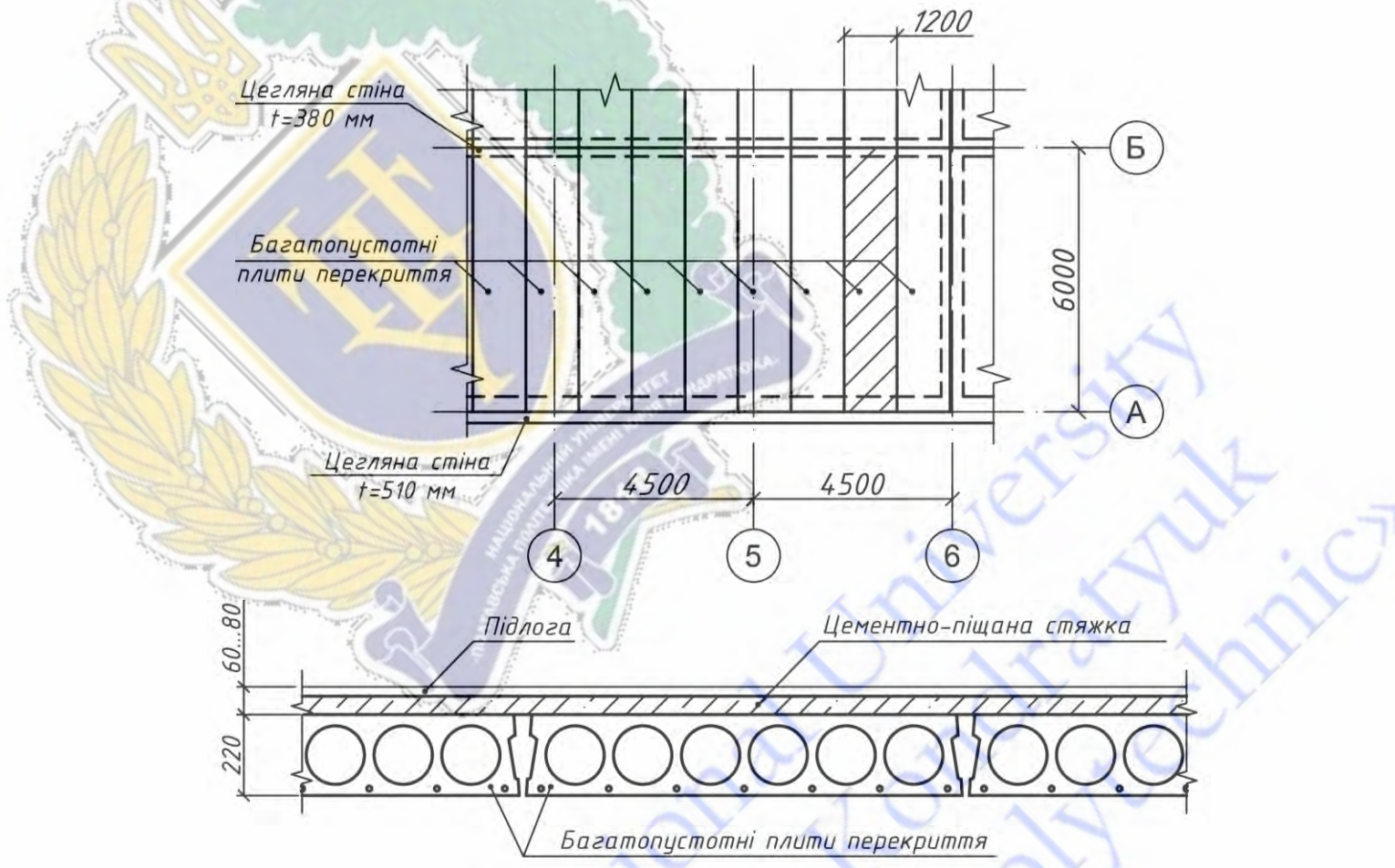


Рисунок 4.12 – Загальний вигляд ділянки будівлі, на якій необхідно виконати проектування підсилення міжповерхового перекриття із збірних залізобетонних багатопустотних плит над підвальним приміщенням

*Рішення.* Підсилення збірних залізобетонних багатопустотних плит перекриття над приміщенням будівлі, що переоснащується в приміщення подвійного призначення, здійснюємо шляхом нарощування зверху їх бетонного перерізу з одночасним встановленням сталевих конструктивних елементів згори в порожнечі плит на всій їх довжині з заведенням їх на опорні ділянки. Перед

проведенням робіт з підсилення плит перекриття необхідно виконати демонтаж підлоги та улаштувати в них зверху в місцях пустот прорізи. Для підсилення перерізу плит приймаємо дрібнозернистий бетон класу С35/40. Збірні залізобетонні багатопустотні плити (панелі) перекриття марки ПК 60.12-6АтVт, які виготовлені згідно серії 1.141-1, випуск 63, сприймають величину навантаження з урахуванням власної ваги  $q_{пл}=9,3 \text{ кН/м}^2$  ( $930 \text{ кг/м}^2$ ), без урахування власної ваги –  $p=6,0 \text{ кН/м}^2$ .

Визначаємо значення розрахункового прогону плит перекриття:

$$L=L_{пл} - a_B/2 - a_3/2 = 6000 - 190/2 - 130/2 = 5840 \text{ мм.}$$

Попередньо приймаємо значення товщини (висоти) плити відповідно до величини її прогону за даними таблиці 2.7  $h=240 \text{ мм}$  та виконуємо перевірку нерівності:

$h \geq h_{пл} + h_S$ ;  $h=240 \text{ мм} < h_{пл} + h_S = 220 + 60 = 280 \text{ мм}$ , умова не задовільняється, де  $h_{пл}=220 \text{ мм}$  – висота перерізу збірної залізобетонної плити, що підсилюється;  $h_S=60 \text{ мм}$  – товщина шару бетону, яким здійснюється нарощування перерізу збірної залізобетонної плити перекриття.

Приймаємо значення висоти складеного перерізу, яким здійснюється підсилення, рівним величині  $h=h_{пл} + h_S = 220 + 60 = 280 \text{ мм}$ .

Визначаємо значення розподіленого навантаження від власної ваги складеного перерізу підсилення збірної залізобетонної плити загальною товщиною (висотою)  $h=280 \text{ мм}$  при середній об'ємній її масі  $\gamma_{пл}=2500 \text{ кг/м}^3$ :

$$q_{пл} = 25 \times 0,28 = 7 \text{ кН/м}^2.$$

Визначаємо значення залежності  $M_{RC,b}/(bh^2)$  для бетону класу С35/40 та арматурної сталі класу А400С за даними таблиці 4.1. Значення залежності становить:  $M_{RC,b}/(bh^2) = 3,894 \text{ МПа}$ .

Визначаємо значення моменту рівноваги  $M_{RC,b}$  (кНм), який може сприйняти розрахунковий складений переріз підсилення збірної залізобетонної плити шириною  $b_w = b_f = 1,2 \text{ м}$ , визначеною висотою  $h=0,28 \text{ м}$  за залежністю:

$$M_{RC,b} = [M_{RC,b}/(bh^2)] \times b_w \times h = 3,894 \times 1,2 \times 0,28 = 1,308 \text{ кНм.}$$



Визначаємо міцність на згин в розрахунковому складеному перерізі підсилення збірної залізобетонної плити без армування сталевим конструктивним профілем:

$$M_S = q_{пл} \times b_f \times L^2 \times h / (8h_{пл}) = 9,3 \times 1,2 \times 5,84^2 \times 0,28 / (8 \times 0,22) = 60,55 \text{ кНм}.$$

Визначаємо значення вигинального моменту  $M$  (кНм) в розрахунковому складеному перерізі підсилення збірної сталезалізобетонної плити перекриття при дії на неї зовнішнього розрахункового навантаження  $q=100 \text{ кН/м}^2$  з урахуванням власної ваги плитної ділянки  $q_{пл}=7 \text{ кН/м}^2$ , виконуємо перевірку умов  $M \leq M_{RC,b}$  і  $M \leq M_S$ . Якщо одна із умов задовільняється, то плитна конструкція проектується як плитний залізобетонний елемент, а якщо ні, то плитна конструкція проектується як плитний сталезалізобетонний елемент.

$$M = ((q + q_{пл}) \times l^2) / 11 = (100 + 7) \times 5,84^2 / 11 = 331,75 \text{ кНм};$$

$$M = 331,75 \text{ кНм} > M_{RC,b} = 1,308 \text{ кНм};$$

$$M = 331,75 \text{ кНм} > M_S = 60,55 \text{ кНм}.$$

Умови не задовільняються, отже складений переріз конструкції підсилення збірної залізобетонної плити перекриття проектується як плитний збірно-монолітний сталезалізобетонний елемент.

Визначаємо значення коефіцієнта армування  $\rho_a$  (в %) сталевий конструкційного елемента із сталі класу S235, котрим необхідно виконати армування збірної залізобетонної плити перекриття, за даними таблиці А6 в додатку А залежно від визначених величин: розрахункового навантаження  $q=107 \text{ кН/м}^2$ ; прогону плитної ділянки  $L=5,85 \text{ м}$ ; класу міцності бетону С35/40 і класу арматурної сталі А400С:

$$\rho_a = 4,68 \text{ ‰} = 0,468\% \text{ (при величині розрахункового навантаження } q=10 \text{ кН/м}^2\text{);}$$

$$\rho_a = 10 \times 0,468\% = 4,68\% \text{ (при величині розрахункового навантаження } q=100 \text{ кН/м}^2\text{).}$$

Визначаємо значення сумарної площі перерізу сталевий конструкційного елемента  $A_a$  (см<sup>2</sup>), яким необхідно виконати армування збірної залізобетонної плити перекриття, за залежністю:

$$\Sigma A_a = b_w \times h \times \rho_a = 120 \times 28 \times 4,68 / 100 = 157,25 \text{ см}^2.$$

Визначаємо значення необхідної площі одного елемента, яким буде виконане армування кожного пустотного прорізу збірної залізобетонної плити перекриття шириною  $b=1,2$  м, яка має 6-ть пустотних наскрізних отворів по всій її довжині:

$$A_a = \Sigma A_a / n = 157,25 / 6 = 26,2 \text{ см}^2.$$

Визначаємо величину значення моменту опору одного із сталевих конструктивних елементів, яким необхідно виконати армування складеного перерізу конструкції підсилення збірної залізобетонної плити перекриття, при його висоті  $h_{a,opt} \leq 0,85 \times h$  за залежністю:

$$W_{a,red} = A_a \times h_{a,opt} / 3 = 26,2 \times 0,85 \times 28 / 3 = 207,8 \text{ см}^3.$$

Приймаємо сумарний переріз сталевих конструктивних елементів із п'яти прокатних двотаврів №22 (при  $W_{a,red} = W_x = 232 \text{ см}^3$  і сумарній площі перерізу  $\Sigma A_a = 30,6 \times 5 = 153 \text{ см}^2$ ) або із шести прокатних двотаврів №20 (при  $W_{a,red} = W_x = 184 \text{ см}^3$  і сумарній площі перерізу  $\Sigma A_a = 26,8 \times 6 = 160,8 \text{ см}^2$ ). Виконуємо конструювання складеного перерізу конструкції підсилення збірної залізобетонної плити (див. рис. 4.13 та рис. 4.14).

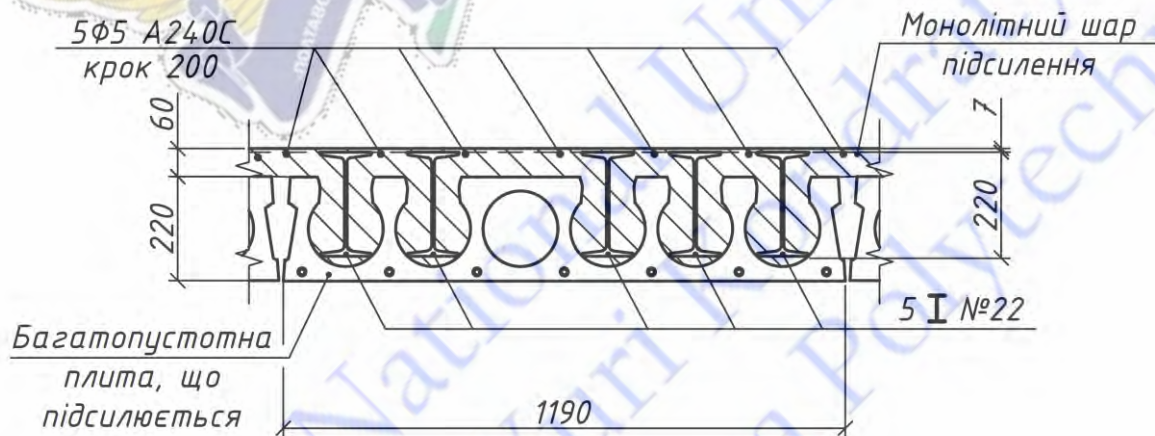


Рисунок 4.13 – Конструктивне рішення підсилення №1 перерізу збірної залізобетонної плити шириною  $b=1,2$  м перекриття підвального поверху будівлі, приміщення якого використовуються як споруда подвійного призначення.

Виконуємо перевірку міцності на згин складеного перерізу конструкції підсилення збірної залізобетонної плити перекриття при армуванні його сталевими конструктивними елементами із п'яти прокатних двотаврів №22.



Поетапно виконуємо перевірку умов нерівностей і визначаємо положення нейтральної горизонтальної осі в складеному перерізі конструкції підсилення.

Перевіряємо умову  $0,85f_{cd}b_w h_t + f_{sd}A_{sc} \geq f_{yd}A_a + f_{sd}A_{sb}$  при  $A_{sc}=A_{sb}$  і  $h_t=0,7$  см:

$$0,85 \times 23,3 \times (100) \times 120 \times 0,7 = 166362 \text{ Н} < 235 \times (100) \times 153 = 3595500 \text{ Н}.$$

Умова не задовільняється, нейтральна горизонтальна вісь у складеному перерізі конструкції підсилення перетинає переріз сталевих конструктивних елементів із двотаврового профілю №22, котрими він армований.

Перевіряємо умову  $0,85f_{cd}b_w(h_t + t_{ft}) + f_{sd}A_{sc} + 2f_{yd}b_f t_{ft} \geq f_{yd}A_a + f_{sd}A_{sb}$  при  $A_{sc}=A_{sb}$ ,  $h_t=0,7$  см і  $t_{ft}=0,87$  см,  $b_{ft}=11$  см (для двотавра №22):

$$0,85 \times 23,3 \times (100) \times 120 \times (0,7 + 0,87) + 2 \times 235 \times (100) \times 11 \times 0,87 = 822916,2 \text{ Н} < 235 \times (100) \times 153 = 3595500 \text{ Н}.$$

Умова не задовільняється, нейтральна горизонтальна вісь у складеному перерізі конструкції підсилення перетинає переріз сталевих конструктивних елементів із двотаврового профілю №22 на рівні їх ребер (вертикальної стінки), котрими він армований.

Визначаємо висота ( $x$ ) зони стиску бетону в розрахунковому складеному перерізі конструкції підсилення збірної залізобетонної плити за залежністю:

$$x = \frac{A_a f_{yd} + 2n f_{yd} t_w (h_t + t_f) - 2n f_{yd} t_f b_f}{0,85 f_{cd} b_w + 2n f_{yd} t_w};$$

$$x = \frac{153 \times 235(100) + 2 \times 5 \times 235(100) \times 0,54 \times (0,7 + 0,87) - 2 \times 5 \times 235(100) \times 0,87 \times 11}{0,85 \times 23,3(100) \times 120 + 2 \times 5 \times 235(100) \times 0,54} = 4,24 \text{ см}.$$

Міцність на вигин ( $M_{SRC,b}$ ) у розрахунковому складеному перерізі конструкції підсилення збірної залізобетонної плити перекриття визначається за формулою:

$$M_{SRC,b} = f_{cd} b_w \frac{x^2}{2} + n f_{yd} \left[ b_f t_{ft} (h_a - t_{ft}) + \frac{t_w}{2} ((x - h_t - t_{ft})^2 + (h_w - (x - h_t - t_{ft}))^2) \right];$$

$$M_{SRC,b} = 23,3(100) \times 120 \times 4,24^2 / 2 + 5 \times 235(100) \times [11 \times 0,87 \times (22 - 0,87) + 0,5 \times 0,54 \times ((4,24 - 0,7 - 0,87)^2 + (20,26 - (4,24 - 0,7 - 0,87))^2)] = 36315114,72 \text{ Нсм} = 363,15 \text{ кНм}.$$

Умова міцності задовільняється:  $M_{SRC,b} = 363,15 \text{ кНм} > M = 331,75 \text{ кНм}$ .

Виконуємо перевірку міцності на згин складеного перерізу конструкції підсилення збірної залізобетонної плити перекриття при армуванні його стальними конструктивними елементами із шести прокатних двотаврів №20.

Перевіряємо умову  $0,85f_{cd}b_w(h_t + t_{ft}) + f_{sd}A_{sc} + 2nf_{yd}b_f t_{ft} \geq f_{yd}A_a + f_{sd}A_{sb}$  при  $A_{sc}=A_{sb}$ ,  $h_t=3,1$  см і  $t_{ft}=0,84$  см,  $b_{ft}=10$  см (для двотавра №20):

$$0,85 \times 23,3 \times (100) \times 120 \times (3,1 + 0,84) + 2 \times 5 \times 235 \times (100) \times 10 \times 0,84 = 2612942 \text{ Н} < 235 \times (100) \times \\ \times 160,8 = 3778800 \text{ Н.}$$

Умова не задовільняється, нейтральна горизонтальна вісь у складеному перерізі конструкції підсилення перетинає переріз сталевих конструктивних елементів із двотаврового профілю №20 на рівні їх ребер (вертикальної стінки), котрими він армований.

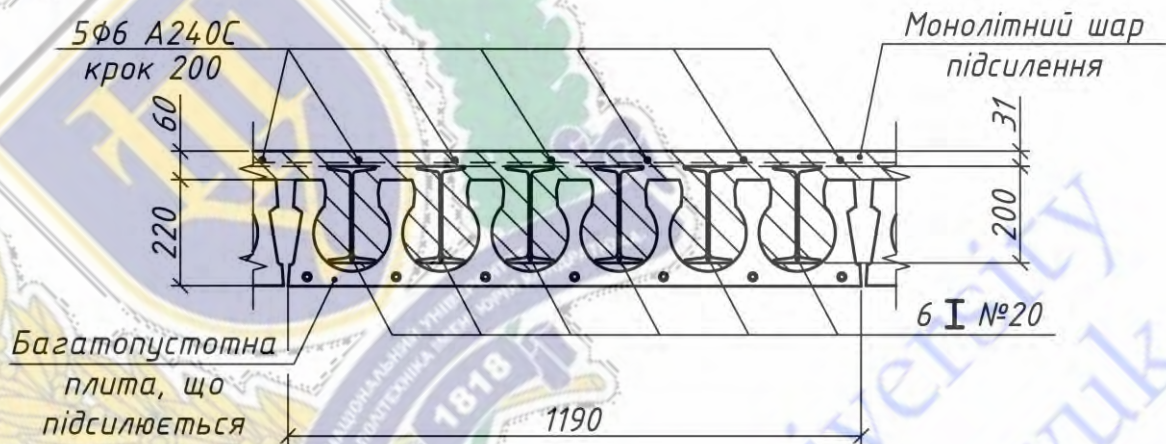


Рисунок 4.14 – Конструктивне рішення підсилення №2 перерізу збірної залізобетонної плити шириною  $b=1,2$  м перекриття підвального поверху будівлі, приміщення якого використовуються як споруда подвійного призначення.

Визначаємо висота ( $x$ ) зони стиску бетону в розрахунковому складеному перерізі конструкції підсилення збірної залізобетонної плити за залежністю:

$$x = \frac{A_a f_{yd} + 2nf_{yd}t_w(h_t + t_f) - 2nf_{yd}t_f b_f}{0,85f_{cd}b_w + 2nf_{yd}t_w};$$

$$x = \frac{160,8 \times 235(100) + 2 \times 5 \times 235(100) \times 0,52 \times (3,1 + 0,84) - 2 \times 5 \times 235(100) \times 0,84 \times 10}{0,85 \times 23,3(100) \times 120 + 2 \times 5 \times 235(100) \times 0,52} = 5,17 \text{ см.}$$

Міцність на вигин ( $M_{SRC,b}$ ) у розрахунковому складеному перерізі конструкції підсилення збірної залізобетонної плити перекриття визначається за формулою:

$$M_{SRC,b} = f_{cd}b_w \frac{x^2}{2} + nf_{yd} \left[ b_{ft}t_{ft}(h_a - t_{ft}) + \frac{t_w}{2} ((x - h_t - t_{ft})^2 + (h_w - (x - h_t - t_{ft}))^2) \right];$$

$$M_{SRC,b} = 23,3(100) \times 120 \times 5,17^2 / 2 + 6 \times 235(100) \times [10 \times 0,84 \times (20 - 0,84) + 0,5 \times 0,52 \times \\ \times ((5,17 - 3,1 - 0,84)^2 + (18,32 - (5,17 - 3,1 - 0,84))^2)] = 37193333,35 \text{ Нсм} = 371,93 \text{ кНм.}$$



Умова міцності задовільняється:  $M_{SRC,b}=371,93 \text{ кНм} > M=331,75 \text{ кНм}$ .

Попередньо прийняті конструктивні рішення (див. рис. 4.15) з підсилення збірних залізобетонних плит перекриття шляхом нарощування зверху їх шару бетону товщиною  $t=60 \text{ мм}$  і сталевими конструктивними елементами із п'яти прокатних двотаврів №22 або із шести прокатних двотаврів №20, якими армуються пустоти в кожній окремій плиті, дозволяють забезпечити міцність на згин міжповерхового перекриття між підвальним приміщенням подвійного призначення, в якому улаштовується укриття IV –го класу, конструкції якого повинні сприймати надлишковий нормативний тиск на фронті повітряної ударної хвилі величиною  $p=100 \text{ кПа}$  ( $10 \text{ тс/м}^2$ ).

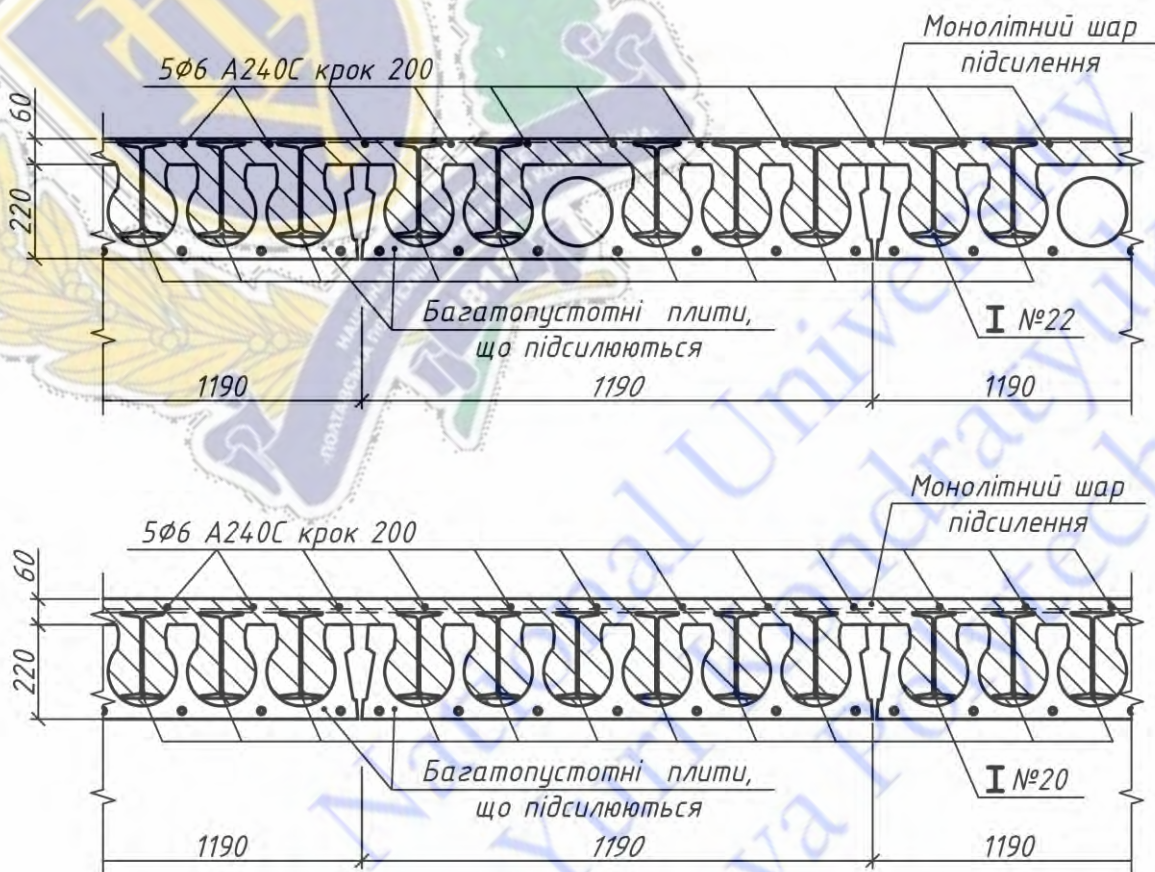


Рисунок 4.15 – Конструктивні рішення підсилення збірних залізобетонних плит ділянки перекриття над підвальним поверхом, приміщення якого використовуються як приміщення подвійного призначення під споруду укриття IV-го класу: підсилення за допомогою прокатних двотаврів №22 чи №20 при товщині шару нарощування перерізу  $h_t=60 \text{ мм}$  із бетону класу C35/40.

### 4.3 Висновки по розділу.

Запропоновані практичні методи розрахунку і проектування раціональних плитних і балкових елементів монолітного і збірно-монолітного перекриттів, які складаються із двох основних етапів: підбору раціонального перерізу сталевих конструктивних елементів, якими здійснюється армування сталезалізобетонного плитного або балкового елемента перекриття чи підсилення перерізів збірних круглопустотних плит (панелей) залізобетонного перекриття; перевірки міцності на згин монолітного плитного або балкового елемента сталезалізобетонного перекриття чи складених (підсилених) перерізів залізобетонних перекриттів, як плитних елементів збірно-монолітного сталезалізобетонного перекриття.

Методи раціонального проектування плитних і балкових елементів сталезалізобетонних перекриттів базуються на коефіцієнтах раціонального армування сталевим профілем їх перерізів ( $\rho_a$ ) залежно від величин їх прогону, класу міцності бетону, класу арматурної і конструктивної сталі та характерного значення рівномірно розподіленого навантаження, яке повинне сприймати перекриття, що були отримані в результаті нарахувань з використанням запропонованих автором в розділі 2 теоретичних засад. Значення коефіцієнтів раціонального армування плитних і балкових елементів сталезалізобетонних перекриттів приведені в 28 таблицях додатку А роботи.

Запропонована методика проектування дозволяє здійснювати розмежування областей ефективного раціонального застосування плитних і балкових залізобетонних і сталезалізобетонних елементів перекриттів залежно від багатofакторних величин, які пов'язані з зовнішнім навантаженням, класом бетону і раціональним армуванням їх перерізів.



## ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. В результаті аналізу наукових досліджень та нормативної документації встановлено, що методи розрахунку сталезалізобетонних конструкцій і елементів (СЗБЕ) за рівнем розвитку значно відстають від методів розрахунку залізобетонних елементів, які набули подальшого розвитку на основі деформаційної моделі, яка враховує реальні діаграми роботи бетону й арматури. Запропоновані в нині діючих нормах розрахунку сталезалізобетонних елементів розрахункові положення не повністю враховують в момент руйнування загальну деформаційну модель елемента, конструкцію його перерізу, характер і міцність зв'язків між бетоном і конструктивною арматурою, вплив зусиль зсуву, а, при узагальненні, не ототожнюють несучу здатність СЗБЕ з їх реальним напружено-деформованим станом (НДС) в момент руйнування, що призводить до переармування їх окремих перерізів, тобто до використання не в повному обсязі міцнісних властивостей їх металевої складової. Тому для подальшого ефективного та широкого розповсюдження сталезалізобетонних плитних і балкових елементів перекриттів необхідне вдосконалення методів їх розрахунку на основі деформаційної моделі з урахуванням граничного напружено-деформованого стану їх компонентів. Вищевикладене визначило актуальність теми дослідження.

2. Запропонована класифікація конструктивних рішень перерізів сталезалізобетонних плитних і балкових елементів та випадків їх напружено-деформованого стану (НДС) в момент руйнування на основі аналізу найбільш поширених в будівництві типів перерізів сталезалізобетонних конструкцій (елементів) перекриттів та умов зчеплення їх компонентів (бетону та конструкційного приведенного двотаврового сталюого профілю).

3. Розроблено методичні основи розрахунку міцності на згин сталезалізобетонних плитних і балкових елементів суцільних прямокутних і таврових перерізів на основі деформаційної моделі, які дозволяють проводити їх

розрахунок з урахуванням в момент руйнування напружено-деформованого стану їх складових (бетону і сталевого профілю).

4. Розроблено методики розрахунку і проектування раціональних балкових і плитних сталезалізобетонних конструкцій і елементів прямокутного і таврового перерізів за І-ю групою граничних станів, які включають в себе рішення 2-х задач залежно від напружено-деформованого стану (НДС) їх компонентів: задачі щодо визначення раціонального перерізу сталевого профілю, яким армується поперечний нормальний приведений переріз балкового чи плитного сталезалізобетонного елемента; задачі щодо перевірки міцності на згин перерізу суцільних прямокутних і таврових балкових чи плитних сталезалізобетонних конструкцій чи елементів. Дані методики дають можливість розв'язувати практичні інженерні задачі при проектуванні раціональних за міцністю на згин плитних і балкових елементів сталезалізобетонних перекриттів будівель і споруд.

5. Згідно поставлених задач було оброблено та порівняно з теоретичними розробками результати експериментів 117-ти зразків вітчизняних та іноземних науковців.

Зіставлення дослідних та теоретичних значень міцності 16 зразків сталезалізобетонних плитних елементів з жорстким армуванням, в яких забезпечується зчеплення між їх компонентами, призводить до наступних статистичних показників:  $\bar{X} = 1,092$ ;  $\sigma_{n-1} = 0,057$ ;  $\nu = 5,2\%$  при значеннях коефіцієнтів надійності для матеріалів плити  $\gamma_m=1,0$  та  $\bar{X} = 1,259$ ;  $\sigma_{n-1} = 0,087$ ;  $\nu = 6,9\%$  при значеннях коефіцієнтів надійності для матеріалів балки  $\gamma_m > 1,0$ .

Зіставлення дослідних та теоретичних значень міцності 70 зразків сталезалізобетонних балок прямокутного перерізу, в яких забезпечується зчеплення між їх компонентами, призводить до наступних статистичних показників:  $\bar{X} = 1,125$ ;  $\sigma_{n-1} = 0,052$ ;  $\nu = 4,6\%$  при значеннях коефіцієнтів надійності для матеріалів балки  $\gamma_m=1,0$  та  $\bar{X} = 1,264$ ;  $\sigma_{n-1} = 0,064$ ;  $\nu = 5,1\%$  при значеннях коефіцієнтів надійності для матеріалів балки  $\gamma_m > 1,0$ .



Зіставлення дослідних та теоретичних значень міцності 31-го зразка сталезалізобетонних балок таврового перерізу, в яких забезпечується зчеплення між їх компонентами, призводить до наступних статистичних показників:  $\bar{X} = 1,195$ ;  $\sigma_{n-1} = 0,025$ ;  $\nu = 2,1\%$  при значеннях коефіцієнтів надійності для матеріалів балки  $\gamma_m=1,0$  та  $\bar{X} = 1,242$ ;  $\sigma_{n-1} = 0,019$ ;  $\nu = 1,5\%$  при значеннях коефіцієнтів надійності для матеріалів балки  $\gamma_m>1,0$ .

6. Запропоновані практичні методи розрахунку і проектування раціональних плитних і балкових елементів монолітного і збірно-монолітного перекриттів, які складаються із двох основних етапів: підбору раціонального перерізу сталевих конструктивних елементів, якими здійснюється армування сталезалізобетонного плитного або балкового елемента перекриття чи підсилення перерізів збірних круглопустотних плит (панелей) залізобетонного перекриття; перевірки міцності на згин монолітного плитного або балкового елемента сталезалізобетонного перекриття чи складених (підсилених) перерізів залізобетонних перекриттів, як плитних елементів збірно-монолітного сталезалізобетонного перекриття. Методи раціонального проектування плитних і балкових елементів сталезалізобетонних перекриттів базуються на коефіцієнтах раціонального армування сталевим профілем їх перерізів ( $\rho_a$ ) залежно від величин їх прогону, класу міцності бетону, класу арматурної і конструктивної сталі та характерного значення рівномірно розподіленого навантаження, яке повинне сприймати перекриття, були отримані в результаті нарахувань з використанням запропонованих автором теоретичних засад. Також запропонована методика проектування дозволяє здійснювати розмежування областей ефективного раціонального застосування плитних і балкових залізобетонних і сталезалізобетонних елементів перекриттів залежно від багатофакторних величин, які пов'язані з зовнішнім навантаженням, класом бетону і раціональним армуванням їх перерізів.

## СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Аметов Ю.Г. Вплив режиму навантаження і тривалого витримування під навантаженням на несучу здатність сталобетонних балок: автореф. дис. канд. техн. наук.: 05.23.01“Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ Аметов Юрій Григорович; Державний науково-дослідний ін-т будівельних конструкцій. – К., 2003. – 20 с.
2. Асанов В.В. Сталезалізобетонні згинальні елементи з локальним і технологічним попереднім напруженням: автореф. дис... канд. техн. наук: 05.23.01 - “Будівельні конструкції, будівлі та споруди” / Асанов Вячеслав Володимирович; Українська держ. академія залізничного транспорту. - Х., 2004. - 22 с
3. Бабич Є.М. Напружено-деформований стан нормальних перерізів залізобетонних балок з урахуванням нелінійності деформування бетону / Є.М. Бабич, Ю.О. Крусь, В.Є. Бабич // Вісник РДТУ: Збірник наукових праць.– Рівне: РДТУ, 1999. – Вип. 2. – Ч. 3. – С. 13–20.
4. Бабич Є.М. Розрахунок нерозрізних залізобетонних балок із використанням деформаційної моделі: Рекомендації /Є.М. Бабич, В.Є. Бабич, В.В. Савицький. – Рівне: НУВГП, 2005.– 37 с.
5. Бамбура А.М. До оцінки здатності сталобетонних елементів, що згинаються, на основі деформаційного методу і реальних діаграм деформації матеріалів / А.М. Бамбура, Ю.Г. Аметов // Сталезалізобетонні конструкції. – Кривий Ріг: КТУ, 2004. – Вип.6.– С.71–76.
6. Бамбура А.М. Експериментальні основи прикладної деформаційної теорії залізобетону [Текст]: автореф. дис. докт. техн. наук: 05.23.01 “Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ А.М. Бамбура. – Харків, 2006.– 49 с.
7. Баранецька Д. С. Напружено-деформований стан сталезалізобетонних перекриттів із застосуванням зовнішнього армування різними видами профільованого настилу : дис. канд. техн. наук : 05.23.01 - будівельні конструкції, будівлі та споруди / Національний авіаційний університет – Київ, 2019. – 162 с.
8. Барашиков А.Я. Спрощені розрахунки несучої здатності нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів за деформаційною моделлю / А.Я. Барашиков, І.В. Задорожнікова // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі і споруди: Зб. наук. статей. - Вип.12. - Рівне, 2005. - С.109-115.
9. Барашиков А.Я. Методика розрахунку залізобетонних конструкцій за деформаційною моделлю згідно з проектом нових норм України / А.Я. Барашиков. – Сучасне промислове та цивільне виробництво. – 2005.- Том 1, №1. - С. 13-18.
10. Беляєва С.Ю. Міцність і деформативність залізобетонних плит, армованих сталевим профільованим настилом і поперечними анкерами: автореф. дис... канд. техн. наук: 05.23.01 01 “Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ Беляєва Світлана Юріївна; Державний НДІ будівельних конструкцій. - К., 2006. - 20 с.



11. Білокуров П.С. Міцність та деформативність сталезалізобетонних балкових конструкцій, посилених зовнішнім сталевим армуванням: автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 - "Будівельні конструкції, будівлі та споруди"/ Білокуров Павло Сергійович; Нац. авіац. ун-т. - Київ, 2015. - 20 с.
12. Бобало Т.В. Міцність та деформативність сталобетонних балок, армованих високоміцною стержневою арматурою в поєднанні з стрічковою [Текст] : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 - "Будівельні конструкції, будівлі та споруди"/ Бобало Тарас Володимирович; Нац. ун-т "Львів. політехніка". - Львів, 2012. - 21 с.
13. Бліхарський З.Я. Міцність та деформативність попередньо напружених сталобетонних балок, втрати та зчеплення нового виду смугової арматури : дис. ... канд. техн. наук / Бліхарський Зіновій Ярославович. - Львів, 1989. - 212 с.
14. Бурчєня С.П. Несуча здатність, деформативність та тріщиностійкість балкових конструкцій, армованих просічно-витяжним листом: автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 - "Будівельні конструкції, будівлі та споруди"/ Бурчєня Софія Петрівна; Нац. ун-т "Львів. політехніка". - Львів, 2014. - 21 с.
15. Васильєв О.П. Залізобетон із жосткою арматурою. Дис. канд. техн. наук / Васильєв Олександр Петрович; ЦНІПС. 1940. - 216 с.
16. Ватуля Г.Л. Несуча здатність сталобетонних балок прямокутного перерізу, зміцнених сталевим шпренгелем: автореф. дис... канд. техн. наук: 05.23.01 - "Будівельні конструкції, будівлі та споруди"/ Ватуля Гліб Леонідович; Харківська держ. академія залізничного транспорту. - Х., 1999. - 17 с.
17. Ватуля Г.Л. Розрахунок і проектування комбінованих та сталобетонних конструкцій: автореф. дис... докт. техн. наук: 05.23.01 - "Будівельні конструкції, будівлі та споруди"/ Ватуля Гліб Леонідович; Харківська держ. академія залізничного транспорту. - Х., 2015. - 42 с.
18. Вибранець Ю.Ю. Міцність і деформативність комбінованих металевих систем, об'єднаних у сумісну роботу зі залізобетонною плитою: автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 - "Будівельні конструкції, будівлі та споруди"/ Вибранець Юрій Юрійович; Нац. ун-т "Львів. політехніка". - Львів, 2016. - 20 с.
19. Віхоть С.І. Міцність і деформативність комбінованих металевих конструкцій з урахуванням раціонального проектування: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 - "Будівельні конструкції, будівлі та споруди"/ Віхоть Світлана Іванівна; Нац. ун-т "Львів. політехніка". - Львів, 2015. - 20 с.
20. Воскобійник О.П. Методологія нормування технічних станів сталезалізобетонних конструкцій: автореф. дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.01 - "Будівельні конструкції, будівлі та споруди"/ Воскобійник Олена Павлівна; Полтава. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. - Полтава, 2014. - 40 с.
21. Галінська Т.А. Методичні основи розрахунку міцності нормального перерізу сталобетонних балок із бетонним верхнім поясом і зовнішнім (винесеним) армуванням на основі розрахункової деформаційної моделі / Т. А. Галінська, В. В. Муравльов, М. О. Овсій // Ресурсоекономні матеріали, конструкції,

- будівлі та споруди. - 2013. - Вип. 27. - С. 41-55. –Режим доступу до статті:[http://nbuv.gov.ua/UJRN/rmkbs\\_2013\\_27\\_9](http://nbuv.gov.ua/UJRN/rmkbs_2013_27_9)
22. Галінська Т.А. Підбір оптимального армування нормального прямокутного перерізу сталезалізобетонних балок на основі деформаційної моделі / Т.А. Галінська, Д.М. Овсій // Збірник наукових праць УкрДАЗТ. – Харків: УкрДАЗТ, 2014. – Вип. 149. – С.106-112. – Режим доступу до статті: <http://csw.kart.edu.ua/article/view/81871/77552>
  23. Галінська Т.А. Підбір оптимального армування нормального перерізу сталезалізобетонних балок з бетонною верхньою полицею на основі деформаційної моделі / Т.А. Галінська, Д.М. Овсій // Вісник СНАУ. Серія: Будівництво. – Суми: СНАУ, 2014. – Вип.10(18). – С.80-84.
  24. Галінська Т.А. Про удосконалення методики розрахунку міцності сталобетонних згинальних елементів будівель і споруд на основі деформаційної моделі / Т.А. Галінська, Д.М. Овсій // Збірник тез доповідей 6-ї Міжнародної науково-технічної конференції “Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті”. – Харків: УкрДАЗТ, 2017. – С. 112-114.
  25. Гасенко А.В. Оптимізація розмірів сталезалізобетонних балок при їх розрахунку згідно з вимогами ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1:2010 / А.В. Гасенко, С.А. Гудзь , В.В. Дарієнко. // Збірник наукових праць УкрДАЗТ.-2014. – вип. 148,т.4.2. – С. 123-130.
  26. Гасенко А.В. Самонапруження сталезалізобетонних конструкцій : монографія / А.В. Гасенко. – Полтава : Астроя, 2022. – 313 с., іл., табл. – Бібліогр. : 289 назв.
  27. Гасій Г.М. Несуча здатність та деформативність сталезалізобетонних структурних покриттів: автореф. дис... канд. техн. наук: 05.23.01-“Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ Гасій Григорій Михайлович; Полтавський національний технічний ун-т ім. Юрія Кондратюка. - Полтава, 2008. - 20 с.
  28. Глушаниця А.І. Напружено-деформаний стан зігнутих елементів у сталезалізобетонних конструкціях за допомогою склеювання. Дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Глушаниця Анна Ігорівна; НАУ.– К., 2016. – 132 с.
  29. Головка Д.В. Напружено-деформований стан сталобетонних пустотних плит перекриття: автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 - “Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ Головка Денис Валерійович; Укр. держ. ун-т залізн. трансп. - Харків, 2015. - 24 с.
  30. Голоднов К.А. Несуча здатність сталезалізобетонних балок при повторних та знакозмінних навантаженнях / К.А. Голоднов, О.М. Бамбура // Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського. - К.: "Сталь", 2013. - Вип. 11 - С. 106-114.
  31. Горб О.Г. Напружено-деформований стан сталезалізобетонних елементів при забезпеченні сумісної роботи сталі та бетону за допомогою склеювання: автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 -“Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ Горб Олександр Григорович; Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. - Полтава, 2015. - 20 с.



32. Дарієнко В.В. Напружено-деформований стан гнучких анкерів у сталезалізобетонних нерозрізних балках: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01- "Будівельні конструкції, будівлі та споруди"/ Дарієнко Віктор Вікторович; Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка.- Полтава, 2009.- 20 с.
33. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення [Текст]. На заміну СНиП 2.03.01-84\*; чинні з 01.06.2011 р. – К.: ДП "Укрархбудінформ", 2011. – 71 с.
34. ДБН В.2.6-160:2010 Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення [Текст]. Чинні з 01.09.2011 р. – К.: ДП "Укрархбудінформ", 2010. – 55 с.
35. ДСТУ Б В.2.6-206:2015 Розрахунок і конструювання згинальних і стиснутих елементів сталезалізобетонних конструкцій будівель та споруд / Наказ Мінрегіону України від 06.07.2015 р. №156, чинні з 01.04.2016 р. – К.: Мінрегіон України, 2015. – 89 с.
36. ДСТУ Б В.2.6-215:2016 Розрахунок і конструювання сталезалізобетонних конструкцій з плитами по профільованим настилам / Наказ Мінрегіону України від 24.06.2016 р. №181, чинні з 01.04.2017 р. – К.: Мінрегіон України, 2016. – 71 с.
37. ДСТУ Б В.2.6-216:2016 Розрахунок і конструювання з'єднувальних елементів сталезалізобетонних конструкцій / Наказ Мінрегіону України від 24.06.2016 р. №181, чинні з 01.04.2017 р. – К.: Мінрегіон України, 2016. – 46 с.
38. Досвід будівництва будівель та споруд зі сталезалізобетонними конструкціями / Стороженко Л.І., Семко О.В., Слюсаренко Ю.С., Аметов Ю.Г., Бамбура А.М. // Будівельні конструкції: міжвідомчий наук.-техн. зб. наук. праць (будівництво) ДНДІБК Мінбуду України. – К.: НДІБК, 2006.- Вип. 65.- С.3-6.
39. ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1:2010. Єврокод 4. Проектування сталезалізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1994-1-1:2004, IDT). Наказ Мінрегіонбуду України від 27.12.2010 №549, чинний з 1 липня 2013 р. – К.: Мінрегіонбуд України, 2012. – 158 с.
40. Ефективність застосування сталезалізобетонних балок у перекриттях виробничих будівель / Хаютін І.Л., Мартинов Ю.С., Орлович Р.Б. та ін// Промислове будівництво. 1979. - №6. С.7-9
41. Іваник Ю.І. Міцність та деформативність комбінованих сталезалізобетонних попередньо-напружених конструкцій. Дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Іваник Юрій Іванович; НУ "Львівська політехніка". – Львів, 2017.–200 с.
42. Іванюк А.В. Напружено-деформований стан та несуча здатність сталезалізобетонних балкових конструкцій з армуванням вертикальними листами: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 - "Будівельні конструкції, будівлі та споруди"/ А.В. Іванюк. – Полтава, 2012.– 21 с.
43. Ізбаш М.Ю. Локально попередньо напружені сталезалізобетонні конструкції для нового будівництва та реконструкції: дис...доктора техн. наук: 05.23.01 / Ізбаш Михайло Юрійович. Харків, 2008. 311 с.

44. Ільницький Б.М. Несуча здатність похилих перерізів сталобетонних балок без зчеплення зовнішньої арматури з бетоном: автореф. дис. ... канд. техн. наук: спец. 05.23.01 - "Будівельні конструкції, будівлі та споруди"/ Ільницький Борис Мар'янович. – Львів, 2004. – 23 с.
45. Калатуров Б.А. Робота на згин залізобетонних елементів із несучою арматурою / Б.А. Калатуров// Дослідження міцності елементів залізобетонних конструкцій. Праці НДІЗБ. Під. ред. А.А. Гвоздева. Держбудвидав, 1959. Вип.5. С. 127-205.
46. Клестов О.В. Напружено-деформований стан та несуча здатність залізобетонних плит зі сталевим обрамленням: автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 - "Будівельні конструкції, будівлі та споруди"/ О.В. Клестов; Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. - Полтава, 2015. - 20 с.
47. Клименко Ф.Є. Міцність та деформативність сталобетонних балок, армованих арматурою класу А-400, Ат-800, в поєднанні зі стрічковою, що працює без зчеплення з бетоном/ Ф.Є. Клименко, Б.М. Ільницький, Т.В. Бобало // Вісник Національного університету "Львівська політехніка" "Теорія і практика будівництва". – Львів, 2008.– №627.– С. 129 -134.
48. Кобзева О. М. Робота сталобетонних елементів прямокутного перерізу, що працюють на косе згинання/ О.М. Кобзева// Вісник Національного університету "Львівська політехніка".– 2010.– № 662: Теорія і практика будівництва.– С. 242–245.
49. Ковальов М.О. Напружено-деформований і граничні стани сталобетонних балок при статичному короткочасному навантаженні: автореф. дис. ...канд. техн. наук: спец. 05.23.01 "Будівельні конструкції, будівлі та споруди"/ Ковальов Максим Олександрович; Українська держ. академія залізничного транспорту. – Х., 2008. – 26 с.
50. Кочкар'юв Д.В. Практичний розрахунок залізобетонних елементів на міцність за дії згинального моменту на базі ДБН В. 2.6-98:2009 / Д.В. Кочкар'юв, В.І. Бабич// Комунальне господарство міст. Науково-технічний збірник. – 2013. - №103. – С. 46-57.
51. Крамарчук А.П. Міцність та деформації сталобетонних згинаних елементів із додатковою стержневою арматурою: автореф. дис. ... канд. техн. наук: спец. 05.23.01 - "Будівельні конструкції, будівлі та споруди"/ Крамарчук Андрій Петрович. – Львів, 2004. – 22 с.
52. Крупченко О. А. Напружено-деформований стан та міцність сталезалізобетонних двотаврових балок із залізобетонним верхнім поясом: автореф. дис... канд. техн. наук: 05.23.01-"Будівельні конструкції, будівлі та споруди"/ Крупченко Олександр Анатолійович; Полтавський національний технічний ун-т ім. Юрія Кондратюка. - Полтава, 2008. – 20 с.
53. Крупченко О. А. Розрахунок міцності нормальних перерізів сталезалізобетонних балок / О.А. Крупченко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – 2015. – Вип. 31. – С. 447-452.
54. Куч Т.П. Напружено-деформований стан та несуча здатність сталезалізобетонних балкових конструкцій з винесеним армуванням



- трубами: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01- “Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ Куч Тетяна Петрівна; Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. - Полтава, 2012. - 21 с.
55. Кушнір Ю.О. Міцність та деформативність сталезалізобетонних балок з попередньо напруженими затяжками: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 - “Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ Кушнір Юлія Олександрівна; Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – Полтава, 2013.– 18 с.
  56. Кушнір Ю.О. Методичні основи розрахунку несучої здатності нормального прямокутного приведенного перерізу попередньо-напружених сталобетонних балок на основі розрахункової деформаційної моделі / Ю.О. Кушнір, В.Ф. Пенц, М.О. Овсій// Сучасне промислове та цивільне будівництво. – ДонНАБА, 2012. – Том 8, № 3.– С. 107 – 122.
  57. Кушнір Ю.О. Методичні основи розрахунку несучої здатності нормального прямокутного приведенного перерізу сталобетонних балок на основі розрахункової деформаційної моделі / Ю.О. Кушнір, В.Ф. Пенц, М.О. Овсій // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2012. – Вип. 24. – С. 167 – 179.
  58. Лапенко О.І. Залізобетонні конструкції з робочим армуванням незнімною опалубкою: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня док. техн. наук: спец. 05.23.01 - “Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ Лапенко Олександр Іванович; Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка.– Полтава, 2010.– 36 с.
  59. Лобяк О.В. Напружено-деформований стан сталобетонного мембранного покриття: автореф. дис... канд. техн. наук: 05.23.01 -“Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ Лобяк Олексій Вікторович; Харківська держ. академія залізничного транспорту. - Х., 2001. - 23 с.
  60. Магас Н.М. Наскрізнні залізобетонні конструкції з зовнішнім листовим армуванням: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 -“Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ Магас Наталія Миколаївна; Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. - Полтава, 2013. - 21 с.
  61. Митрофанов В.П. Практичне застосування деформаційної моделі з екстремальним критерієм міцності залізобетонних елементів/В.П. Митрофанов// Комунальне господарство міст: наук.-техн. збірка. - 2004. Вип. 60. С. 29-48. Режим доступу до статті: <http://khg.kname.edu.ua/index.php/khg/article/view/2390/2375>
  62. Митрофанов В.П. Про граничну деформацію стиснутої грані бетону в нормальному перерізі залізобетонних елементів / В.П. Митрофанов, А.М. Павліков, Б.П. Митрофанов, О.А. Шкурупій // Збірник наукових праць. Серія “Галузеве машинобудування, будівництво”.– Полтава: ПолтНТУ, 2004. – Вип.14. - С. 95 – 102.
  63. Мурашов В.І. Залізобетонні конструкції. Загальний курс / В.І. Мурашев, Е.Є. Сігалов, В.М. Байков. - Держбудвидав, 1962. - С.149-151.
  64. Мурза С.О. Напружено-деформований стан просторових сталезалізобетонних структурних конструкцій при складних навантаженнях:

- автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 “Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ Мурза Сергій Олександрович; Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка.– Полтава, 2010.– 20 с.
65. Несуча здатність сталобетонних балок армованих стрічковою арматурою класу С275 та стержневою класу А1000 / З.Я. Бліхарський, Т.В. Бобало, М.Е. Волинець, Р.Ф. Струк // Збірник наукових праць. Галузеве машинобудування, будівництво. – Полтава, ПолтНТУ, 2014. – Вип. 3 (42), Т.1. – С. 34– 41.
  66. Нижник О.В. Безбалкові та часторебристі сталезалізобетонні перекриття: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня док. техн. наук: спец. 05.23.01 - “Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ Нижник Олександр Васильович; Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка.- Полтава, 2012.- 40 с.
  67. Овсій М.О. Методичні основи розрахунку несучої здатності нормального перерізу сталобетонних двотаврових балок із бетонним верхнім поясом на основі розрахункової деформаційної моделі / М.О. Овсій, В.Ф. Пенц, Т.А. Галінська // Збірник наукових праць. Галузеве машинобудування, будівництво. – Полтава, 2012. – Вип. 3 (33). – С. 177 – 184.
  68. Основи проектування сталезалізобетонних перекриттів багатоповерхових автостоянок. «Методичні рекомендації до практичних занять з дисципліни цільової підготовки» А. Білик, А. Сандлерс, М. Беляєв, О. Постернак. – К.: УЦСБ, КНУБА, 2020. – 80 с.
  69. Павліков А.М. Нелінійна модель напружено-деформованого стану й косо завантажених залізобетонних елементів у закритичній стадії: Монографія / А.М. Павліков. – Полтава: ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка, 2007. - 259 с.
  70. Павліков А.М. Розрахунок міцності нормальних перерізів сталезалізобетонних двотаврових балок у закритичній стадії роботи бетону / А.М. Павліков, О.А. Крупченко // Наука і прогрес транспорту. Вісник Дніпропетровського національного ун-т залізничного транспорту.- Дн.: ДНУЗТ, 2011.- С.123-125.
  71. Пенц В.Ф. Розрахунок міцності нормального прямокутного приведенного перерізу попередньо-напружених сталобетонних балок залежно від напружено-деформованого стану / В.Ф. Пенц, Ю.О. Кушнір, М.О. Овсій // Галузеве машинобудування, будівництво. – Полтава, 2012. – Вип. 3 (33). – С. 177 – 184.
  72. Петрушевська А.А. Напружено-деформований стан сталобетонних безбалкових перекриттів: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 - “Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ Петрушевська Алла Андріївна; Укр. держ. акад. залізн. трансп. - Х., 2013. - 24 с.
  73. Посібник з проектування залізобетонних конструкцій з твердою арматурою / НДІЗБ, ЦНДІПромбудівель. - Будвидав, 1978. - 55 с.
  74. Проектування сталезалізобетонних конструкцій будівель відповідно до Єврокоду 4: навч. посіб. для інозем. студ. будів. факульт. / За загальною ред. М. А. Беляєва. - К.: ВД «Освіта України», 2021. - 500 с.



75. Проблеми розробки національного нормативного документа «Сталезалізобетонні конструкції» / Ю.Г. Аметов, А.Н. Бамбура, О.В. Семко, Ю.С. Слюсаренко, Л.І. Стороженко, В.Г. Тарасюк // Будівельні конструкції: зб. наук. праць. – Київ, 2008. – Вип.70. – С. 10 - 14.
76. Рабінович Р.І. Область застосування діючої методики розрахунку на міцність конструкцій із жорсткою арматурою / Р.І. Рабінович // Перекриття по сталевому профільному настилу. НДІЗБ, 1983. С.45 – 56.
77. Семко О.В. Надійність сталезалізобетонних конструкцій: автореф. дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.01 - “Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ Семко Олександр Володимирович; Полтавський національний технічний ун-т ім. Юрія Кондратюка. - Полтава, 2006. - 34 с.
78. Семко О.В. Керування ризиками при проектуванні та експлуатації сталезалізобетонних конструкцій: Монографія / О.В. Семко, О.П. Воскобійник.- Полтава: ПолтНТУ, 2012. - 514 с.
79. Скиба О.В. Напружено-деформований стан та надійність сталезалізобетонних балок з урахуванням кручення [Текст] : автореф. дис. ... канд. техн. наук : спец. 05.23.01 –“Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ Скиба Олександра Валеріївна; Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. - Полтава, 2015. - 20 с.
80. Сколибог О.В. Сталезалізобетонні балки із зовнішнім листовим армуванням: автореф. дис. ... канд. техн. наук: спец. 05.23.01- “Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ Сколибог Олександр Валерійович;Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – Полтава, 2006. – 25 с.
81. Стороженко Л.І. Задачі подальшої роботи над нормативним документом «Сталезалізобетонні конструкції» / Л.І. Стороженко, О.В. Семко // Будівельні конструкції: Зб. наук. праць.– Київ, 2006. - Вип.65. – С. 7 – 10.
82. Стороженко Л.І. Несуча здатність сталевих двотаврів, підсилених залізобетоном під дією згину / Л.І. Стороженко, С.В. Яхін // Зб. праць VII української науково-технічної конференція: “Металеві конструкції”. – Дніпропетровськ. – 2000. – С. 21 – 25.
83. Стороженко Л.І. Рекомендації щодо проектування згинальних елементів із тонкостінних труб квадратного перетину, заповнених бетоном / Л.І. Стороженко, В.Ф. Пенц, Л.М. Стовба // Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва. – №655. – 2009. – С. 255-261.
84. Стороженко Л.І. Сталезалізобетон: Збірник наукових праць / Л.І. Стороженко. – Полтава: ПНТУ. – 2006. – 386 с.
85. Стороженко Л.І. Сталезалізобетонні конструкції: Навчальний посібник. / Л.І. Стороженко, О.В. Семко, В.Ф. Пенц // Бібліогр. – 2005. – 181 с.
86. Стрелецкий Н.М. Сталелізобетонні мости. - Транспорт, 1965. - 376 с.
87. Фабрика Ю.М. Міцність та деформативність сталезалізобетонних балкових конструкцій: автореф. дис. ... канд. техн. наук: спец. 05.23.01 - “Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ Фабрика Юрій Михайлович;НУ "Львівська політехніка".– Львів, 2005.– 17 с.

88. Фабрика Ю.М. Міцність і деформативність сталезалізобетонних конструкцій [Текст] / Ю. М. Фабрика [и др.]. - Львів: Апріорі, 2007. – 136 с.
89. Шевченко А.О. Напружено-деформований стан сталобетонних круглих плит: автореф. дис. ... канд. техн. наук: спец. 05.23.01 –“Будівельні конструкції, будівлі та споруди” / Шевченко Анна Олександрівна; Укр. держ. акад. залізн. трансп. - Х., 2012. - 23 с.
90. Шевчук С.Г. Несуча здатність та деформативність сталобетонних перекриттів із застосуванням зовнішнього армування із хвилястих настилів: автореф. дис. ... канд. техн. наук: спец. 05.23.01 –“Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/Шевчук Святослав Григорович; Нац. ун-т "Львів. політехн".- Львів, 2010. - 21 с.
91. Шемет Р.М. Сталезалізобетонні нерозрізні локально попередньо напружені балки: автореф. дис... канд. техн. наук: 05.23.01–“Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ Шемет Руслан Миколайович; Українська держ. академія залізничного транспорту. - Х., 2007. - 20 с.
92. Школяр Ф.С. Напружено-деформований стан та несуча здатність залізобетонних балок з винесеним робочим армуванням: автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01–“Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ Школяр Філіпп Сергійович; Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка.- Полтава, 2015.- 20 с.
93. Шмиг Р.А. Міцність та деформативність комплексних сталобетонних балкових конструкцій: автореф. дис... канд. техн. наук: 05.23.01 –“Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ Шмиг Роман Андрійович; Полт. держ. технічний ун-т ім. Ю.Кондратюка.- Полтава, 1997. - 16 с.
94. Яременко О.Ф. Застосування теорії складених стрижнів до розрахунку сталезалізобетонних балок / О.Ф. Яременко, Н.Р. Вільданова // Сучасні будівельні конструкції із метала і деревини. Збірник наукових праць. –Одеса: ОДАБА, 2011. – т.4.2. – с.238-243.
95. Яхін С.В. Згинальні несучі конструкції зі сталевих двотаврів із порожнинами, заповненими бетоном: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 - “Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ Яхін Сергій Валерійович; Полт.нац. технічний ун-т ім. Ю.Кондратюка.– Полтава, 2002.– 20 с.
96. ACI Innovation Task Group 4: Structural Design and Detailing for High-Strength Concrete in Moderate to High Seismic Applications (ACI ITG 4.3) // American Concrete Institute.-Farmington Hills: MI.- pp. 212.
97. Ahmad Zivari. Development of an analytical method for optimum design of reinforced concrete beams considering both flexural and shear effects / Ahmed Zivari, Ali-Reza Habibi, Nima Khaledy / Computers and Concrete 24(2):117-123, 2019. DOI: [10.12989/cac.2019.24.2.117](https://doi.org/10.12989/cac.2019.24.2.117).
98. Alaa C. Galeb, Optimum Design of Doubly Reinforced Concrete Beams Using Simulated Annealing, International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET) 9(10), 2018, pp. 61–70.  
<http://iaeme.com/Home/issue/IJCIET?Volume=9&Issue=10>



99. Alqedra M. (2011). Optimum Cost of Prestressed and Reinforced Concrete Beams using Genetic Algorithms / M. Alqedra, M. Arafa and M. Ismail / Journal of Artificial Intelligence, 4: 76-88. DOI: 10.3923/jai.2011.76.88
100. American Institute of Steel Construction. (2010). Specifications for structural steel buildings, AISC 360-10, Chicago, IL.
101. Architectural Institute of Korea (2014) Korea Building Code (KBC 2014) and Commentary, Kimoondang, Korea.
102. Armadio C. Experimental evaluation of effective width in steel–concrete composite beams / C. Amadio, C. Fedrigo, M. Fragiaco, and L. Macorini // Journal of Constructional Steel Research. – 2004.-Vol. 60. -pp. 199–220. –Режим доступу до статті:  
[https://www.academia.edu/16860479/Experimental\\_evaluation\\_of\\_effective\\_width\\_in\\_steel\\_concrete\\_composite\\_beams](https://www.academia.edu/16860479/Experimental_evaluation_of_effective_width_in_steel_concrete_composite_beams)
103. Balakrishnan S. The behaviour of composite steel and concrete beams with welded stud shear connectors: A Thesis of the Degree of Ph.D. (Engineering) / S. Balakrishnan. -Imperial College of Science and Technology, University of London, 1963. – 348 p.- Режим доступу до роботи:  
<https://spiral.imperial.ac.uk/bitstream/10044/1/13358/2/Balakrishnan-SM-1963-PhD-Thesis.pdf>
104. Bekdas, G., Nigdeli, S.M., Yang, X.S.: Metaheuristic optimization for the design of reinforced concrete beams under flexure moments. In: Proceedings of the 5th European Conference of Civil Engineering (ECCIE 2014), Florence, Italy (2014)
105. Bode H. Euro-Verbundbau, Konstruktion und Berechnung, 2. Auflage / H. Bode, 1998 – 378 p.
106. Borghi T. M.; Oliveira L. A. M. and El Debs A.L.H.C. (2021) Numerical investigation on slim floors: comparative analysis of ASB and CoSFB typologies. Rev. IBRACON Estrut. Mater., vol. 14, no. 4, e14411, 2021.  
<https://doi.org/10.1590/S1983-41952021000400011>
107. Bridge R.Q. Research on composite structures in Australia, 1960-1985. / R.Q. Bridge // Composite Construction in Steel and Concrete III. – 1996. – pp. 41-54.
108. Bujnak J., Michalek P., Baran W. (2018) Experimental and theoretical investigation of composite truss beams. MATEC Web of Conferences, 174, 04001. doi: <https://doi.org/10.1051/mateconf/201817404001>
109. Choi Dong-Ho, External Post-tensioning of Composite Bridges by a Rating Equation Considering the Increment of a Tendon Force Due to Live Loads / Dong-Ho Choi, Yong-Sik Kim and Hoon Yoo // Steel Structures.- 2008.- vol.8.- pp. 109-118.
110. Chen C.C. (2013). Accuracy of AISC Methods in Predicting Flexural Strength of Concrete-Encased Members. Journal of Structural Engineering, 139 (3), 338-349. DOI:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000640
111. Chen C.C. (2001). Flexural behavior of steel encased composite beams. / Chen Cheng-Cheng and Chen Chien-Chung / Journal Chinese Inst. Civil and Hydraulic Eng., 13(2), 263–275.

112. Dai X.; Lam D.; Sheehan T.; Yang J. and Zhou K. (2020) Effect of dowel shear connector on performance of slim-floor composite shear beams. *Journal of Constructional Steel Research*, 173. ISSN 0143-974X. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106243>
113. Dawood Mustafa B. Flexural behavior of steel concrete composite beam with web openings and strengthened by CFRP laminates / Mustafa B. Dawood and Dhurgham H. Al-saffar // XIII International Conference on Computational Plasticity: fundamentals and applications. – 2015. – pp. 507-518.-Режим доступу до статті: [https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2117/81368/Complas2015\\_507-518\\_FLEXURAL%20BEHAVIOR.pdf](https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2117/81368/Complas2015_507-518_FLEXURAL%20BEHAVIOR.pdf)
114. Duma, D.; Zaharia, R.; Pintea, D.; Both, I.; Hanus, F. (2022) Analytical Method for the Bending Resistance of Slim Floor Beams with Asymmetric Double-T Steel Section under ISO Fire. / D. Duma, R. Zaharia, D. Pintea, I. Both and F. Hanus, / *Appl. Sci.* 2022, 12, 574. <https://doi.org/10.3390/app12020574>.
115. Eurocode 2: Design of Concrete Structures-Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings”, European Standard BS EN 1992-1-1: 2004, European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium, 227 pp.
116. Eurocode 4. Common Unified Rules for Composite Steel and concrete Structures European Committee for Standardization. (CEN) ENV. 1994 – 1-1:1992. – 180 p.-Режим доступу до документу: <https://www.phd.eng.br/wp-content/uploads/2015/12/en.1994.1.1.2004.pdf>
117. Däuwel T. Beitrag zum Tragverhalten von Slim-Floors unter Verwendung hoher Trapezprofilbleche: Dissertation einer Doktorin der Ingenieurwissenschaften / T. Däuwel - Technische Universität Kaiserslautern, 2001 – 263 p.
118. Fayyad T. M and Lees J. M. (2015) Evaluation of a minimum flexural reinforcement ratio using fracture based modelling // IABSE Conference – Structural Engineering: Providing Solutions to Global Challenges, Geneva, 23-25 September 2015. – pp. 2-9.
119. Fries, J. Tragverhalten von Flachdecken mit Hutprofilen. Mitteilungen des Instituts für Konstruktion und Entwurf: Dissertation einer Doktors der Ingenieurwissenschaften/ Jürgen Fries Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart, 2001. – 162 p. <https://d-nb.info/963753258/34>
120. Furche, J.; Bauermeister, U. Ermüdungsnachweis für Elementdecken mit Gitterträgern. *Beton- und Stahlbetonbau*, 2020, 115 (1), 26–35. <https://doi.org/10.1002/best.201900056>
121. Galinska T. The combining technique of calculating the sections of reinforced concrete bending elements normal to its longitudinal axis, based on the deformation model / T. Galinska, D. Ovsii, M. Ovsii // *International Journal of Engineering and Technology (UAE)*, 2018.-7 (3).-pp. 123-127.- Режим доступу до статті: <https://www.sciencepubco.com/index.php/ijet/article/download/14387/5818>.
122. Galinska T., Ovsii D., Ovsii A. (2020) Flexural strength of span steel-reinforced concrete truss composite structures / *Academic journal. Industrial Machine*



- Building, Civil Engineering.– 2(55)' 2020. pp. 26-34.  
<https://doi.org/10.26906/znp.2020.55.2338>
- 123.** Galinska T., Ovsii D., Ovsii O., Ovsii M. (2022) Fundamentals of designing rational (optimal) slab steel-reinforced concrete structures and elements of floors. Academic journal. Industrial Machine Building, Civil Engineering.– 1(58). – pp. 55-65.
- 124.** Galinska T., Ovsii D., Ovsii A. (2022) Flexural Strength of Steel-Reinforced Concrete Composite Structural Span Elements. In: Onyshchenko V., Mammadova G., Sivitska S., Gasimov A. (eds) Proceedings of the 3rd International Conference on Building Innovations. ICBI 2020. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 181. pp 131-145. Springer, Cham. [https://doi.org/10.1007/978-3-030-85043-2\\_13](https://doi.org/10.1007/978-3-030-85043-2_13)
- 125.** Galinska, T., Ovsii, D., Hajiyev, M., Ovsii, O. (2023) An Analytical Model of Calculating the Flexural Strength of Encased SRC Composite T-beams with Full Interaction of Components. In: Onyshchenko, V., Mammadova, G., Sivitska, S., Gasimov, A. (eds) Proceedings of the 4th International Conference on Building Innovations. ICBI 2022. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 299. – pp. 117-134. Springer, Cham. [https://doi.org/10.1007/978-3-031-17385-1\\_10](https://doi.org/10.1007/978-3-031-17385-1_10).
- 126.** Goralski Cl. Zusammenwirken von Beton und Stahlprofil bei kammerbetonierten Verbundträgern: Dissertation einer Doktorin der Ingenieurwissenschaften / Cl. Goralski. - Technischen Hochschule Aachen, 2006. – 309 p.-Режим доступу до роботи: <https://core.ac.uk/download/pdf/36419478.pdf>
- 127.** Guerra A. and Kioussis P. D. (2006) Design optimization of reinforced concrete structures. Computers and Concrete, Vol. 3, № 5, 313-334. DOI:10.12989/cac.2006.3.5.313
- 128.** Hauf G. Trag- und Verformungsverhalten von Slim-Floor Trägern unter Biegebeanspruchung: Dissertation einer Doktors der Ingenieurwissenschaften/ Gunter Hauf Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart, 2010. – 210 p. - Режим доступу до роботи [https://elib.uni-stuttgart.de/bitstream/11682/358/1/2010\\_08\\_06\\_Diss\\_Hauf\\_Arbeit.pdf](https://elib.uni-stuttgart.de/bitstream/11682/358/1/2010_08_06_Diss_Hauf_Arbeit.pdf)
- 129.** Habibi, A. (2016). Development of optimum design curves for reinforced concrete beams based on the INBR9 / A.Habibi, F. Ghawami, and M. S. Shahidsade / Computers and Concrete, 18(5), 983-998. <https://doi.org/10.12989/CAC.2016.18.5.983>
- 130.** Heiko G. Zur Vorhersage des Rissfortschritts bei einbetonierten der Ingenieurwissenschaften / G. Heiko. -Technische Universität Kaiserslautern, 2006. – 189 p. - Режим доступу до роботи: [https://kluedo.ub.uni-kl.de/frontdoor/deliver/index/Kopfbolzendübeln in Verbundträgern unter nicht ruhender Belastung: : Dissertation einer Doktorin docId/1819/file/genehmigte Dissertation Heiko Gesella.pdf](https://kluedo.ub.uni-kl.de/frontdoor/deliver/index/Kopfbolzendübeln%20in%20Verbundtr%C3%A4gern%20unter%20nicht%20ruhender%20Belastung%3A%3A%20Dissertation%20einer%20Doktorin%20docId/1819/file/genehmigte%20Dissertation%20Heiko%20Gesella.pdf)
- 131.** Heinemeyer S. Zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton mit Verbundleisten: Dissertation einer Doktorin der Ingenieurwissenschaften / Sabine Heinemeyer,- Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, 2011.- 298 p.- Режим доступу до роботи: <http://publications.rwth-aachen.de/record/64391/files/3634.pdf>

132. Ho J. C. M.; Kwan A. K. H. and Pam H. J. (2004) Minimum flexural ductility design of high strength concrete beams // Magazine of Concrete Research. - 2004, Vol. 56, № 1. – pp. 13–22. Doi:10.1680/macrc.2004.56.1.13.
133. Japan Society of Civil Engineers. (2009). Standard specifications for steel and composite, Tokyo, Japan. DOI: 10.1051/ matecconf/201711602020
134. JGJ 138-2016 (2016), Code for Design of Composite Structures, China building industry press, Beijing, China.
135. Johnson R. P. Some research on composite structures in the U.K., 1960-1985. / R. P. Johnson // Composite Construction in Steel and Concrete III. – 1996. – pp. 15-28.
136. Johnson R.P. Composite Structures of Steel and Concrete. Volume 1: Beams, Slabs, Columns and Frames for Buildings/ R.P. Johnson.-Oxford and Northampton: Alden Press Limited, 1994.-188 p.
137. Kaar Paul H. Stress–Strain Characteristics of High Strength Concrete / Paul H. Kaar, Norman W. Hanson, and H. T. Capell // Douglas McHenry International Symposium on Concrete Structures, ACI Publication SP-55, American Concrete Institute.- Detroit: MI, 1978.- pp. 161–185.
138. Kaveh, A., & Sabzi, O. (2011). A comparative study of two meta-heuristic algorithms for optimum design of reinforced concrete frames. International Journal of Civil Engineering, 9(3), 193-206.  
<https://www.sid.ir/en/journal/ViewPaper.aspx?id=246636>
139. Kuo A. (2014). Unveiling Hidden Values of Optimization Models with Metaheuristic Approach Publicly Accessible Penn Dissertations. 1334.  
<http://repository.upenn.edu/edissertations/1334>
140. Kayabekir A. E (2020) Metaheuristic Approaches for Optimum Design of Reinforced Concrete Structures: Emerging Research and Opportunities. / A. E. Kayabekir, G. Bekdaş and S. M. Nigdeli. / IGI Global (2020). DOI: 10.4018/978-1-7998-2664-4.ch003
141. Kvočák V., Karmazinová M., Kožlejšová V. (2012), Verification of the Behaviour of Deck Bridges with Encased Filler Beams. In: International Journal of Systems Applications, Engineering and Development. Vol. 6, No. 1, pp. 163-170.
142. Kochkarev D., Galinska T. (2017) Calculation methodology of reinforced concrete elements based on calculated resistance of reinforced concrete. MATEC Web of Conferences 116, 02020. pp. 1-9. DOI:10.1051/ matecconf/201711602020
143. Kwak Myong-Keun. Flexural Capacity of the Encased(Slim Floor) Composite Beam with Deep Deck Plate / Myong-Keim Kwak, Byung-Wook Heo, Kyii-Woong Bae, Keung-Hwan Kim, Tae-Sup Moon //CTBUH Seoul Conference. – 2004. – pp. 686-694.- Режим доступу до статті:  
<http://global.ctbuh.org/resources/papers/download/1504-flexural-capacity-of-the-encasedslim-floor-composite-beam-with-deep-deck-plate.pdf>
144. Kwan A. K. H.; Ho J. C. M. and Pam H. J. (2002) Flexural strength and ductility of reinforced concrete beams // Structures & Buildings. – 2002, Vol. 152, № 4. – pp. 361–369. Doi: 10.1680/stbu.2002.152.4.361



145. Kwan A. K. H.; Au F. T. K. and Chau S. L. (2004) Theoretical study on effect of confinement on flexural ductility of normal and high-strength concrete beams // Magazine of Concrete Research. – 2004, Vol. 56, № 5. – pp. 299–309. Doi:10.1680/macrc.2004.56.5.299
146. Leskelä M.V. Shallow floor integrated beams and their components: comparison of behaviour. / M.V. Leskelä // Engineering Foundation Conference, Composite Construction in Steel and Concrete IV. -2000.
147. Luevanos-Rojas, Arnulfo; Lopez-Chavarria, Sandra; Medina-Elizondo, Manuel and Kalashnikov, Vitaliy V. (2020) Optimal design of reinforced concrete beams for rectangular sections with straight haunches. Revista de la Construcción. 2020, vol.19, n.1, pp.90-102. ISSN 0718-915X. <http://dx.doi.org/10.7764/rdlc.19.1.90-102>
148. Maeda Y. Research and development of steel-concrete composite construction in Japan from 1950 to 1986. / Y. Maeda // Composite Construction in Steel and Concrete III. – 1996. – pp. 29-40.
149. Mafleh W. and Kovacs N. (2022) Numerical analysis of composite slim-floor beams. Pollack Periodica, 17 (2022) 2, 81-85. DOI: 10.1556/606.2022.00396.
150. Mei, L.; Wang, Q. (2021) Structural Optimization in Civil Engineering: A Literature Review. Buildings 2021, 11, 66. <https://doi.org/10.3390/buildings11020066>
151. Mitrofanov V.P. (2009) Extreme strength criterion and design of RC Elements. Journal of the fib: Structural Concrete. 10 (4), 163–172. doi: 10.1680/stco.2009.10.4.163
152. Mohamed S. Majdub; Shahrizan Baharom; Ahmed W. Al Zand; Azrul A. Mutalib and Emad Hosseinpour (2022) Innovation of Shear Connectors in Slim Floor Beam Construction. Journal of Engineering, Vol. 2022, Article ID 2971811, 26 pages. <https://doi.org/10.1155/2022/2971811>
153. Narmashiri K. Flexural strengthening of steel I-beams by using CFRP strips / Kambiz Narmashiri, N. H. Ramli Sulong and Mohd Zamin Jumaat // International Journal of the Physical Sciences. – 2011. – Vol. 6(7). – pp.1620– 1627.
154. Negrin I.A., Roose D., Chagoyen E. L., Lombaert G. Biogeography-Based Optimization of reinforced concrete structures including static soil-structure interaction. arXiv-CS-Neural and Evolutionary Computing (IF). 2021-03-08. DOI: arXiv:2103.05129
155. Nie Jianguo. Experimental Studies on Behavior of Composite Steel High-Strength Concrete Beams /Jianguo Nie, Yan Xiao, Ying Tan, and Hongquan Wang //ACI Structural Journal. -2004. - Vol. 101, No. 2.-.pp. 245-251.-Режим доступа до статті: <http://www.paper.edu.cn/scholar/showpdf/OUd2gN2IMTT0YxeQh>
156. Orozco C.E. (2015) Strain limits vs. reinforcement ratio limits – A collection of new and old formulas for the design of reinforced concrete sections // Case Studies in Structural Engineering – 2015, Vol. 4. – pp. 1-13. DOI: 10.1016/j.csse.2015.05.001.

157. Pam H. J.; Kwan A. K. H. and Islam M. S. (2001) Flexural strength and ductility of reinforced normal- and high-strength concrete beams // Structures & Buildings. - 2001, Vol. 146, № 4. pp. 381–389. Doi:10.1680/stbu.2001.146.4.381
158. Pelke E. On the evolution of steel-concrete composite construction. / E. Pelke, K. E. Kurrer // 5ICCH Proceedings. – 2015. – Vol. 3. – pp. 107-116-Режим доступу до статті: <https://bautechnikgeschichte.files.wordpress.com/2015/07/pelke.pdf>
159. Podgorski C. (2018) Nachhaltige Bürogebäude in Stahl- und Stahlverbundbauweise. Dissertation der Würde eines Doktors der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.) an der Fakultät Bauingenieurwesen der Technischen Universität Dresden zur Erlangung. – Dresden, 2018. – p.243.
160. Rackham, J.W. Report on Asymmetric Slim-Floor Beam Test, Steel-section: SF280B resp.SF300G. / Rackham, J.W.-Document RT554 resp. RT 592, 1996 – 186 p.
161. Rahmanian I., Lucet, Y., & Tesfamariam, S. (2014). Optimal design of reinforced concrete beams: A review. Computers and Concrete, 13(4), 457–482. <https://doi.org/10.12989/CAC.2014.13.4.457>
162. Rieg A. Verformungsbezogene mittragende Breite niedriger Verbundträger: Dissertation einer Doktorin der Ingenieurwissenschaften / A. Rieg. -UniversitätStuttgart, 2006. – 160 p. -Режим доступу до роботи: [https://elib.uni-stuttgart.de/bitstream/11682/265/1/Diss\\_Rieg\\_Druck\\_14\\_11\\_2006.pdf](https://elib.uni-stuttgart.de/bitstream/11682/265/1/Diss_Rieg_Druck_14_11_2006.pdf)
163. Roik K. Review of the development of composite structures in Germany 1950-1990. / K. Roik // Composite Construction in Steel and Concrete III. – 1996. – pp. 55-61.
164. Ros M. Träger in Verbund-Bauweise. / M. Ros, E. Paillex, W. Jacobsohn // Technische Kommission Des Verbandes Schweiz. Brückenbau-Und Stahlhochbau-Unternehmungen (EMPA). Bericht Nr. 149. -1944. – 92 p.
165. Schnerch D. Flexural Strengthening of Steel Bridges with High Modulus CFRP Strips / Schnerch. D., Rizkalla S. // Journal of Bridge Engineering. – 2008. -March/April. – pp. 192-201.- Режим доступу до статті: [http://www4.ncsu.edu/~srizkal/TechPapers2007/FINAL%20REVISION\\_Manuscript\\_Schnerch%20and%20Rizkalla%202007\\_ASCE%20Journal%20of%20Bridge%20Engineering.pdf](http://www4.ncsu.edu/~srizkal/TechPapers2007/FINAL%20REVISION_Manuscript_Schnerch%20and%20Rizkalla%202007_ASCE%20Journal%20of%20Bridge%20Engineering.pdf)
166. Seguirant S. J.; Brice R. and Khaleghi B. (2010) Making sense of minimum flexural reinforcement requirements for reinforced concrete members // PCI Journal. – 2010, Summer.- pp. 64-85.
167. Singh J. and Chutani S. A. (2015) Survey of Modern Optimization Techniques for Reinforced Concrete Structural Design. International Journal of Engineering Science Invention Research & Development; Vol. II (I), July 2015, 55-62. www.ijesird.com, e-ISSN: 2349-6185
168. Stark J. W. B. Composite steel and concrete beams with partial shear connection / J.W. B. Stark // HERON. – 1989. - Vol. 34, No. 4. – pp. 36-46.-Режим доступу до статті: <http://heronjournal.nl/34-4/1.pdf>
169. Subramanian N. (2010) Limiting reinforcement ratios for RC flexural members // The Indian Concrete Journal. – 2010, September. – pp. 71-80.



170. Szabó B. Influence of shear connectors on the elastic behaviour of composite girders: Dissertation for the degree of Doctor of Science in Technology / B. Szabó/ - Helsinki University of Technology, 2006. - 120 p.- Режим доступу до статті: <https://aaltodoc.aalto.fi/bitstream/handle/123456789/2798/isbn9512284472.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
171. Tan Ee Loon. The effects of partial shear connection on composite steel-concrete beams subjected to combined flexure and torsion: A thesis submitted in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy/ Ee Loon Tan, - College of Health and Science, University of Western Sydney, 2010. – 414p.- Режим доступу до роботи: <https://researchdirect.westernsydney.edu.au/islandora/object/uws%3A8917/datastream/PDF/view>
172. Toprac A.A. Strength of Three New Types of Composite Beams / A.A. Toprac // Engineering Journal, American Institute of Steel Construction. – 1965. -Vol. 2, pp. 21-30. - Режим доступу до статті: <https://scholarsmine.mst.edu/cgi/viewcontent.cgi?article=1082&context=ccfss-library>
173. Tran Minh-Tung. Behaviour of steel-concrete composite beams using bolts as shear connectors/ Minh-Tung Tran Vuong Nguyen Van Do and Tuan-Anh Nguyen //IOP Conference Series: Earth and Environmental Science – 2018. –Vol. 143. - No. 012027. - Режим доступу до статті: <http://iopscience.iop.org/article/10.1088/1755-1315/143/1/012027/pdf>
174. Tliouine B. (2010) Optimal Design of Reinforced Concrete T-Beams under Ultimate Loads / B. Tliouine, F. Fedghouche / 2-nd International Conference on Engineering Optimization. September 6 - 9, Lisbon, Portugal.- 8 p.
175. Ulusoy, S., Kayabekir, A.E., Bekdaş, G., Niğdeli, S.M. (2020) Metaheuristic algorithms in optimum design of reinforced concrete beam by investigating strength of concrete. Chall. J. Concr. Res. Lett. 11, 33–37 DOI: <https://doi.org/10.20528/cjcr.2020.02.001>
176. Valente M. I. B. Experimental Studies on Shear Connection Systems in Steel and Lightweight Concrete Composite Bridges: A thesis of a Doctor of Engineering / M. I. B. Valente, -University of Minho, 2007. – 411 p.
177. Viest I.M. Studies of composite construction at Illinois and Lehigh, 1940-1978. / I.M.Viest // Composite Construction in Steel and Concrete III. – 1996. – pp. 1-14.
178. Vinh Bui Duc. Behaviour of Steel-Concrete Composite Beams Made of Ultra High:A thesis of a Doctor of Engineering / Bui Duc Vinh.- University of Leipzig, 2010.– 243 p.- Режим доступу до роботи: [https://www.researchgate.net/profile/Bui\\_Vinh2/publication/309505664\\_Behaviour\\_of\\_Steel-Concrete\\_Composite\\_Beams\\_Made\\_of\\_Ultra\\_High\\_Performance\\_Concrete/links/5813ffe308ae90acb23b8463/Behaviour-of-Steel-Concrete-Composite-Beams-Made-of-Ultra-High-Performance-Concrete.pdf](https://www.researchgate.net/profile/Bui_Vinh2/publication/309505664_Behaviour_of_Steel-Concrete_Composite_Beams_Made_of_Ultra_High_Performance_Concrete/links/5813ffe308ae90acb23b8463/Behaviour-of-Steel-Concrete-Composite-Beams-Made-of-Ultra-High-Performance-Concrete.pdf)
179. Wijesiri Pathirana I.S. use of innovative shear connectors in construction and rehabilitation of steel-concrete composite beams: A thesis submitted in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy/ I.S. Wijesiri Pathirana, - The University of New South Wales, 2016.- Режим доступу

до роботи: <http://unsworks.unsw.edu.au/fapi/datastream/unsworks:40639/SOURCE02?view=true>

- 180.** Wight James K. Reinforced Concrete: Mechanics and Design / James K. Wight, F.E. Richart, Jr., James G. Macgregor. – 6th ed.- 2011.- pp. 1177.-Режим доступу до книги: <http://icivil-hu.com/Nedal/Reinforced%20Concrete%20Mechanics%20and%20Design%206th%20Edition%20by%20Wight%20MacGregor.PDF>
- 181.** Yong Yuan. Experimental studies on composite beams with high-strength steel and concrete / Huiling Zhao, Yuan Yong // Steel and Composite Structures. – 2010.- Vol.10, No. 4. – pp. 297-307. - Режим доступу до статті: [https://www.researchgate.net/publication/264146847\\_Experimental\\_studies\\_on\\_composite\\_beams\\_with\\_high-strength\\_steel\\_and\\_concrete](https://www.researchgate.net/publication/264146847_Experimental_studies_on_composite_beams_with_high-strength_steel_and_concrete)
- 182.** Zhou K. J. H. Flexural Strength and Deformability Design of Reinforced Concrete Beams/ K. J. H.Zhou, J. C. M. Ho and R. K. L. Su// Procedia Engineering. – 2011, Vol. 14. – pp. 1399-1407. Doi: 10.1016/j.proeng.2011.07.176.
- 183.** Zhijuan T., Yongjian L., Lei J., Weiqing Z., Yinping M. (2019) A review on application of composite truss bridges composed of hollow structural section members. Journal of Traffic and Transportation Engineering (English Edition), 6(1), 94-108. doi: <https://doi.org/10.1016/j.jtte.2018.12.001>







## ДОДАТКИ

ДОДАТОК А Таблиці коефіцієнтів армування сталевим елементом (профілем) ( $\rho_a$ ) перерізу сталезалізобетонних плитних і балкових елементів перекриття залежно від величин їх прогону, класу міцності бетону, класу арматурної і конструктивної сталі та характерного значення рівномірно розподіленого навантаження

National University  
«Yuri Kondratyuk»  
Poltava Polytechnic

Таблиця А1 – Коефіцієнт армування сталевого профілю марки S235 ( $\rho_a$ , %) при бетоні класу міцності C12/15 ( $f_{cd}=8,5$  МПа), класу арматурної сталі A400С ( $f_{sd}=347,6$  МПа) при  $\rho_t=0,37\%$ ;  $\rho_b=0\%$  залежно від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження  $q_{k,i}$ , яке діє на перекриття

Проліт плити L, (м)	Висота Плити	Коефіцієнт армування $\rho_a$ , % суцільного перерізу в залежності від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження $q_{k,i}$ [кН/м <sup>2</sup> ]													
		1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	7,5	10,0	15,0	20,0	25,0
3,0	$h_{min}$	2,53	2,77	3,02	3,24	3,46	3,66	3,87	4,06	4,25	5,12	5,05	6,27	6,41	7,28
	$h_{max}$	2,13	2,35	2,56	2,75	2,94	3,11	3,29	3,46	3,62	4,37	4,38	5,45	5,65	6,43
4,0	$h_{min}$	3,46	3,74	4,02	4,28	4,52	4,77	5,00	5,24	5,46	6,50	6,56	8,06	8,38	9,49
	$h_{max}$	3,09	3,34	3,57	3,80	4,02	4,23	4,44	4,63	4,83	5,73	6,56	7,19	8,38	8,55
5,0	$h_{min}$	4,00	4,27	4,53	4,79	5,03	5,27	5,50	5,73	5,95	6,99	7,23	8,79	9,31	10,51
	$h_{max}$	3,70	3,94	4,17	4,40	4,61	4,83	5,03	5,24	5,44	6,37	6,62	8,03	8,57	9,67
6,0	$h_{min}$	4,58	4,85	5,10	5,35	5,59	5,83	6,05	6,28	6,50	7,54	7,88	9,50	10,98	12,35
	$h_{max}$	4,32	4,56	4,79	5,01	5,23	5,45	5,65	5,86	6,06	7,00	7,36	8,83	10,20	11,45
7,5	$h_{min}$	6,03	6,34	6,64	6,92	7,21	7,49	7,33	7,56	7,81	8,94	9,40	11,21	12,11	13,55
	$h_{max}$	5,75	6,03	6,30	6,56	6,83	7,07	6,93	7,16	7,38	8,42	8,88	10,56	11,42	12,77
10,0	$h_{min}$	8,65	9,04	9,42	9,79	10,17	10,52	10,35	10,67	10,98	11,85	13,15	14,04	15,97	17,80
	$h_{max}$	8,32	8,67	9,02	9,36	9,70	10,03	9,89	10,19	10,47	11,30	12,51	13,39	15,22	16,93
12,5	$h_{min}$	11,71	12,23	11,77	12,18	11,70	12,05	11,57	11,86	12,14	13,54	13,81	16,00	18,06	19,99
	$h_{max}$	11,29	11,76	11,36	11,74	11,31	11,64	11,21	11,49	11,75	13,07	12,93	14,92	16,77	18,52



Таблиця А2 – Коефіцієнт армування сталевого профілю марки S235 ( $\rho_a$ , %) при бетоні класу міцності С16/20 ( $f_{cd}=11,5$  МПа), класу арматурної сталі А400С ( $f_{sd}=347,6$  МПа) при  $\rho_t=0,50\%$ ;  $\rho_b=0$  % залежно від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження  $q_{k,i}$ , яке діє на перекриття

Проліт плити L, (м)	Висота Плити	Коефіцієнт армування $\rho_a$ , % суцільного перерізу в залежності від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження $q_{k,i}$ [кН/м <sup>2</sup> ]													
		1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	7,5	10,0	15,0	20,0	25,0
3,0	$h_{min}$	2,16	2,41	2,65	2,88	3,09	3,29	3,49	3,67	3,86	4,70	4,61	5,78	5,90	6,73
	$h_{max}$	1,73	1,96	2,17	2,37	2,56	2,73	2,91	3,07	3,23	3,96	3,96	4,99	5,16	5,92
4,0	$h_{min}$	3,07	3,35	3,61	3,87	4,11	4,35	4,57	4,79	5,00	6,00	6,05	7,47	7,77	8,82
	$h_{max}$	2,69	2,94	3,16	3,39	3,60	3,81	4,01	4,20	4,39	5,26	6,05	6,63	7,77	7,91
5,0	$h_{min}$	3,57	3,84	4,09	4,34	4,57	4,80	5,02	5,24	5,46	6,45	6,66	8,15	8,64	9,77
	$h_{max}$	3,27	3,51	3,73	3,95	4,16	4,37	4,56	4,76	4,95	5,84	6,07	7,42	7,92	8,96
6,0	$h_{min}$	4,12	4,38	4,62	4,86	5,09	5,32	5,53	5,75	5,96	6,95	7,28	8,81	10,21	11,50
	$h_{max}$	3,86	4,08	4,31	4,52	4,74	4,95	5,14	5,34	5,53	6,43	6,76	8,17	9,45	10,65
7,5	$h_{min}$	5,50	5,80	6,08	6,36	6,63	6,90	6,73	6,96	7,19	8,27	8,71	10,41	11,25	12,62
	$h_{max}$	5,23	5,49	5,75	6,00	6,25	6,49	6,36	6,57	6,78	7,78	8,20	9,79	10,61	11,88
10,0	$h_{min}$	7,99	8,36	8,73	9,08	9,42	9,76	9,60	9,90	10,20	11,02	12,24	13,07	14,90	16,62
	$h_{max}$	7,67	8,01	8,33	8,67	8,98	9,29	9,16	9,43	9,71	10,49	11,63	12,46	14,17	15,80
12,5	$h_{min}$	10,89	11,38	10,94	11,33	10,86	11,19	10,72	11,00	11,27	12,59	12,83	14,92	16,85	18,67
	$h_{max}$	10,49	10,93	10,55	10,91	10,49	10,79	10,38	10,65	10,90	12,14	12,00	13,87	15,62	17,28

Таблиця А3 – Коефіцієнт армування сталевого профілю марки S235 ( $\rho_a$ , %) при бетоні класу міцності C20/25 ( $f_{cd}=14,5$  МПа), класу арматурної сталі A400С ( $f_{sd}=347,6$  МПа) при  $\rho_t=0,71\%$ ;  $\rho_b=0$  % залежно від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження  $q_{k,i}$ , яке діє на перекриття

Проліт плити L, (м)	Висота Плити	Коефіцієнт армування $\rho_a$ , % суцільного перерізу в залежності від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження $q_{k,i}$ [кН/м <sup>2</sup> ]													
		1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	7,5	10,0	15,0	20,0	25,0
3,0	$h_{min}$	1,67	1,94	2,19	2,43	2,64	2,85	3,06	3,24	3,43	4,26	4,16	5,30	5,40	6,21
	$h_{max}$	1,17	1,41	1,65	1,86	2,07	2,25	2,43	2,61	2,77	3,51	3,49	4,51	4,67	5,41
4,0	$h_{min}$	2,61	2,89	3,16	3,42	3,65	3,89	4,11	4,33	4,54	5,52	5,55	6,93	7,21	8,23
	$h_{max}$	2,19	2,45	2,68	2,91	3,12	3,34	3,54	3,73	3,92	4,78	5,55	6,10	7,21	7,35
5,0	$h_{min}$	3,09	3,35	3,60	3,85	4,08	4,31	4,53	4,75	4,96	5,93	6,12	7,56	8,03	9,12
	$h_{max}$	2,75	3,00	3,22	3,45	3,66	3,87	4,06	4,26	4,45	5,32	5,53	6,85	7,33	8,33
6,0	$h_{min}$	3,60	3,86	4,10	4,34	4,57	4,80	5,01	5,22	5,43	6,40	6,70	8,18	9,53	10,77
	$h_{max}$	3,33	3,56	3,78	4,00	4,21	4,41	4,61	4,80	5,00	5,88	6,18	7,55	8,80	9,95
7,5	$h_{min}$	4,97	5,26	5,53	5,81	6,07	6,33	6,15	6,39	6,60	7,65	8,06	9,72	10,51	11,82
	$h_{max}$	4,68	4,95	5,20	5,45	5,69	5,93	5,78	5,99	6,19	7,16	7,57	9,11	9,88	11,11
10,0	$h_{min}$	7,38	7,74	8,09	8,43	8,77	9,10	8,93	9,22	9,50	10,28	11,47	12,24	14,00	15,65
	$h_{max}$	7,06	7,38	7,71	8,02	8,33	8,63	8,49	8,76	9,02	9,76	10,87	11,65	13,30	14,85
12,5	$h_{min}$	10,19	10,66	10,21	10,59	10,12	10,43	9,97	10,24	10,51	11,77	12,00	13,99	15,85	17,59
	$h_{max}$	9,78	10,22	9,82	10,18	9,76	10,05	9,64	9,89	10,14	11,33	11,18	12,99	14,66	16,25



Таблиця А4 – Коефіцієнт армування сталевого профілю марки S235 ( $\rho_a$ , %) при бетоні класу міцності C25/30 ( $f_{cd}=17,0$  МПа), класу арматурної сталі A400С ( $f_{sd}=347,6$  МПа) при  $\rho_t=0,95\%$ ;  $\rho_b=0$  % залежно від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження  $q_{k,i}$ , яке діє на перекриття

Проліт плити L, (м)	Висота Плити	Коефіцієнт армування $\rho_a$ , % суцільного перерізу в залежності від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження $q_{k,i}$ [кН/м <sup>2</sup> ]													
		1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	7,5	10,0	15,0	20,0	25,0
3,0	$h_{min}$	1,35	1,42	1,68	1,94	2,16	2,39	2,59	2,78	2,97	3,81	3,68	4,81	4,89	5,68
	$h_{max}$			1,09	1,28	1,51	1,72	1,92	2,10	2,27	3,04	2,99	4,02	4,16	4,88
4,0	$h_{min}$	2,10	2,40	2,67	2,94	3,18	3,42	3,64	3,86	4,06	5,02	5,03	6,38	6,63	7,61
	$h_{max}$	1,63	1,91	2,16	2,40	2,62	2,84	3,04	3,23	3,42	4,28	5,03	5,56	6,63	6,75
5,0	$h_{min}$	2,56	2,84	3,10	3,34	3,57	3,80	4,03	4,23	4,44	5,39	5,56	6,96	7,40	8,45
	$h_{max}$	2,19	2,45	2,69	2,92	3,13	3,34	3,54	3,73	3,92	4,78	4,98	6,26	6,71	7,68
6,0	$h_{min}$	3,07	3,32	3,57	3,80	4,04	4,25	4,47	4,67	4,88	5,82	6,10	7,54	8,83	10,03
	$h_{max}$	2,76	3,00	3,23	3,45	3,65	3,86	4,05	4,25	4,44	5,31	5,59	6,92	8,12	9,23
7,5	$h_{min}$	4,41	4,69	4,97	5,23	5,49	5,74	5,56	5,78	5,99	7,01	7,40	8,99	9,75	11,01
	$h_{max}$	4,11	4,38	4,63	4,87	5,11	5,34	5,19	5,39	5,59	6,53	6,91	8,40	9,14	10,31
10,0	$h_{min}$	6,75	7,10	7,44	7,77	8,09	8,41	8,24	8,52	8,80	9,53	10,67	11,39	13,08	14,64
	$h_{max}$	6,43	6,75	7,06	7,37	7,66	7,95	7,81	8,07	8,33	9,03	10,09	10,81	12,40	13,88
12,5	$h_{min}$	9,45	9,90	9,46	9,82	9,36	9,66	9,21	9,46	9,72	10,93	11,14	13,05	14,81	16,47
	$h_{max}$	9,06	9,47	9,08	9,42	9,01	9,29	8,87	9,12	9,35	10,50	10,33	12,07	13,67	15,18

Таблиця А5 – Коефіцієнт армування сталевого профілю марки S235 ( $\rho_a$ , %) при бетоні класу міцності С30/35 ( $f_{cd}=19,5$  МПа), класу арматурної сталі А400С ( $f_{sd}=347,6$  МПа) при  $\rho_t=1,22\%$ ;  $\rho_b=0\%$  залежно від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження  $q_{k,i}$ , яке діє на перекриття

Проліт плити L, (м)	Висота Плити	Коефіцієнт армування $\rho_a$ , % суцільного перерізу в залежності від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження $q_{k,i}$ [кН/м <sup>2</sup> ]													
		1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	7,5	10,0	15,0	20,0	25,0
3,0	$h_{min}$			1,27	1,45	1,69	1,93	2,14	2,35	2,54	3,39	3,24	4,36	4,43	5,20
	$h_{max}$					1,36	1,18	1,38	1,59	1,77	2,58	2,52	3,56	3,68	4,40
4,0	$h_{min}$	1,59	1,92	2,21	2,49	2,73	2,98	3,20	3,42	3,62	4,57	4,57	5,89	6,12	7,07
	$h_{max}$	1,02	1,34	1,64	1,90	2,14	2,36	2,57	2,77	2,96	3,82	4,57	5,07	6,12	6,22
5,0	$h_{min}$	2,05	2,34	2,61	2,86	3,10	3,33	3,56	3,76	3,97	4,91	5,06	6,43	6,85	7,86
	$h_{max}$	1,63	1,91	2,16	2,41	2,63	2,84	3,05	3,24	3,43	4,29	4,48	5,73	6,16	7,10
6,0	$h_{min}$	2,55	2,81	3,07	3,30	3,54	3,75	3,97	4,17	4,37	5,31	5,56	6,96	8,22	9,37
	$h_{max}$	2,21	2,46	2,70	2,93	3,13	3,35	3,55	3,73	3,92	4,79	5,05	6,36	7,52	8,59
7,5	$h_{min}$	3,90	4,18	4,46	4,71	4,97	5,21	5,02	5,24	5,46	6,44	6,82	8,35	9,08	10,29
	$h_{max}$	3,59	3,85	4,10	4,35	4,58	4,81	4,65	4,85	5,04	5,96	6,34	7,78	8,48	9,62
10,0	$h_{min}$	6,19	6,53	6,87	7,18	7,49	7,81	7,63	7,89	8,16	8,87	9,96	10,65	12,26	13,77
	$h_{max}$	5,87	6,18	6,48	6,78	7,07	7,35	7,20	7,45	7,70	8,37	9,39	10,09	11,62	13,04
12,5	$h_{min}$	8,81	9,25	8,80	9,15	8,69	8,98	8,53	8,78	9,02	10,19	10,37	12,21	13,91	15,50
	$h_{max}$	8,42	8,82	8,43	8,76	8,33	8,61	8,20	8,43	8,67	9,77	9,60	11,26	12,81	14,26



Таблиця А6 – Коефіцієнт армування сталевого профілю марки S235 ( $\rho_a$ , %) при бетоні класу міцності C35/40 ( $f_{cd}=25,0$  МПа), класу арматурної сталі A400С ( $f_{sd}=347,6$  МПа) при  $\rho_t=1,49\%$ ;  $\rho_b=0\%$  залежно від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження  $q_{k,i}$ , яке діє на перекриття

Проліт плити L, (м)	Висота Плити	Коефіцієнт армування $\rho_a$ , % суцільного перерізу в залежності від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження $q_{k,i}$ [кН/м <sup>2</sup> ]													
		1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	7,5	10,0	15,0	20,0	25,0
3,0	$h_{min}$					1,27	1,47	1,69	1,92	2,13	3,01	2,84	3,97	4,02	4,79
	$h_{max}$								1,09	1,25	2,14	2,06	3,14	3,26	3,98
4,0	$h_{min}$	1,09	1,41	1,74	2,04	2,31	2,56	2,79	3,02	3,23	4,18	4,16	5,47	5,68	6,62
	$h_{max}$			1,06	1,36	1,64	1,88	2,12	2,33	2,53	3,41	4,16	4,65	5,68	5,77
5,0	$h_{min}$	1,51	1,84	2,14	2,41	2,65	2,89	3,11	3,33	3,55	4,49	4,62	5,97	6,38	7,38
	$h_{max}$	0,98	1,33	1,63	1,90	2,14	2,37	2,59	2,79	2,99	3,86	4,03	5,28	5,70	6,62
6,0	$h_{min}$	2,04	2,32	2,59	2,83	3,08	3,30	3,52	3,72	3,93	4,86	5,10	6,48	7,72	8,84
	$h_{max}$	1,65	1,93	2,18	2,43	2,65	2,87	3,07	3,27	3,46	4,33	4,58	5,88	7,02	8,07
7,5	$h_{min}$	3,44	3,72	4,00	4,26	4,51	4,76	4,56	4,78	4,99	5,96	6,32	7,84	8,53	9,71
	$h_{max}$	3,10	3,38	3,63	3,88	4,11	4,34	4,17	4,37	4,56	5,48	5,84	7,26	7,93	9,05
10,0	$h_{min}$	5,71	6,05	6,38	6,69	6,99	7,30	7,12	7,38	7,64	8,33	9,39	10,05	11,62	13,09
	$h_{max}$	5,39	5,69	5,99	6,29	6,57	6,85	6,69	6,93	7,18	7,84	8,83	9,49	10,98	12,36
12,5	$h_{min}$	8,28	8,71	8,26	8,60	8,14	8,42	7,96	8,21	8,44	9,59	9,76	11,55	13,19	14,74
	$h_{max}$	7,89	8,29	7,88	8,21	7,79	8,05	7,64	7,86	8,09	9,17	8,98	10,61	12,12	13,53

Таблиця А7 – Коефіцієнт армування сталевого профілю марки S235 ( $\rho_a$ , %) при бетоні класу міцності C40/50 ( $f_{cd}=27,5$  МПа), класу арматурної сталі A400С ( $f_{sd}=347,6$  МПа) при  $\rho_t=1,79\%$ ;  $\rho_b=0$  % залежно від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження  $q_{k,i}$ , яке діє на перекриття

Проліт плити L, (м)	Висота Плити	Коефіцієнт армування $\rho_a$ , % суцільного перерізу в залежності від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження $q_{k,i}$ [кН/м <sup>2</sup> ]													
		1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	7,5	10,0	15,0	20,0	25,0
3,0	$h_{min}$							1,27	1,46	1,67	2,62	2,42	3,58	3,62	4,40
	$h_{max}$										1,67	1,56	2,72	2,83	3,57
4,0	$h_{min}$			1,22	1,56	1,86	2,13	2,38	2,62	2,83	3,80	3,77	5,07	5,27	6,19
	$h_{max}$					1,06	1,35	1,62	1,85	2,08	3,00	3,77	4,24	5,27	5,35
5,0	$h_{min}$	0,88	1,27	1,63	1,92	2,19	2,45	2,68	2,91	3,11	4,07	4,20	5,54	5,94	6,91
	$h_{max}$			0,99	1,32	1,61	1,86	2,10	2,32	2,53	3,43	3,58	4,85	5,25	6,16
6,0	$h_{min}$	1,46	1,79	2,09	2,35	2,61	2,84	3,07	3,28	3,49	4,43	4,66	6,03	7,24	8,34
	$h_{max}$	0,96	1,31	1,63	1,89	2,14	2,37	2,59	2,79	2,99	3,88	4,13	5,42	6,55	7,58
7,5	$h_{min}$	2,97	3,26	3,54	3,81	4,06	4,31	4,10	4,32	4,52	5,50	5,85	7,34	8,02	9,17
	$h_{max}$	2,62	2,89	3,15	3,41	3,64	3,88	3,69	3,90	4,09	5,01	5,36	6,76	7,42	8,52
10,0	$h_{min}$	5,26	5,59	5,92	6,22	6,52	6,83	6,63	6,90	7,15	7,82	8,86	9,49	11,02	12,45
	$h_{max}$	4,92	5,23	5,52	5,82	6,09	6,37	6,21	6,45	6,69	7,33	8,31	8,94	10,39	11,74
12,5	$h_{min}$	7,79	8,21	7,75	8,08	7,61	7,89	7,43	7,67	7,90	9,02	9,18	10,93	12,54	14,05
	$h_{max}$	7,40	7,79	7,38	7,69	7,27	7,52	7,10	7,33	7,55	8,61	8,40	10,00	11,47	12,84



Таблиця А8 – Коефіцієнт армування сталевого профілю марки S235 ( $\rho_a$ , %) при бетоні класу міцності C45/55 ( $f_{cd}=30,0$  МПа), класу арматурної сталі A400С ( $f_{sd}=347,6$  МПа) при  $\rho_t=2,09\%$ ;  $\rho_b=0$  % залежно від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження  $q_{k,i}$ , яке діє на перекриття

Проліт плити L, (м)	Висота Плити	Коефіцієнт армування $\rho_a$ , % суцільного перерізу в залежності від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження $q_{k,i}$ [кН/м <sup>2</sup> ]													
		1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	7,5	10,0	15,0	20,0	25,0
3,0	$h_{min}$									1,27	2,23	2,01	3,21	3,24	4,03
	$h_{max}$										1,18	1,00	2,30	2,40	3,16
4,0	$h_{min}$				1,09	1,38	1,68	1,96	2,20	2,44	3,44	3,39	4,69	4,89	5,80
	$h_{max}$							1,07	1,34	1,60	2,60	3,39	3,85	4,89	4,95
5,0	$h_{min}$			1,04	1,40	1,71	1,99	2,24	2,49	2,70	3,68	3,80	5,14	5,51	6,49
	$h_{max}$				4,23	1,00	1,31	1,59	1,83	2,06	3,02	3,16	4,44	4,83	5,74
6,0	$h_{min}$	0,77	1,20	1,56	1,85	2,13	2,38	2,62	2,84	3,06	4,02	4,24	5,61	6,81	7,88
	$h_{max}$		0,91	0,97	1,31	1,60	1,86	2,10	2,32	2,53	3,45	3,69	4,99	6,11	7,13
7,5	$h_{min}$	2,51	2,81	3,10	3,38	3,63	3,89	3,66	3,89	4,09	5,07	5,41	6,89	7,54	8,68
	$h_{max}$	2,12	2,41	2,69	2,95	3,20	3,44	3,24	3,45	3,65	4,58	4,91	6,31	6,95	8,03
10,0	$h_{min}$	4,83	5,16	5,48	5,79	6,09	6,39	6,19	6,44	6,70	7,35	8,37	8,97	10,48	11,87
	$h_{max}$	4,49	4,79	5,08	5,38	5,65	5,93	5,76	5,99	6,23	6,86	7,82	8,43	9,85	11,18
12,5	$h_{min}$	7,34	7,74	7,28	7,61	7,13	7,40	6,93	7,17	7,40	8,51	8,65	10,36	11,93	13,40
	$h_{max}$	6,94	7,33	6,90	7,22	6,78	7,04	6,60	6,83	7,05	8,10	7,87	9,44	10,88	12,22

Таблиця А9 – Коефіцієнт армування сталевого профілю марки S235 ( $\rho_a$ , %) при бетоні класу міцності C50/60 ( $f_{cd}=33,0$  МПа), класу арматурної сталі A400С ( $f_{sd}=347,6$  МПа) при  $\rho_t=2,41\%$ ;  $\rho_b=0$  % залежно від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження  $q_{k,i}$ , яке діє на перекриття

Проліт плити L, (м)	Висота Плити	Коефіцієнт армування $\rho_a$ , % суцільного перерізу в залежності від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження $q_{k,i}$ [кН/м <sup>2</sup> ]													
		1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	7,5	10,0	15,0	20,0	25,0
3,0	$h_{min}$										1,84	1,57	2,86	2,87	3,67
	$h_{max}$												1,87	1,96	2,78
4,0	$h_{min}$						1,20	1,51	1,78	2,04	3,09	3,02	4,35	4,52	5,44
	$h_{max}$									1,07	2,19	3,02	3,49	4,52	4,57
5,0	$h_{min}$				0,85	1,18	1,51	1,79	2,06	2,29	3,31	3,42	4,78	5,14	6,10
	$h_{max}$						1,31	0,99	1,30	1,57	2,61	2,75	4,05	4,44	5,35
6,0	$h_{min}$			0,92	1,30	1,63	1,91	2,16	2,41	2,63	3,62	3,84	5,22	6,41	7,48
	$h_{max}$				0,71	0,96	1,29	1,58	1,82	2,06	3,04	3,27	4,58	5,71	6,72
7,5	$h_{min}$	2,03	2,36	2,67	2,96	3,22	3,48	3,24	3,47	3,68	4,68	5,00	6,47	7,12	8,24
	$h_{max}$	1,58	1,91	2,22	2,50	2,76	3,01	2,79	3,01	3,21	4,16	4,50	5,89	6,52	7,59
10,0	$h_{min}$	4,43	4,76	5,08	5,39	5,69	5,98	5,78	6,03	6,29	6,92	7,93	8,52	10,00	11,36
	$h_{max}$	4,06	4,38	4,68	4,97	5,25	5,51	5,34	5,58	5,82	6,43	7,38	7,97	9,37	10,68
12,5	$h_{min}$	6,92	7,33	6,86	7,18	6,70	6,96	6,48	6,72	6,95	8,04	8,17	9,86	11,41	12,85
	$h_{max}$	6,53	6,90	6,47	6,79	6,34	6,59	6,15	6,38	6,59	7,63	7,39	8,94	10,36	11,68



Таблиця А10 – Коефіцієнт армування сталевого профілю марки S235 ( $\rho_a$ , ‰) при бетоні класу міцності C55/67 ( $f_{cd}=36,7$  МПа), класу арматурної сталі А400С ( $f_{sd}=347,6$  МПа) при  $\rho_t=2,33$ ‰;  $\rho_b=0$  ‰ залежно від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження  $q_{k,i}$ , яке діє на перекриття

Проліт плити L, (м)	Висота Плити	Коефіцієнт армування $\rho_a$ , ‰ суцільного перерізу в залежності від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження $q_{k,i}$ [кН/м <sup>2</sup> ]													
		1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	7,5	10,0	15,0	20,0	25,0
3,0	$h_{min}$										1,87	1,56	3,04	3,05	3,95
	$h_{max}$												1,92	2,03	2,95
4,0	$h_{min}$						1,14	1,49	1,81	2,11	3,29	3,22	4,70	4,91	5,93
	$h_{max}$									0,98	2,28	3,22	3,74	4,91	4,97
5,0	$h_{min}$					1,10	1,50	1,83	2,13	2,40	3,55	3,67	5,19	5,59	6,67
	$h_{max}$							0,88	1,25	1,57	2,75	2,92	4,38	4,81	5,83
6,0	$h_{min}$			0,78	1,25	1,64	1,96	2,26	2,53	2,79	3,90	4,14	5,68	7,00	8,20
	$h_{max}$					0,83	1,24	1,58	1,86	2,14	3,23	3,51	4,98	6,23	7,36
7,5	$h_{min}$	2,10	2,48	2,83	3,14	3,45	3,74	3,48	3,72	3,97	5,07	5,44	7,08	7,80	9,04
	$h_{max}$	1,58	1,97	2,31	2,63	2,93	3,20	2,96	3,20	3,44	4,51	4,87	6,43	7,14	8,32
10,0	$h_{min}$	4,80	5,17	5,52	5,88	6,21	6,53	6,31	6,59	6,88	7,58	8,71	9,35	11,00	12,52
	$h_{max}$	4,40	4,74	5,07	5,40	5,71	6,01	5,82	6,08	6,35	7,03	8,09	8,75	10,31	11,75
12,5	$h_{min}$	7,58	8,03	7,50	7,86	7,33	7,63	7,09	7,36	7,61	8,82	8,96	10,84	12,57	14,16
	$h_{max}$	7,14	7,56	7,08	7,42	6,92	7,22	6,72	6,96	7,21	8,36	8,11	9,83	11,40	12,87

Таблиця А11 – Коефіцієнт армування сталевого профілю марки S235 ( $\rho_a$ , ‰) при бетоні класу міцності С60/75 ( $f_{cd}=40,0$  МПа), класу арматурної сталі А400С ( $f_{sd}=347,6$  МПа) при  $\rho_t=2,39\%$ ;  $\rho_b=0$  ‰ залежно від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження  $q_{k,i}$ , яке діє на перекриття

Проліт плити L, (м)	Висота Плити	Коефіцієнт армування $\rho_a$ , ‰ суцільного перерізу в залежності від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження $q_{k,i}$ [кН/м <sup>2</sup> ]													
		1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	7,5	10,0	15,0	20,0	25,0
3,0	$h_{min}$										1,70	1,33	2,99	2,99	3,97
	$h_{max}$												1,74	1,85	2,88
4,0	$h_{min}$							1,25	1,63	1,96	3,26	3,17	4,77	4,98	6,06
	$h_{max}$										2,15	3,17	3,73	4,98	5,03
5,0	$h_{min}$					0,90	1,23	1,63	1,97	2,27	3,53	3,65	5,28	5,70	6,84
	$h_{max}$							0,14	0,91	1,30	2,65	2,83	4,41	4,87	5,95
6,0	$h_{min}$				0,91	1,38	1,77	2,11	2,41	2,69	3,89	4,15	5,79	7,19	8,45
	$h_{max}$						0,87	1,30	1,65	1,95	3,17	3,46	5,04	6,38	7,56
7,5	$h_{min}$	1,92	2,34	2,72	3,08	3,41	3,72	3,43	3,70	3,96	5,14	5,52	7,27	8,02	9,33
	$h_{max}$	1,29	1,75	2,15	2,51	2,83	3,13	2,86	3,13	3,39	4,53	4,92	6,57	7,33	8,57
10,0	$h_{min}$	4,85	5,24	5,62	5,99	6,35	6,69	6,44	6,75	7,04	7,79	8,98	9,66	11,39	12,99
	$h_{max}$	4,41	4,79	5,14	5,48	5,82	6,13	5,93	6,21	6,48	7,21	8,33	9,02	10,67	12,18
12,5	$h_{min}$	7,80	8,28	7,71	8,10	7,51	7,84	7,27	7,54	7,82	9,10	9,24	11,22	13,04	14,71
	$h_{max}$	7,34	7,78	7,27	7,62	7,09	7,39	6,87	7,13	7,38	8,61	8,33	10,15	11,81	13,35



Таблиця А12 – Коефіцієнт армування сталевого профілю марки S235 ( $\rho_a$ , ‰) при бетоні класу міцності C70/85 ( $f_{cd}=46,7$  МПа), класу арматурної сталі А400С ( $f_{sd}=347,6$  МПа) при  $\rho_t=2,39\%$ ;  $\rho_b=0\%$  залежно від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження  $q_{k,i}$ , яке діє на перекриття

Проліт плити L, (м)	Висота Плити	Коефіцієнт армування $\rho_a$ , ‰ суцільного перерізу в залежності від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження $q_{k,i}$ [кН/м <sup>2</sup> ]													
		1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	7,5	10,0	15,0	20,0	25,0
3,0	$h_{min}$												2,60	2,59	3,69
	$h_{max}$												0,99	1,10	2,43
4,0	$h_{min}$									1,32	2,92	2,80	4,58	4,79	5,96
	$h_{max}$										1,55	2,80	3,42	4,79	4,84
5,0	$h_{min}$							0,88	1,26	1,68	3,18	3,31	5,10	5,54	6,78
	$h_{max}$										2,14	2,33	4,13	4,62	5,80
6,0	$h_{min}$						0,89	1,40	1,80	2,15	3,56	3,83	5,63	7,14	8,49
	$h_{max}$								0,66	1,15	2,71	3,03	4,80	6,25	7,52
7,5	$h_{min}$	1,10	1,69	2,17	2,61	2,99	3,34	2,99	3,30	3,60	4,92	5,32	7,20	7,99	9,39
	$h_{max}$		0,79	1,41	1,88	2,29	2,65	2,30	2,62	2,93	4,22	4,63	6,44	7,24	8,57
10,0	$h_{min}$	4,58	5,02	5,44	5,84	6,22	6,59	6,32	6,64	6,96	7,75	9,02	9,73	11,56	13,25
	$h_{max}$	4,09	4,51	4,90	5,27	5,63	5,98	5,74	6,05	6,35	7,11	8,32	9,03	10,78	12,39
12,5	$h_{min}$	7,78	8,29	7,67	8,08	7,43	7,78	7,15	7,44	7,74	9,11	9,25	11,35	13,27	15,04
	$h_{max}$	7,27	7,74	7,18	7,56	6,97	7,30	6,71	6,99	7,27	8,58	8,25	10,20	11,96	13,59

Таблиця А13 – Коефіцієнт армування сталевого профілю марки S235 ( $\rho_a$ , ‰) при бетоні класу міцності С80/95 ( $f_{cd}=53,3$  МПа), класу арматурної сталі А400С ( $f_{sd}=347,6$  МПа) при  $\rho_t= 3,04\%$ ;  $\rho_b=0$  ‰ залежно від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження  $q_{k,i}$ , яке діє на перекриття

Проліт плити L, (м)	Висота Плити	Коефіцієнт армування $\rho_a$ , ‰ суцільного перерізу в залежності від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження $q_{k,i}$ [кН/м <sup>2</sup> ]													
		1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	7,5	10,0	15,0	20,0	25,0
3,0	$h_{min}$												1,88	1,82	3,11
	$h_{max}$														1,60
4,0	$h_{min}$										2,26	2,09	4,07	4,27	5,50
	$h_{max}$											2,09	2,77	4,27	4,30
5,0	$h_{min}$										2,51	2,62	4,57	5,02	6,31
	$h_{max}$										1,15	1,38	3,52	4,03	5,28
6,0	$h_{min}$									1,14	2,88	3,16	5,09	6,67	8,04
	$h_{max}$										1,86	2,21	4,20	5,72	7,04
7,5	$h_{min}$			1,14	1,71	2,19	2,62	2,17	2,55	2,88	4,32	4,73	6,69	7,50	8,93
	$h_{max}$				0,60	1,25	1,75	1,24	1,68	2,07	3,56	3,99	5,90	6,70	8,08
10,0	$h_{min}$	3,97	4,44	4,88	5,29	5,69	6,07	5,78	6,12	6,44	7,25	8,54	9,24	11,11	12,81
	$h_{max}$	3,41	3,86	4,28	4,68	5,06	5,43	5,16	5,48	5,80	6,57	7,82	8,52	10,30	11,93
12,5	$h_{min}$	7,31	7,83	7,16	7,58	6,90	7,25	6,57	6,88	7,18	8,59	8,70	10,85	12,79	14,58
	$h_{max}$	6,77	7,25	6,64	7,04	6,40	6,74	6,10	6,40	6,68	8,03	7,66	9,66	11,45	13,10



Таблиця А14 – Коефіцієнт армування сталевого профілю марки S235 ( $\rho_a$ , %) при бетоні класу міцності C90/105 ( $f_{cd}=60,0$  МПа), класу арматурної сталі А400С ( $f_{sd}=347,6$  МПа) при  $\rho_t= 3,58\%$ ;  $\rho_b=0$  % залежно від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження  $q_{k,i}$ , яке діє на перекриття

Проліт плити L, (м)	Висота Плити	Коефіцієнт армування $\rho_a$ , % суцільного перерізу в залежності від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження $q_{k,i}$ [кН/м <sup>2</sup> ]													
		1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	7,5	10,0	15,0	20,0	25,0
3,0	$h_{min}$														2,26
	$h_{max}$														
4,0	$h_{min}$										1,25	0,97	3,33	3,52	4,80
	$h_{max}$											0,97	1,82	3,52	3,52
5,0	$h_{min}$										1,48	1,59	3,81	4,26	5,57
	$h_{max}$												2,63	3,16	4,50
6,0	$h_{min}$										1,88	2,19	4,31	5,92	7,31
	$h_{max}$											0,85	3,33	4,94	6,28
7,5	$h_{min}$					0,87	1,50	0,76	1,36	1,81	3,46	3,88	5,90	6,70	8,14
	$h_{max}$										0,55	2,59	3,05	5,06	5,88
10,0	$h_{min}$	3,08	3,58	4,05	4,49	4,90	5,30	4,98	5,32	5,65	6,44	7,75	8,41	10,26	11,94
	$h_{max}$	2,42	2,93	3,40	3,82	4,22	4,60	4,30	4,64	4,97	5,75	7,00	7,69	9,46	11,07
12,5	$h_{min}$	6,54	7,06	6,36	6,79	6,06	6,42	5,69	6,00	6,32	7,74	7,83	9,96	11,88	13,63
	$h_{max}$	5,98	6,47	5,82	6,22	5,53	5,89	5,19	5,49	5,79	7,17	6,75	8,76	10,53	12,16

Таблиця А15 – Коефіцієнт армування сталевого профілю марки S335 ( $\rho_a$ , %) при бетоні класу міцності C12/15 ( $f_{cd}=8,5$  МПа), класу арматурної сталі A400С ( $f_{sd}=347,6$  МПа) при  $\rho_t= 0,37\%$ ;  $\rho_b=0$  % залежно від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження  $q_{k,i}$ , яке діє на перекриття

Проліт плити L, (м)	Висота Плити	Коефіцієнт армування $\rho_a$ , % суцільного перерізу в залежності від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження $q_{k,i}$ [кН/м <sup>2</sup> ]													
		1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	7,5	10,0	15,0	20,0	25,0
3,0	$h_{min}$	1,67	1,83	2,00	2,14	2,29	2,42	2,56	2,69	2,81	3,39	3,34	4,15	4,24	4,82
	$h_{max}$	1,41	1,56	1,69	1,82	1,95	2,06	2,18	2,29	2,40	2,89	2,90	3,61	3,74	4,26
4,0	$h_{min}$	2,29	2,48	2,66	2,83	2,99	3,16	3,31	3,47	3,61	4,30	4,34	5,33	5,55	6,28
	$h_{max}$	2,05	2,21	2,36	2,51	2,66	2,80	2,94	3,06	3,20	3,79	4,34	4,76	5,55	5,66
5,0	$h_{min}$	2,65	2,83	3,00	3,17	3,33	3,49	3,64	3,79	3,94	4,63	4,78	5,82	6,16	6,96
	$h_{max}$	2,45	2,61	2,76	2,91	3,05	3,20	3,33	3,47	3,60	4,22	4,38	5,31	5,67	6,40
6,0	$h_{min}$	3,03	3,21	3,38	3,54	3,70	3,86	4,00	4,16	4,30	4,99	5,22	6,29	7,27	8,17
	$h_{max}$	2,86	3,02	3,17	3,32	3,46	3,61	3,74	3,88	4,01	4,63	4,87	5,84	6,75	7,58
7,5	$h_{min}$	3,99	4,20	4,39	4,58	4,77	4,96	4,85	5,00	5,17	5,92	6,22	7,42	8,01	8,97
	$h_{max}$	3,81	3,99	4,17	4,34	4,52	4,68	4,59	4,74	4,88	5,57	5,88	6,99	7,56	8,45
10,0	$h_{min}$	5,72	5,98	6,23	6,48	6,73	6,96	6,85	7,06	7,27	7,84	8,70	9,29	10,57	11,78
	$h_{max}$	5,51	5,74	5,97	6,19	6,42	6,64	6,55	6,74	6,93	7,48	8,28	8,86	10,07	11,20
12,5	$h_{min}$	7,75	8,09	7,79	8,06	7,74	7,97	7,66	7,85	8,03	8,96	9,14	10,59	11,95	13,23
	$h_{max}$	7,47	7,78	7,52	7,77	7,49	7,70	7,42	7,60	7,78	8,65	8,56	9,87	11,10	12,26



Таблиця А16 – Коефіцієнт армування сталевого профілю марки S335 ( $\rho_a$ , ‰) при бетоні класу міцності С16/20 ( $f_{cd}=11,5$  МПа), класу арматурної сталі А400С ( $f_{sd}=347,6$  МПа) при  $\rho_t=0,50\%$ ;  $\rho_b=0\%$  залежно від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження  $q_{k,i}$ , яке діє на перекриття

Проліт плити L, (м)	Висота Плити	Коефіцієнт армування $\rho_a$ , ‰ суцільного перерізу в залежності від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження $q_{k,i}$ [кН/м <sup>2</sup> ]													
		1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	7,5	10,0	15,0	20,0	25,0
3,0	$h_{min}$	1,43	1,59	1,75	1,91	2,05	2,18	2,31	2,43	2,55	3,11	3,05	3,83	3,90	4,45
	$h_{max}$	1,14	1,30	1,44	1,57	1,69	1,81	1,93	2,03	2,14	2,62	2,62	3,30	3,41	3,92
4,0	$h_{min}$	2,03	2,22	2,39	2,56	2,72	2,88	3,02	3,17	3,31	3,97	4,00	4,94	5,14	5,84
	$h_{max}$	1,78	1,95	2,09	2,24	2,38	2,52	2,65	2,78	2,91	3,48	4,00	4,39	5,14	5,23
5,0	$h_{min}$	2,36	2,54	2,71	2,87	3,02	3,18	3,32	3,47	3,61	4,27	4,41	5,39	5,72	6,47
	$h_{max}$	2,16	2,32	2,47	2,61	2,75	2,89	3,02	3,15	3,28	3,86	4,02	4,91	5,24	5,93
6,0	$h_{min}$	2,73	2,90	3,06	3,22	3,37	3,52	3,66	3,81	3,94	4,60	4,82	5,83	6,76	7,61
	$h_{max}$	2,55	2,70	2,85	2,99	3,14	3,28	3,40	3,53	3,66	4,26	4,47	5,41	6,25	7,05
7,5	$h_{min}$	3,64	3,84	4,02	4,21	4,39	4,57	4,45	4,61	4,76	5,47	5,76	6,89	7,45	8,35
	$h_{max}$	3,46	3,63	3,81	3,97	4,14	4,30	4,21	4,35	4,49	5,15	5,43	6,48	7,02	7,86
10,0	$h_{min}$	5,29	5,53	5,78	6,01	6,23	6,46	6,35	6,55	6,75	7,29	8,10	8,65	9,86	11,00
	$h_{max}$	5,08	5,30	5,51	5,74	5,94	6,15	6,06	6,24	6,43	6,94	7,70	8,25	9,38	10,46
12,5	$h_{min}$	7,21	7,53	7,24	7,50	7,19	7,41	7,09	7,28	7,46	8,33	8,49	9,87	11,15	12,36
	$h_{max}$	6,94	7,23	6,98	7,22	6,94	7,14	6,87	7,05	7,21	8,03	7,94	9,18	10,34	11,44

Таблиця А17 – Коефіцієнт армування сталевого профілю марки S335 ( $\rho_a$ , %) при бетоні класу міцності C20/25 ( $f_{cd}=14,5$  МПа), класу арматурної сталі A400С ( $f_{sd}=347,6$  МПа) при  $\rho_t= 0,71\%$ ;  $\rho_b=0$  % залежно від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження  $q_{k,i}$ , яке діє на перекриття

Проліт плити L, (м)	Висота Плити	Коефіцієнт армування $\rho_a$ , % суцільного перерізу в залежності від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження $q_{k,i}$ [кН/м <sup>2</sup> ]													
		1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	7,5	10,0	15,0	20,0	25,0
3,0	$h_{min}$	1,11	1,28	1,45	1,61	1,75	1,89	2,03	2,14	2,27	2,82	2,75	3,51	3,57	4,11
	$h_{max}$	0,77	0,93	1,09	1,23	1,37	1,49	1,61	1,73	1,83	2,32	2,31	2,98	3,09	3,58
4,0	$h_{min}$	1,73	1,91	2,09	2,26	2,42	2,57	2,72	2,87	3,00	3,65	3,67	4,59	4,77	5,45
	$h_{max}$	1,45	1,62	1,77	1,93	2,06	2,21	2,34	2,47	2,59	3,16	3,67	4,04	4,77	4,86
5,0	$h_{min}$	2,05	2,22	2,38	2,55	2,70	2,85	3,00	3,14	3,28	3,92	4,05	5,00	5,31	6,04
	$h_{max}$	1,82	1,99	2,13	2,28	2,42	2,56	2,69	2,82	2,95	3,52	3,66	4,53	4,85	5,51
6,0	$h_{min}$	2,38	2,55	2,71	2,87	3,02	3,18	3,32	3,45	3,59	4,24	4,43	5,41	6,31	7,13
	$h_{max}$	2,20	2,36	2,50	2,65	2,79	2,92	3,05	3,18	3,31	3,89	4,09	5,00	5,82	6,59
7,5	$h_{min}$	3,29	3,48	3,66	3,85	4,02	4,19	4,07	4,23	4,37	5,06	5,33	6,43	6,96	7,82
	$h_{max}$	3,10	3,28	3,44	3,61	3,77	3,92	3,83	3,96	4,10	4,74	5,01	6,03	6,54	7,35
10,0	$h_{min}$	4,88	5,12	5,35	5,58	5,80	6,02	5,91	6,10	6,29	6,80	7,59	8,10	9,27	10,36
	$h_{max}$	4,67	4,88	5,10	5,31	5,51	5,71	5,62	5,80	5,97	6,46	7,19	7,71	8,80	9,83
12,5	$h_{min}$	6,74	7,05	6,76	7,01	6,70	6,90	6,60	6,78	6,96	7,79	7,94	9,26	10,49	11,64
	$h_{max}$	6,47	6,76	6,50	6,74	6,46	6,65	6,38	6,55	6,71	7,50	7,40	8,60	9,70	10,75



Таблиця А18 – Коефіцієнт армування сталевого профілю марки S335 ( $\rho_a$ , ‰) при бетоні класу міцності C25/30 ( $f_{cd}=17,0$  МПа), класу арматурної сталі А400С ( $f_{sd}=347,6$  МПа) при  $\rho_t=0,95\%$ ;  $\rho_b=0$  ‰ залежно від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження  $q_{k,i}$ , яке діє на перекриття

Проліт плити L, (м)	Висота Плити	Коефіцієнт армування $\rho_a$ , ‰ суцільного перерізу в залежності від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження $q_{k,i}$ [кН/м <sup>2</sup> ]													
		1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	7,5	10,0	15,0	20,0	25,0
3,0	$h_{min}$	0,89	0,94	1,11	1,28	1,43	1,58	1,71	1,84	1,97	2,52	2,44	3,18	3,24	3,76
	$h_{max}$			0,72	0,85	1,00	1,14	1,27	1,39	1,50	2,01	1,98	2,66	2,75	3,23
4,0	$h_{min}$	1,39	1,59	1,77	1,95	2,10	2,26	2,41	2,55	2,69	3,32	3,33	4,22	4,39	5,04
	$h_{max}$	1,08	1,26	1,43	1,59	1,73	1,88	2,01	2,14	2,26	2,83	3,33	3,68	4,39	4,47
5,0	$h_{min}$	1,69	1,88	2,05	2,21	2,36	2,51	2,67	2,80	2,94	3,57	3,68	4,61	4,90	5,59
	$h_{max}$	1,45	1,62	1,78	1,93	2,07	2,21	2,34	2,47	2,59	3,16	3,30	4,14	4,44	5,08
6,0	$h_{min}$	2,03	2,20	2,36	2,51	2,67	2,81	2,96	3,09	3,23	3,85	4,04	4,99	5,84	6,64
	$h_{max}$	1,83	1,99	2,14	2,28	2,42	2,55	2,68	2,81	2,94	3,51	3,70	4,58	5,37	6,11
7,5	$h_{min}$	2,92	3,10	3,29	3,46	3,63	3,80	3,68	3,83	3,96	4,64	4,90	5,95	6,45	7,29
	$h_{max}$	2,72	2,90	3,06	3,22	3,38	3,53	3,43	3,57	3,70	4,32	4,57	5,56	6,05	6,82
10,0	$h_{min}$	4,47	4,70	4,92	5,14	5,35	5,57	5,45	5,64	5,82	6,31	7,06	7,54	8,66	9,69
	$h_{max}$	4,26	4,47	4,67	4,88	5,07	5,26	5,17	5,34	5,51	5,98	6,68	7,15	8,21	9,19
12,5	$h_{min}$	6,25	6,55	6,26	6,50	6,19	6,39	6,10	6,26	6,43	7,23	7,37	8,64	9,80	10,90
	$h_{max}$	6,00	6,27	6,01	6,23	5,96	6,15	5,87	6,04	6,19	6,95	6,84	7,99	9,05	10,05

Таблиця А19 – Коефіцієнт армування сталевого профілю марки S335 ( $\rho_a$ , %) при бетоні класу міцності С30/35 ( $f_{cd}=19,5$  МПа), класу арматурної сталі А400С ( $f_{sd}=347,6$  МПа) при  $\rho_t= 1,22\%$ ;  $\rho_b=0$  % залежно від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження  $q_{k,i}$ , яке діє на перекриття

Проліт плити L, (м)	Висота Плити	Коефіцієнт армування $\rho_a$ , % суцільного перерізу в залежності від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження $q_{k,i}$ [кН/м <sup>2</sup> ]													
		1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	7,5	10,0	15,0	20,0	25,0
3,0	$h_{min}$			0,84	0,96	1,12	1,28	1,42	1,56	1,68	2,24	2,14	2,89	2,93	3,44
	$h_{max}$					0,90	0,78	0,91	1,05	1,17	1,71	1,67	2,36	2,44	2,91
4,0	$h_{min}$	1,05	1,27	1,46	1,65	1,81	1,97	2,12	2,26	2,40	3,02	3,02	3,90	4,05	4,68
	$h_{max}$	0,68	0,89	1,09	1,26	1,42	1,56	1,70	1,83	1,96	2,53	3,02	3,36	4,05	4,12
5,0	$h_{min}$	1,36	1,55	1,73	1,89	2,05	2,20	2,36	2,49	2,63	3,25	3,35	4,26	4,53	5,20
	$h_{max}$	1,08	1,26	1,43	1,59	1,74	1,88	2,02	2,14	2,27	2,84	2,96	3,79	4,08	4,70
6,0	$h_{min}$	1,69	1,86	2,03	2,18	2,34	2,48	2,63	2,76	2,89	3,51	3,68	4,61	5,44	6,20
	$h_{max}$	1,46	1,63	1,79	1,94	2,07	2,22	2,35	2,47	2,59	3,17	3,34	4,21	4,98	5,68
7,5	$h_{min}$	2,58	2,77	2,95	3,12	3,29	3,45	3,32	3,47	3,61	4,26	4,51	5,53	6,01	6,81
	$h_{max}$	2,38	2,55	2,71	2,88	3,03	3,18	3,08	3,21	3,34	3,94	4,20	5,15	5,61	6,37
10,0	$h_{min}$	4,10	4,32	4,55	4,75	4,96	5,17	5,05	5,22	5,40	5,87	6,59	7,05	8,11	9,11
	$h_{max}$	3,88	4,09	4,29	4,49	4,68	4,86	4,77	4,93	5,10	5,54	6,21	6,68	7,69	8,63
12,5	$h_{min}$	5,83	6,12	5,82	6,06	5,75	5,94	5,65	5,81	5,97	6,74	6,86	8,08	9,21	10,26
	$h_{max}$	5,57	5,84	5,58	5,80	5,51	5,70	5,43	5,58	5,74	6,47	6,35	7,45	8,48	9,44



Таблиця А20 – Коефіцієнт армування сталевого профілю марки S335 ( $\rho_a$ , ‰) при бетоні класу міцності С35/40 ( $f_{cd}=25,0$  МПа), класу арматурної сталі А400С ( $f_{sd}=347,6$  МПа) при  $\rho_t= 1,49\%$ ;  $\rho_b=0$  ‰ залежно від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження  $q_{k,i}$ , яке діє на перекриття

Проліт плити L, (м)	Висота Плити	Коефіцієнт армування $\rho_a$ , ‰ суцільного перерізу в залежності від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження $q_{k,i}$ [кН/м <sup>2</sup> ]													
		1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	7,5	10,0	15,0	20,0	25,0
3,0	$h_{min}$					0,84	0,97	1,12	1,27	1,41	1,99	1,88	2,63	2,66	3,17
	$h_{max}$								0,72	0,83	1,42	1,36	2,08	2,16	2,63
4,0	$h_{min}$	0,72	0,93	1,15	1,35	1,53	1,69	1,85	2,00	2,14	2,77	2,75	3,62	3,76	4,38
	$h_{max}$			0,70	0,90	1,09	1,24	1,40	1,54	1,67	2,26	2,75	3,08	3,76	3,82
5,0	$h_{min}$	1,00	1,22	1,42	1,59	1,75	1,91	2,06	2,20	2,35	2,97	3,06	3,95	4,22	4,88
	$h_{max}$	0,65	0,88	1,08	1,26	1,42	1,57	1,71	1,85	1,98	2,55	2,67	3,49	3,77	4,38
6,0	$h_{min}$	1,35	1,54	1,71	1,87	2,04	2,18	2,33	2,46	2,60	3,22	3,38	4,29	5,11	5,85
	$h_{max}$	1,09	1,28	1,44	1,61	1,75	1,90	2,03	2,16	2,29	2,87	3,03	3,89	4,65	5,34
7,5	$h_{min}$	2,28	2,46	2,65	2,82	2,98	3,15	3,02	3,16	3,30	3,94	4,18	5,19	5,65	6,43
	$h_{max}$	2,05	2,24	2,40	2,57	2,72	2,87	2,76	2,89	3,02	3,63	3,86	4,80	5,25	5,99
10,0	$h_{min}$	3,78	4,00	4,22	4,43	4,63	4,83	4,71	4,88	5,06	5,51	6,21	6,65	7,69	8,66
	$h_{max}$	3,57	3,77	3,96	4,16	4,35	4,53	4,43	4,59	4,75	5,19	5,84	6,28	7,27	8,18
12,5	$h_{min}$	5,48	5,76	5,47	5,69	5,39	5,57	5,27	5,43	5,59	6,35	6,46	7,64	8,73	9,76
	$h_{max}$	5,22	5,49	5,22	5,43	5,16	5,33	5,06	5,20	5,35	6,07	5,94	7,02	8,02	8,95

Таблиця А21 – Коефіцієнт армування сталевого профілю марки S335 ( $\rho_a$ , ‰) при бетоні класу міцності С40/50 ( $f_{cd}=27,5$  МПа), класу арматурної сталі А400С ( $f_{sd}=347,6$  МПа) при  $\rho_t=1,79\%$ ;  $\rho_b=0\%$  залежно від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження  $q_{k,i}$ , яке діє на перекриття

Проліт плити L, (м)	Висота Плити	Коефіцієнт армування $\rho_a$ , ‰ суцільного перерізу в залежності від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження $q_{k,i}$ [кН/м <sup>2</sup> ]													
		1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	7,5	10,0	15,0	20,0	25,0
3,0	$h_{min}$							0,84	0,97	1,11	1,73	1,60	2,37	2,40	2,91
	$h_{max}$										1,11	1,03	1,80	1,87	2,36
4,0	$h_{min}$			0,81	1,03	1,23	1,41	1,58	1,73	1,87	2,51	2,50	3,36	3,49	4,10
	$h_{max}$					0,70	0,89	1,07	1,22	1,38	1,99	2,50	2,81	3,49	3,54
5,0	$h_{min}$	0,58	0,84	1,08	1,27	1,45	1,62	1,77	1,93	2,06	2,69	2,78	3,67	3,93	4,57
	$h_{max}$			0,66	0,87	1,07	1,23	1,39	1,54	1,67	2,27	2,37	3,21	3,47	4,08
6,0	$h_{min}$	0,97	1,18	1,38	1,56	1,73	1,88	2,03	2,17	2,31	2,93	3,08	3,99	4,79	5,52
	$h_{max}$	0,64	0,87	1,08	1,25	1,42	1,57	1,71	1,85	1,98	2,57	2,73	3,59	4,33	5,02
7,5	$h_{min}$	1,97	2,16	2,34	2,52	2,69	2,85	2,71	2,86	2,99	3,64	3,87	4,86	5,31	6,07
	$h_{max}$	1,73	1,91	2,08	2,26	2,41	2,57	2,44	2,58	2,71	3,32	3,55	4,47	4,91	5,64
10,0	$h_{min}$	3,48	3,70	3,92	4,12	4,32	4,52	4,39	4,57	4,73	5,18	5,86	6,28	7,29	8,24
	$h_{max}$	3,26	3,46	3,65	3,85	4,03	4,22	4,11	4,27	4,43	4,85	5,50	5,92	6,88	7,77
12,5	$h_{min}$	5,16	5,43	5,13	5,35	5,04	5,22	4,92	5,08	5,23	5,97	6,08	7,23	8,30	9,30
	$h_{max}$	4,90	5,16	4,88	5,09	4,81	4,98	4,70	4,85	5,00	5,70	5,56	6,62	7,59	8,50



Таблиця А22 – Коефіцієнт армування сталевого профілю марки S335 ( $\rho_a$ , ‰) при бетоні класу міцності C45/55 ( $f_{cd}=30,0$  МПа), класу арматурної сталі A400С ( $f_{sd}=347,6$  МПа) при  $\rho_t= 2,09\%$ ;  $\rho_b=0$  ‰ залежно від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження  $q_{k,i}$ , яке діє на перекриття

Проліт плити L, (м)	Висота Плити	Коефіцієнт армування $\rho_a$ , ‰ суцільного перерізу в залежності від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження $q_{k,i}$ [кН/м <sup>2</sup> ]													
		1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	7,5	10,0	15,0	20,0	25,0
3,0	$h_{min}$									0,84	1,48	1,33	2,12	2,14	2,67
	$h_{max}$										0,78	0,66	1,52	1,59	2,09
4,0	$h_{min}$				0,72	0,91	1,11	1,30	1,46	1,61	2,28	2,24	3,10	3,24	3,84
	$h_{max}$							0,71	0,89	1,06	1,72	2,24	2,55	3,24	3,28
5,0	$h_{min}$			0,69	0,93	1,13	1,32	1,48	1,65	1,79	2,44	2,51	3,40	3,65	4,30
	$h_{max}$			0	2,80	0,66	0,87	1,05	1,21	1,36	2,00	2,09	2,94	3,20	3,80
6,0	$h_{min}$	0,51	0,79	1,03	1,22	1,41	1,58	1,73	1,88	2,03	2,66	2,81	3,71	4,51	5,22
	$h_{max}$		0,60	0,64	0,87	1,06	1,23	1,39	1,54	1,67	2,28	2,44	3,30	4,04	4,72
7,5	$h_{min}$	1,66	1,86	2,05	2,24	2,40	2,57	2,42	2,57	2,71	3,36	3,58	4,56	4,99	5,74
	$h_{max}$	1,40	1,59	1,78	1,95	2,12	2,28	2,14	2,28	2,42	3,03	3,25	4,18	4,60	5,31
10,0	$h_{min}$	3,20	3,41	3,63	3,83	4,03	4,23	4,10	4,26	4,43	4,86	5,54	5,94	6,94	7,86
	$h_{max}$	2,97	3,17	3,36	3,56	3,74	3,92	3,81	3,96	4,12	4,54	5,18	5,58	6,52	7,40
12,5	$h_{min}$	4,86	5,12	4,82	5,04	4,72	4,90	4,59	4,75	4,90	5,63	5,72	6,86	7,90	8,87
	$h_{max}$	4,59	4,85	4,57	4,78	4,49	4,66	4,37	4,52	4,67	5,36	5,21	6,25	7,20	8,09

Таблиця А23 – Коефіцієнт армування сталевого профілю марки S335 ( $\rho_a$ , ‰) при бетоні класу міцності C50/60 ( $f_{cd}=33,0$  МПа), класу арматурної сталі A400С ( $f_{sd}=347,6$  МПа) при  $\rho_t= 2,33\%$ ;  $\rho_b=0$  ‰ залежно від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження  $q_{k,i}$ , яке діє на перекриття

Проліт плити L, (м)	Висота Плити	Коефіцієнт армування $\rho_a$ , ‰ суцільного перерізу в залежності від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження $q_{k,i}$ [кН/м <sup>2</sup> ]													
		1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	7,5	10,0	15,0	20,0	25,0
3,0	$h_{min}$										1,22	1,04	1,89	1,90	2,43
	$h_{max}$												1,24	1,30	1,84
4,0	$h_{min}$						0,79	1,00	1,18	1,35	2,05	2,00	2,88	2,99	3,60
	$h_{max}$									0,71	1,45	2,00	2,31	2,99	3,02
5,0	$h_{min}$				0,56	0,78	1,00	1,18	1,36	1,52	2,19	2,26	3,16	3,40	4,04
	$h_{max}$						0,87	0,66	0,86	1,04	1,73	1,82	2,68	2,94	3,54
6,0	$h_{min}$			0,61	0,86	1,08	1,26	1,43	1,59	1,74	2,40	2,54	3,45	4,24	4,95
	$h_{max}$				0,47	0,64	0,85	1,05	1,20	1,36	2,01	2,16	3,03	3,78	4,45
7,5	$h_{min}$	1,34	1,56	1,77	1,96	2,13	2,30	2,14	2,30	2,44	3,10	3,31	4,28	4,71	5,45
	$h_{max}$	1,05	1,26	1,47	1,65	1,83	1,99	1,85	1,99	2,12	2,75	2,98	3,90	4,32	5,02
10,0	$h_{min}$	2,93	3,15	3,36	3,57	3,77	3,96	3,83	3,99	4,16	4,58	5,25	5,64	6,62	7,52
	$h_{max}$	2,69	2,90	3,10	3,29	3,47	3,65	3,53	3,69	3,85	4,26	4,88	5,27	6,20	7,07
12,5	$h_{min}$	4,58	4,85	4,54	4,75	4,43	4,61	4,29	4,45	4,60	5,32	5,41	6,53	7,55	8,50
	$h_{max}$	4,32	4,57	4,28	4,49	4,20	4,36	4,07	4,22	4,36	5,05	4,89	5,92	6,86	7,73



Таблиця А24 – Коефіцієнт армування сталевого профілю марки S335 ( $\rho_a$ , ‰) при бетоні класу міцності C55/67 ( $f_{cd}=36,7$  МПа), класу арматурної сталі A400С ( $f_{sd}=347,6$  МПа) при  $\rho_t= 2,33\%$ ;  $\rho_b=0$  ‰ залежно від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження  $q_{k,i}$ , яке діє на перекриття

Проліт плити L, (м)	Висота Плити	Коефіцієнт армування $\rho_a$ , ‰ суцільного перерізу в залежності від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження $q_{k,i}$ [кН/м <sup>2</sup> ]													
		1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	7,5	10,0	15,0	20,0	25,0
3,0	$h_{min}$										1,24	1,03	2,01	2,02	2,61
	$h_{max}$												1,27	1,34	1,95
4,0	$h_{min}$						0,75	0,99	1,20	1,40	2,18	2,13	3,11	3,25	3,92
	$h_{max}$										0,65	1,51	2,13	2,48	3,25
5,0	$h_{min}$					0,73	0,99	1,21	1,41	1,59	2,35	2,43	3,43	3,70	4,41
	$h_{max}$							0,58	0,83	1,04	1,82	1,93	2,90	3,18	3,86
6,0	$h_{min}$			0,52	0,83	1,09	1,30	1,50	1,67	1,85	2,58	2,74	3,76	4,63	5,43
	$h_{max}$					0,55	0,82	1,05	1,23	1,42	2,14	2,32	3,30	4,12	4,87
7,5	$h_{min}$	1,39	1,64	1,87	2,08	2,28	2,48	2,30	2,46	2,63	3,36	3,60	4,69	5,16	5,98
	$h_{max}$	1,05	1,30	1,53	1,74	1,94	2,12	1,96	2,12	2,28	2,98	3,22	4,26	4,73	5,51
10,0	$h_{min}$	3,18	3,42	3,65	3,89	4,11	4,32	4,18	4,36	4,55	5,02	5,76	6,19	7,28	8,29
	$h_{max}$	2,91	3,14	3,36	3,57	3,78	3,98	3,85	4,02	4,20	4,65	5,35	5,79	6,82	7,78
12,5	$h_{min}$	5,02	5,31	4,96	5,20	4,85	5,05	4,69	4,87	5,04	5,84	5,93	7,17	8,32	9,37
	$h_{max}$	4,73	5,00	4,69	4,91	4,58	4,78	4,45	4,61	4,77	5,53	5,37	6,51	7,54	8,52

Таблиця А25 – Коефіцієнт армування сталевого профілю марки S335 ( $\rho_a$ , ‰) при бетоні класу міцності С60/75 ( $f_{cd}=40,0$  МПа), класу арматурної сталі А400С ( $f_{sd}=347,6$  МПа) при  $\rho_t=2,39\%$ ;  $\rho_b=0$  ‰ залежно від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження  $q_{k,i}$ , яке діє на перекриття

Проліт плити L, (м)	Висота Плити	Коефіцієнт армування $\rho_a$ , ‰ суцільного перерізу в залежності від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження $q_{k,i}$ [кН/м <sup>2</sup> ]													
		1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	7,5	10,0	15,0	20,0	25,0
3,0	$h_{min}$										1,13	0,88	1,98	1,98	2,63
	$h_{max}$												1,15	1,22	1,91
4,0	$h_{min}$							0,83	1,08	1,30	2,16	2,10	3,16	3,30	4,01
	$h_{max}$										1,42	2,10	2,47	3,30	3,33
5,0	$h_{min}$					0,60	0,81	1,08	1,30	1,50	2,34	2,42	3,49	3,77	4,53
	$h_{max}$							0,09	0,60	0,86	1,75	1,87	2,92	3,22	3,94
6,0	$h_{min}$				0,60	0,91	1,17	1,40	1,59	1,78	2,57	2,75	3,83	4,76	5,59
	$h_{max}$						0,58	0,86	1,09	1,29	2,10	2,29	3,34	4,22	5,00
7,5	$h_{min}$	1,27	1,55	1,80	2,04	2,26	2,46	2,27	2,45	2,62	3,40	3,65	4,81	5,31	6,17
	$h_{max}$	0,85	1,16	1,42	1,66	1,87	2,07	1,89	2,07	2,24	3,00	3,26	4,35	4,85	5,67
10,0	$h_{min}$	3,21	3,47	3,72	3,96	4,20	4,43	4,26	4,47	4,66	5,16	5,94	6,39	7,54	8,60
	$h_{max}$	2,92	3,17	3,40	3,63	3,85	4,06	3,92	4,11	4,29	4,77	5,51	5,97	7,06	8,06
12,5	$h_{min}$	5,16	5,48	5,10	5,36	4,97	5,19	4,81	4,99	5,18	6,02	6,12	7,43	8,63	9,74
	$h_{max}$	4,86	5,15	4,81	5,04	4,69	4,89	4,55	4,72	4,88	5,70	5,51	6,72	7,82	8,84



Таблиця А26 – Коефіцієнт армування сталевого профілю марки S335 ( $\rho_a$ , ‰) при бетоні класу міцності С70/85 ( $f_{cd}=46,7$  МПа), класу арматурної сталі А400С ( $f_{sd}=347,6$  МПа) при  $\rho_t=2,39\%$ ;  $\rho_b=0\%$  залежно від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження  $q_{k,i}$ , яке діє на перекриття

Проліт плити L, (м)	Висота Плити	Коефіцієнт армування $\rho_a$ , ‰ суцільного перерізу в залежності від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження $q_{k,i}$ [кН/м <sup>2</sup> ]													
		1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	7,5	10,0	15,0	20,0	25,0
3,0	$h_{min}$												1,72	1,71	2,44
	$h_{max}$												0,66	0,73	1,61
4,0	$h_{min}$									0,87	1,93	1,85	3,03	3,17	3,94
	$h_{max}$										1,03	1,85	2,26	3,17	3,20
5,0	$h_{min}$							0,58	0,83	1,11	2,10	2,19	3,38	3,67	4,49
	$h_{max}$										1,42	1,54	2,73	3,06	3,84
6,0	$h_{min}$						0,59	0,93	1,19	1,42	2,36	2,53	3,73	4,73	5,62
	$h_{max}$								0,44	0,76	1,79	2,01	3,18	4,14	4,98
7,5	$h_{min}$	0,73	1,12	1,44	1,73	1,98	2,21	1,98	2,18	2,38	3,26	3,52	4,77	5,29	6,21
	$h_{max}$		0,52	0,93	1,24	1,52	1,75	1,52	1,73	1,94	2,79	3,06	4,26	4,79	5,67
10,0	$h_{min}$	3,03	3,32	3,60	3,86	4,12	4,36	4,18	4,39	4,61	5,13	5,97	6,44	7,65	8,77
	$h_{max}$	2,71	2,98	3,24	3,49	3,73	3,96	3,80	4,00	4,20	4,71	5,51	5,98	7,13	8,20
12,5	$h_{min}$	5,15	5,49	5,08	5,35	4,92	5,15	4,73	4,92	5,12	6,03	6,12	7,51	8,78	9,95
	$h_{max}$	4,81	5,12	4,75	5,00	4,61	4,83	4,44	4,63	4,81	5,68	5,46	6,75	7,92	8,99

Таблиця А27 – Коефіцієнт армування сталевого профілю марки S235 ( $\rho_a$ , ‰) при бетоні класу міцності С80/95 ( $f_{cd}=53,3$  МПа), класу арматурної сталі А400С ( $f_{sd}=347,6$  МПа) при  $\rho_t= 3,04\%$ ;  $\rho_b=0$  ‰ залежно від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження  $q_{k,i}$ , яке діє на перекриття

Проліт плити L, (м)	Висота Плити	Коефіцієнт армування $\rho_a$ , ‰ суцільного перерізу в залежності від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження $q_{k,i}$ [кН/м <sup>2</sup> ]													
		1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	7,5	10,0	15,0	20,0	25,0
3,0	$h_{min}$												1,24	1,20	2,06
	$h_{max}$														1,06
4,0	$h_{min}$										1,50	1,38	2,69	2,83	3,64
	$h_{max}$											1,38	1,83	2,83	2,85
5,0	$h_{min}$										1,66	1,73	3,02	3,32	4,18
	$h_{max}$										0,76	0,91	2,33	2,67	3,49
6,0	$h_{min}$									0,75	1,91	2,09	3,37	4,41	5,32
	$h_{max}$										1,23	1,46	2,78	3,79	4,66
7,5	$h_{min}$			0,75	1,13	1,45	1,73	1,44	1,69	1,91	2,86	3,13	4,43	4,96	5,91
	$h_{max}$				0,40	0,83	1,16	0,82	1,11	1,37	2,36	2,64	3,90	4,43	5,35
10,0	$h_{min}$	2,63	2,94	3,23	3,50	3,77	4,02	3,83	4,05	4,26	4,80	5,65	6,12	7,35	8,48
	$h_{max}$	2,26	2,55	2,83	3,10	3,35	3,59	3,41	3,63	3,84	4,35	5,18	5,64	6,82	7,90
12,5	$h_{min}$	4,84	5,18	4,74	5,02	4,57	4,80	4,35	4,55	4,75	5,68	5,76	7,18	8,46	9,65
	$h_{max}$	4,48	4,80	4,39	4,66	4,24	4,46	4,04	4,24	4,42	5,31	5,07	6,39	7,58	8,67



Таблиця А28 – Коефіцієнт армування сталевого профілю марки S235 ( $\rho_a$ , %) при бетоні класу міцності C90/105 ( $f_{cd}=60,0$  МПа), класу арматурної сталі А400С ( $f_{sd}=347,6$  МПа) при  $\rho_t= 3,58\%$ ;  $\rho_b=0$  % залежно від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження  $q_{k,i}$ , яке діє на перекриття

Проліт плити L, (м)	Висота Плити	Коефіцієнт армування $\rho_a$ , % суцільного перерізу в залежності від характерного значення рівномірно розподіленого навантаження $q_{k,i}$ [кН/м <sup>2</sup> ]													
		1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	7,5	10,0	15,0	20,0	25,0
3,0	$h_{min}$														1,50
	$h_{max}$														
4,0	$h_{min}$										0,83	0,64	2,20	2,33	3,18
	$h_{max}$											0,64	1,20	2,33	2,33
5,0	$h_{min}$										0,98	1,05	2,52	2,82	3,69
	$h_{max}$												1,74	2,09	2,98
6,0	$h_{min}$										1,24	1,45	2,85	3,92	4,84
	$h_{max}$											0,56	2,20	3,27	4,16
7,5	$h_{min}$					0,58	0,99	0,50	0,90	1,20	2,29	2,57	3,90	4,43	5,39
	$h_{max}$										0,36	1,71	2,02	3,35	3,89
10,0	$h_{min}$	2,04	2,37	2,68	2,97	3,24	3,51	3,30	3,52	3,74	4,26	5,13	5,57	6,79	7,90
	$h_{max}$	1,60	1,94	2,25	2,53	2,79	3,04	2,85	3,07	3,29	3,81	4,63	5,09	6,26	7,33
12,5	$h_{min}$	4,33	4,67	4,21	4,49	4,01	4,25	3,77	3,97	4,18	5,12	5,18	6,59	7,86	9,02
	$h_{max}$	3,96	4,28	3,85	4,12	3,66	3,90	3,43	3,63	3,83	4,75	4,47	5,80	6,97	8,05



**ДОДАТОК Б Акти впровадження**

National University  
«Yuri Kondratyuk  
Poltava Polytechnic»





ДЕРЖАВНЕ ПІДПРИЄМСТВО  
„ДЕРЖАВНИЙ НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ ІНСТИТУТ  
БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ”  
(ДП НДІБК)



юридична адреса: вул. І.Клименка, 5/2, м. Київ-37, 03680, поштова адреса: вул. Преображенська, 5/2,  
м. Київ-37, 03037; тел. (044) 249-38-00, (050) 415-36-22  
[www.niisk.com](http://www.niisk.com); e-mail: [ndibk@ndibk.gov.ua](mailto:ndibk@ndibk.gov.ua); [niisk-office@ndibk.gov.ua](mailto:niisk-office@ndibk.gov.ua); код ЄДРПОУ 02495431

14/11 № 219-1619 На № від

Затверджую  
Заст. директора інституту  
з наукової роботи, канд. техн. наук, с.н.с.  
Юрій СЛЮСАРЕНКО  
2023 р

Довідка

**про впровадження результатів дисертації на здобуття наукового ступеня доктора філософії «Міцність на згин сталезалізобетонних балкових конструкцій з урахуванням граничного напружено-деформованого стану їх компонентів» (спеціальність 192 – Будівництво та цивільна інженерія) ОВСІЯ Дмитра Миколайовича**

Цим підтверджується, що результати дисертації «Міцність на згин сталезалізобетонних балкових конструкцій з урахуванням граничного напружено-деформованого стану їх компонентів» пошукувача Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» Дмитра Миколайовича Овсія планується врахувати при складанні подальших редакцій наступних нормативних документів, а саме:

– для п. 9.1.1 і п. 9.3.2 ДБН В.2.6-160:2010 та розділу 5 ДСТУ Б В.2.6-206:2015: методику раціонального проектування (розрахунку і конструювання) балкових сталезалізобетонних конструкцій і елементів прямокутного і таврового перерізів за I-ю групою граничних станів, яка включає в себе рішення 2-х задач залежно від напружено-деформованого стану (НДС) їх компонентів: задачі щодо визначення раціонального перерізу сталевих профілів, яким армується поперечний нормальний приведений переріз балкового сталезалізобетонного елемента; задачі щодо перевірки міцності нормального перерізу суцільних прямокутних і таврових балкових сталезалізобетонних конструкцій чи елементів;

– для п. 6.5 ДСТУ Б В.3.1-2:2016: методику раціонального проектування (розрахунку і конструювання) підсилення плитних перекриттів будівель і споруд із збірних залізобетонних багатопустотних панелей.

Зав. відділу надійності конструкцій  
будівель і споруд  
докт. техн. наук, проф.

Андрій БАМБУРА

**ПРИВАТНЕ ПІДПРИЄМСТВО «БУДЕКСПЕРТИЗА»**

юр. адреса: 36034, м. Полтава, вул. Кишинівська, 36  
факт. адреса: 36002, м. Полтава, вул. Європейська, 94  
тел. моб.: (067) 536-11-16; (095) 341-59-99  
e-mail: budexp\_poltava@ukr.net  
web: budexpertiza.com.ua

**БУД | ЕКСПЕРТИЗА**

2002 | приватне підприємство

р/р № UA 10305299000026009041209198 в ПОЛТАВСЬКЕ ГРУ АТ КБ  
"ПРИВАТБАНК", МФО 331401, код ЄДРПОУ 32256791, платник єдиного податку  
(3 %), свідоцтво платника ПДВ № 200036421, ІПН 322567916015

**ДОВІДКА**

про впровадження результатів дисертаційної роботи здобувача **Овсія Дмитра Миколайовича** на тему «**Міцність на згин сталезалізобетонних балкових конструкцій з урахуванням граничного напружено-деформованого стану їх компонентів**»

Результати наукових досліджень дисертаційної роботи на тему «Міцність на згин сталезалізобетонних балкових конструкцій з урахуванням граничного напружено-деформованого стану їх компонентів», які були проведені здобувачем ступеня вищої освіти доктора філософії за спеціальністю 192 «будівництво та цивільна інженерія» Овсієм Дмитром Миколайовичем, були використані при оцінці технічного стану, прийнятті рішень та розробці заходів щодо відновлення конструкцій і елементів сталезалізобетонних перекриттів будівель олійно-пресового цеху та рафінування ТОВ «ПАФ ГАРАНТ», які розташовані по вул. Ради Європи, 13 в смт. Гоголеве Миргородського р-н Полтавської області.

Директор  
ПП «БУДЕКСПЕРТИЗА»



І.В. Дяченко



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

Першотравневий проспект, 24, м. Полтава, Україна, 36011

Тел./факс +38 (0532) 56-98-94;

+38 (0532) 60-87-30 (приймальня)

сайт: [www.nupp.edu.ua](http://www.nupp.edu.ua)

e-mail: [rector@nupp.edu.ua](mailto:rector@nupp.edu.ua); [kanc@nupp.edu.ua](mailto:kanc@nupp.edu.ua)

код згідно з ЄДРПОУ 02071100



**MINISTRY OF  
EDUCATION AND SCIENCE OF UKRAINE  
NATIONAL UNIVERSITY  
«YURI KONDRATYUK  
POLTAVA POLYTECHNIC»**

Pershotravneva Avenue 24, Poltava, 36011, Ukraine

Tel./fax +38 (0532) 56-98-94;

+38 (0532) 60-87-30 (reception)

web: [www.nupp.edu.ua](http://www.nupp.edu.ua)

e-mail: [rector@nupp.edu.ua](mailto:rector@nupp.edu.ua); [kanc@nupp.edu.ua](mailto:kanc@nupp.edu.ua)

USREOU code 02071100



Від 26 06 2023 р. № 17-8/1356

на № \_\_\_\_\_ від \_\_\_\_\_ 20\_\_ р.

Довідка про впровадження результатів дисертації на здобуття наукового ступеня доктора філософії на тему «Міцність на згин сталезалізобетонних балкових конструкцій з урахуванням граничного напружено-деформованого стану їх компонентів» (за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія (19 «Архітектура і будівництво»))

Овсія Дмитра Миколайовича

Основні результати дисертаційної роботи аспіранта Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» Овсія Дмитра Миколайовича «Міцність на згин сталезалізобетонних балкових конструкцій з урахуванням граничного напружено-деформованого стану їх компонентів» впроваджено при розробці держбюджетних науково-дослідницьких тем «Енергоефективні конструктивні рішення елементів будівель» (номер державної реєстрації 0121U109497, термін виконання 2021-2022 рр.) та «Ресурсоекономні конструкції та планувальні рішення сталезалізобетонних систем для споруд цивільного захисту в нових та реконструйованих будівлях» (номер державної реєстрації 0123U102068, термін виконання 2023-2024 рр.).

Зокрема використано наступні основні результати дисертаційної роботи:

- методику раціонального проектування (розрахунку і конструювання) балкових сталезалізобетонних конструкцій і елементів прямокутного і таврового перерізів за I-ю групою граничних станів, яка включає в себе рішення 2-х задач залежно від напружено-деформованого стану (НДС) їх компонентів: задачі щодо визначення раціонального перерізу сталевого профілю, яким армується поперечний нормальний приведений переріз балкового сталезалізобетонного елемента; задачі щодо

перевірки міцності нормального перерізу суцільних прямокутних і таврових балкових сталезалізобетонних конструкцій чи елементів;

- методику раціонального проектування (розрахунку і конструювання) плитних сталезалізобетонних конструкцій і елементів за I-ю групою граничних станів, яка включає в себе рішення 2-х задач залежно від напружено-деформованого стану їх компонентів: задачі щодо визначення раціонального перерізу сталевих профілю, яким армується поперечний нормальний приведений переріз плитного сталезалізобетонного елемента; задачі щодо перевірки міцності нормального перерізу суцільних прямокутних і таврових плитних сталезалізобетонних конструкцій чи елементів;

- методику раціонального проектування (розрахунку і конструювання) підсилення плитних перекриттів будівель і споруд із збірних залізобетонних багатопустотних панелей.

Проректор з наукової та міжнародної роботи,  
д.т.н., професор

  
Олена СТЕПОВА

Завідувач кафедри будівництва та цивільної інженерії, керівник держбюджетної дослідницької роботи,  
д.т.н., професор

  
Олександр СЕМКО





**ДОДАТОК В Список публікацій здобувача за темою дисертації та відомості про апробацію результатів дисертації**

National University  
«Yuri Kondratyuk  
Poltava Polytechnic»

## Додаток В.1 Список публікацій здобувача за темою дисертації

### Публікації у закордонних виданнях, проіндексованих у базах даних Web of Science Core Collection і Scopus:

1. Galinska T., Ovsii D., Ovsii M (2018) The combining technique of calculating the sections of reinforced concrete bending elements normal to its longitudinal axis, based on the deformation model / *International Journal of Engineering & Technology (UAE)*, 2018-7(3.2). - pp. 123-127. DOI: 10.14419/ijet.v7i3.2.14387.  
(*Особистий внесок: Запропоновано методичні основи розрахунку міцності на згин сталобетонних згинальних елементів комбінованого та суцільного перерізів, які дозволяють проводити їх розрахунок з урахуванням в момент руйнування напружено-деформованого стану їх складових (бетону і сталевого профілю)*)
2. Galinska T., Ovsii D., Ovsii A. (2022) Flexural Strength of Steel-Reinforced Concrete Composite Structural Span Elements. In: Onyshchenko V., Mammadova G., Sivitska S., Gasimov A. (eds) *Proceedings of the 3rd International Conference on Building Innovations. ICBI 2020. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 181. pp 131-145.* Springer, Cham. [https://doi.org/10.1007/978-3-030-85043-2\\_13](https://doi.org/10.1007/978-3-030-85043-2_13)  
(*Особистий внесок: розроблено аналітичну модель для розрахунку міцності на вигин конструкцій ферм із сталезалізобетонних прогонних елементів; проведено порівняльний аналіз теоретичних засад запропонованої моделі з даними експериментальних випробувань сталезалізобетонних фермових конструкцій та елементів, які були проведені світовими вченими)*)
3. Galinska, T., Ovsii, D., Hajiyev, M., Ovsii, O. (2023). An Analytical Model of Calculating the Flexural Strength of Encased SRC Composite T-beams with Full Interaction of Components. In: Onyshchenko, V., Mammadova, G., Sivitska, S., Gasimov, A. (eds) *Proceedings of the 4th International Conference on Building Innovations. ICBI 2022. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 299. – pp. 117-134.* Springer, Cham. [https://doi.org/10.1007/978-3-031-17385-1\\_10](https://doi.org/10.1007/978-3-031-17385-1_10)  
(*Особистий внесок: розроблено аналітичну модель розрахунку міцності на вигин сталезалізобетонних балок суцільного таврового перерізу; проведено порівняльний аналіз теоретичних засад запропонованої моделі з даними експериментальних випробувань сталезалізобетонних таврових балок та елементів суцільного перерізу, які були проведені провідними вченими світу)*)

### Публікації у наукових періодичних виданнях, включених до категорії "Б" Переліку наукових фахових видань України:

4. Галінська Т.А. Підбір оптимального армування нормального прямокутного перерізу сталезалізобетонних балок на основі деформаційної моделі / Т.А. Галінська, Д.М. Овсій // *Збірник наукових праць УкрДАЗТ. – Харків: УкрДАЗТ, 2014. – Вип. 149. – С.106-112.*  
(*Особистий внесок: розроблені методичні основи розрахунку міцності на згин сталезалізобетонних балок суцільного прямокутного перерізу з урахуванням їх напружено-деформованого стану в момент руйнування)*)
5. Галінська Т.А. Підбір оптимального армування нормального перерізу



сталезалізобетонних балок з бетонною верхньою полицею на основі деформаційної моделі / Т.А. Галінська, Д.М. Овсій // Вісник СНАУ. Серія: Будівництво. – Суми: СНАУ, 2014. – Вип.10(18). – С.80-84.

*(Особистий внесок: розроблені методичні основи розрахунку міцності на згин сталезалізобетонних комбінованих балок з урахуванням їх напружено-деформованого стану в момент руйнування)*

6. Galinska T., Ovsii D., Ovsii A. (2020) Flexural strength of span steel-reinforced concrete truss composite structures / *Academic journal. Industrial Machine Building, Civil Engineering.* – 2(55) ' 2020.- pp. 26-34.

<https://doi.org/10.26906/znp.2020.55.2338>

*(Особистий внесок: удосконалено методику розрахунку міцності на згин прогінних сталезалізобетонних фермових конструкцій)*

7. Galinska T., Ovsii D., Ovsii O., Ovsii M. (2022) Fundamentals of designing rational (optimal) slab steel-reinforced concrete structures and elements of floors/ *Academic journal. Industrial Machine Building, Civil Engineering.* – 1(58) ' 2022. – pp. 55-65.

*(Особистий внесок: розроблено методику розрахунку і проектування раціональних сталезалізобетонних плитних конструкцій і елементів перекриттів будівель з урахуванням граничного напружено-деформованого стану їх компонентів в момент руйнування, яка дозволила отримати в результаті розрахунків значення коефіцієнтів раціонального армування їх нормальних поперечних перерізів залежно від їх висоти, величин розрахункового прогону плити, міцностних і деформаційних характеристик матеріалів та значень корисного навантаження)*

8. Галінська Т.А. Проектування раціональних плитних елементів монолітних і збірно-монолітних сталезалізобетонних перекриттів / Т.А. Галінська, Д.М. Овсій, О.М. Овсій // Збірник наукових праць «Вісник Національного університету водного господарства та природокористування», серія «Технічні науки».- Рівне: НУВГП, 2023.- вип. 2 (102). - С.140-165.

<https://doi.org/10.31713/vt2202313>

*(Особистий внесок: розроблено методику розрахунку і проектування раціональних плитних елементів сталезалізобетонних (СЗБ) перекриттів з урахуванням граничного напружено-деформованого стану їх компонентів в момент їх руйнування, яка включає в себе вирішення двох задач: підбору перерізу плитного СЗБ елемента та його армування, яка є прямою задачею раціонального проектування, та перевірки міцності на згин в розрахункових перерізах плитного СЗБ елемента; проведено порівняльний аналіз теоретичних засад запропонованої методики з результатами експериментальних досліджень плитних сталезалізобетонних елементів, що були виконані провідними науковцями світу)*

**Публікації за результатами апробації матеріалів дисертації на конференціях:**

9. Галінська Т.А. Про удосконалення методики розрахунку міцності сталобетонних згинальних елементів будівель і споруд на основі деформаційної

- моделі / Т.А. Галінська, Д.М. Овсій // Збірник тез доповідей 6-ї Міжнародної науково-технічної конференції “Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті”. – Харків: УкрДАЗТ, 2017. – С.112-114.
10. Галінська Т.А. Про недоліки сучасної методики розрахунку міцності сталобетонних згинальних елементів на основі деформаційної моделі / Т.А. Галінська, Д.М. Овсій // Тези 69-ої наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету. Том 1. – Полтава: ПолтНТУ, 2017. – С. 121-122.
  11. Галінська Т.А. Зіставлення теоретичних і експериментальних досліджень міцності таврових суцільних сталезалізобетонних балок / Т.А. Галінська, Д.М. Овсій, О.М. Овсій // Збірник наукових праць II-ої Міжнародної українсько-азербайджанської конференції “BUILDING INNOVATIONS-2019”, 23-24 травня 2019 року. – Полтава: ПолтНТУ, 2019. – С. 56-58.
  12. Галінська Т.А. Про удосконалення методики розрахунку міцності сталезалізобетонних елементів при реконструкції та ремонті будівель і споруд / Т.А. Галінська, Д.М. Овсій // Тези доповідей III-ої Міжнародної конференції “Експлуатація і реконструкція будівель і споруд”, 26-28 вересня 2019 року. – Одеса: ОДАБА, 2019. – С. 43.
  13. Галінська Т.А. Зіставлення теоретичних і експериментальних досліджень міцності таврових сталезалізобетонних комбінованих балок / Т.А. Галінська, Д.М. Овсій // Збірник наукових праць III-ої Міжнародної українсько-азербайджанської наук.-практ. конференції “BUILDING INNOVATIONS-2020”, 1-2 червня 2020 року. – Полтава: Національний університет “Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка”, 2020. – С. 74-78.
  14. Овсій Д.М., Галінська Т.А. Розрахунок сталезалізобетонних балкових конструкцій з урахуванням граничного напружено-деформованого стану їх компонентів // Тренди та тенденції розвитку будівельної галузі: Матеріали Міжнар. наук.-практ. конф. 18-19 листопада 2020 р. - Харків: ХНУМГ ім. О.М. Бекетова, 2020.- С.44-47.
  15. Овсій Д.М., Галінська Т.А. Ефективні конструктивні рішення перерізів балкових елементів сталезалізобетонних перекриттів будівель // Ефективні організаційно-технологічні рішення та енергозберігаючі технології в будівництві: матеріали VIII Міжнародної науково-практичної конференції. 19-20 листопада 2020 р. - Харків: ХНУБА, 2020.- С.11-12.
  16. Галінська Т.А. Передумови розрахунку сталезалізобетонних конструкцій за деформаційною теорією / Т.А. Галінська, Д.М. Овсій // Тези 72-ої наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету, присвяченої 90-річчю Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» (Полтава, 21 квітня – 15 травня 2020 р.). – Полтава : НУПП імені Юрія Кондратюка, 2020. – Т.1. – С. 116-117.
  17. Галінська Т.А. Про межі оптимального армування перерізу



- сталезалізобетонних елементів при згині / Т.А. Галінська, Д.М. Овсій // Тези 73-ї наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка». Том 1. (Полтава, 21 квітня – 13 травня 2021 р.) – Полтава: НУПП імені Юрія Кондратюка, 2021. – С. 238-239.
18. Галінська Т.А. Межі оптимального армування перерізів сталезалізобетонних елементів, що працюють на згин і зріз / Т.А. Галінська, Д.М. Овсій // Зб. наук. пр. за матеріалами ХІХ міжнародної науково-практичної конференції «Інноваційні технології у будівництві, цивільній інженерії та архітектурі» (Чернігів, 19-22 вересня 2021 року).- Чернігів: Національний університет «Чернігівська політехніка», 2021. – 2 с.
19. Галінська Т.А. Метаевристичний підхід при проектуванні оптимального армування сталезалізобетонних елементів, що працюють на згин і зріз / Т.А. Галінська, Д.М. Овсій, О.М. Овсій // Тези доповідей 9-ої міжнародної науково-технічної конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті» (Харків, 17–19 листопада 2021 р.) – Харків: УкрДУЗТ, 2021. - С. 101-102.
20. Галінська Т.А. Аналітичні моделі розрахунку міцності на згин сталезалізобетонних елементів в бетонній оболонці згідно норм проектування провідних держав / Т.А. Галінська, Д.М. Овсій, О.М. Овсій // Тези 74-ї наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка». Том 1. (Полтава, 25 квітня – 21 травня 2022 р.) – Полтава: НУПП імені Юрія Кондратюка, 2022.– С. 173-174.
21. Галінська Т. Удосконалення методики розрахунку міцності на згин сталезалізобетонних балкових елементів / Т. Галінська, Д. Овсій // Комплексні композитні конструкції будівель та споруд в умовах воєнного стану (CSCS-2022) // Зб. наук. пр. за матеріалами ХІV Міжнародної науково-технічної конференції. (Полтава, 20-22 червня 2022 р.) – Полтава: НУПП імені Юрія Кондратюка, 2022. – С. 11-14.
22. Галінська Т.А. Підсилення збірних залізобетонних перекриттів приміщень сховищ в будівлях і спорудах закладів освіти / Т.А. Галінська, Д.М. Овсій, О.М. Овсій // Тези 75-ї наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка». Том 1. (Полтава, 2-25 травня 2023 р.) – Полтава: НУПП імені Юрія Кондратюка, 2023.– С. 187-189.
23. Галінська Т.А. Проектування оптимального (раціонального) армування сталезалізобетонних плитних і балкових елементів перекриттів для захисних споруд укриття / Т.А. Галінська, Д.М. Овсій // Тези ІV-ї Міжнародної науково-практичної конференції "Будівлі та споруди спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції» (26-27 квітня 2023 року, м. Київ).

## Додаток В.2 Відомості про апробацію результатів дисертації

- Основні положення дисертаційної роботи доповідались і обговорювались на:
- 6-й Міжнародній науково-технічній конференції “Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті” (19-21 квітня 2017 року, м. Харків);
  - 68-й, 69-й, 72-й, 73-й, 74-й і 75-й наукових конференціях Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» (19 квітня-16 травня 2016, 19 квітня-19 травня 2017, 21 квітня-15 травня 2020, 21 квітня-13 травня 2021, 25 квітня-21 травня 2022, 2-25 травня 2023 років, м. Полтава);
  - II-й Міжнародній українсько-азербайджанській конференції “BUILDING INNOVATIONS-2019” (23-24 травня 2019 року, м. Полтава);
  - III-й Міжнародній конференції “Експлуатація та реконструкція будівель і споруд” (26-28 травня 2019 року, м. Одеса);
  - III-й Міжнародній українсько-азербайджанській конференції “BUILDING INNOVATIONS-2020” (1 – 2 червня 2020 року, м. Полтава);
  - Міжнародній науково-практичній конференції “Тренди та тенденції розвитку будівельної галузі” (18-19 листопада 2020 року, м. Харків);
  - VIII-й Міжнародній науково-практичній конференції “Ефективні організаційно-технологічні рішення та енергозберігаючі технологіїв будівництві” (19-20 листопада 2020 року, м. Харків);
  - XIX-й Міжнародній науково-практичній конференції «Інноваційні технології у будівництві, цивільній інженерії та архітектурі» (19-22 вересня 2021 року, м Чернігів);
  - 9-й Міжнародній науково-технічній конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті» (17–19 листопада 2021 року, м. Харків);
  - XIV-й Міжнародній науково-технічній конференції «Комплексні композитні конструкції будівель та споруд в умовах воєнного стану» (20-22 червня 2022 року, м. Полтава);
  - III-й Всеукраїнській інтернет-конференції “Новітні тенденції розвитку міського будівництва та господарства” (26-27 квітня 2023 року, м. Рівне);
  - IV-й Міжнародній науково-практичній конференції "Будівлі та споруди спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції» (26-27 квітня 2023 року, м. Київ).