

КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИ
МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

Кваліфікаційна наукова праця на
правах рукопису

Гомон Петро Святославович

УДК 624. 011:620.172/.178.2

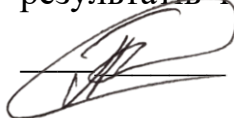
ДИСЕРТАЦІЯ

**МЕТОДОЛОГІЧНІ ЗАСАДИ МОДЕЛЮВАННЯ ТА РОЗРАХУНКУ
ЕЛЕМЕНТІВ ІЗ ЦІЛЬНОЇ ТА КЛЕСНОЇ ДЕРЕВИНИ З
КОМБІНОВАНИМ АРМУВАННЯМ**

05.23.01 – Будівельні конструкції, будівлі та споруди

Подається на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук

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



П.С. Гомон

Науковий консультант: Михайловський Денис Віталійович, доктор технічних наук, професор

Київ - 2025

АНОТАЦІЯ

Гомон П. С. Методологічні засади моделювання та розрахунку елементів із цільної та клеєної деревини з комбінованим армуванням. – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук за спеціальністю 05.23.01 - будівельні конструкції, будівлі та споруди). Київський національний університет будівництва та архітектури. Київ, 2025.

В роботі обґрунтовано передумови моделювання та прогнозування роботи, а також розроблено деформаційну методику розрахунку напружено-деформованого стану нормального перерізу, несучої здатності, жорсткості армованих та неармованих елементів з цільної і клеєної деревини за роботи на прямий поперечний згин при дії одноразового навантаження. Деформаційна методика базується на гіпотезах та припущеннях, що використовують повні діаграми деформування деревини, арматурної сталі, композитної арматури (склопластикової, базальтової, вуглецевої) та чотирьох стадій напружено-деформованого стану роботи згинальних дерев'яних елементів під навантаженням.

У **вступі** обґрунтовано актуальність роботи, сформульовано мету та поставлені задачі для їх досягнення, сформульовано наукову новизну роботи та визначено практичну цінність.

У **першому розділі** дисертації проведено огляд та детально проаналізовано сучасний стан експериментально-теоретичних досліджень роботи згинальних елементів з цільної та клеєної деревини армованої сталевією та композитною арматурою. На основі проведеного аналізу визначено напрямок наукових досліджень дисертації та шляхи вирішення поставлених задач.

Другий розділ присвячено обґрунтуванню запропонованих робочих гіпотез та передумов моделювання несучої здатності нормального перерізу, прогнозуванню граничної несучої здатності, жорсткості армованих та неармованих елементів, що працюють на згин з цільної та клеєної деревини. В

даному розділі розглянуто механізм деформування деревини в поперечному перерізі та сумісність роботи різних матеріалів від початку прикладення навантажень до руйнування. Розроблено метод визначення напружено-деформованого стану перерізів елементів з деревини при згині на основі встановлення внутрішніх зусиль елемента від кривини, тобто за діаграмою «момент-кривина». Обґрунтовано можливість трансформування діаграм «момент-кривина» в діаграми механічного стану неармованих, пасивно армованих та попередньо напружених армованих елементів з деревини для перерізів елемента. Розроблено розрахункові апарати визначення несучої здатності згинальних дерев'яних елементів без армування, пасивно армованих та попередньо напружених на базі діаграм «момент-кривина».

У третьому розділі запропоновано основні підходи до методики моделювання та проведено моделювання пасивно армованих згинальних дерев'яних елементів. Проведено вибір оптимального варіанту підсилення пасивним однорідним та комбінованим армуванням згинальних дерев'яних елементів для збільшення несучої здатності за першою групою граничних станів. Розроблено рекомендації з підсилення пасивним комбінованим армуванням згинальних дерев'яних елементів для отримання найкращого ефекту збільшення несучої здатності за другою групою граничних станів. Розроблено методику прогнозування роботи згинального дерев'яного елемента з комбінованим армуванням під час попереднього напруження композитної арматури. Проведено розрахунок максимально можливого попереднього напруження композитної арматури в згинальних дерев'яних елементах. Показано етапи проходження напружено-деформованого стану після вклеювання армуючого матеріалу на різних стадіях роботи попередньо-напруженого згинального дерев'яного елемента. Розглянуто альтернативні способи попереднього напруження дерев'яних згинальних елементів:

- з початковим напруженням стиснутої зони;
- з одночасним вклеюванням армуючих елементів;
- з початковим напруженням армованого елемента в розтягнутій зоні.

Проаналізовано переваги та недоліки кожного з них.

В четвертому розділі розроблено програму та методику експериментальних досліджень. Наведено та обґрунтовано розміри зразків призм деревини для встановлення фізико-механічних характеристик матеріалу. Детально описано виготовлення дослідних балок з цільної та клеєної деревини. Велику увагу приділено процесу виготовлення дослідних зразків із клеєної деревини з пасивним комбінованим армуванням. Ці елементи армувались сталевую арматурою в стиснутій зоні та композитною вуглецевою стрічкою Sika CarboDur S-512 в розтягнутій зоні. Розглянуто найпростіші способи створення попереднього напруження з використанням вуглецевої стрічки та запропоновано новий технологічний процес виготовлення попередньо напружених дерев'яних елементів. Описано силові обладнання, вимірювальні прилади, що використовувалися при експериментальних дослідженнях та схеми їх розміщення. Описано процес випробування дослідних зразків балок з цільної та клеєної деревини з пасивним та попередньо напруженим армуванням. Встановлено обсяг експериментальних досліджень.

В п'ятому розділі наведено результати теоретичного моделювання та експериментальних досліджень елементів з цільної деревини з комбінованим армування з попереднім напруженням та без нього, які працюють на згин. Проведено порівняння теоретичних та експериментальних даних. Проаналізовано напружено-деформований стан балок під час створення попереднього напруження у вуглецевій стрічці Sika CarboDur S-512 та з урахуванням роботи арматури в стиснутій зоні після створення попереднього напруження. Встановлено, що вуглецева стрічка є ефективною для використання в дерев'яних балках, як елементу, що зазнає попереднього напруження, водночас її слід використовувати в комбінації зі сталевую арматурою. Було доведено, що клейовий шов з композитного клею Sikadur-30 створює умови для відмінної сумісної роботи деревини та вуглецевої стрічки Sika CarboDur S-512. Отримані експериментальні дані «момент – кривина» та

«момент – прогин» мають розбіжність із теоретично змодельованими даними в межах $\pm 10\%$.

Шостий розділ присвячено верифікації результатів моделювання діаграм «момент – кривина» та «момент – прогин» з даними отриманими шляхом випробування експериментальних балок з клеєної деревини. Верифікація була проведена для балок без попереднього напруження та з попереднім напруженням, з комбінованим армуванням та без нього. Проведено аналіз збіжності теоретичних значень моделювання роботи балок з клеєної деревини з відомими експериментальними даними інших авторів. Встановлено, що пасивне армування і армування з попереднім напруженням, завжди підвищує несучу здатність балок, як за нормальними перерізами, так і за другою групою граничних станів. Встановлено, що для підвищення несучої здатності комбіновано армованих згинальних дерев'яних елементів з цільної та клеєної деревини, потребує додаткового підсилення для протидії дотичним силам. Розроблено методику розрахунку армованих різними матеріалами елементів з цільної та клеєної деревини, що працюють на згин, стиск зі згином та розтяг зі згином з застосуванням методу скінчених елементів в програмному комплексі ЛІРА САПР.

Ключові слова: деревина, згинальний елемент, клеєна деревина, пасивне комбіноване армування, попередньо напружене комбіноване армування, жорсткість, діаграма «момент-кривина», деформаційна методика, несуча здатність.

ABSTRACT

Gomon P. S. Methodological principles of modeling and structural analysis of solid and glued timber elements with combined reinforcement. – Qualifying scientific work.

Dissertation for the degree of Doctor of Technical Sciences in Specialty 192 – Construction and Civil Engineering (05.23.01 – Building Structures, Buildings and Facilities). Kyiv National University of Construction and Architecture. Kyiv, 2025.

The paper substantiates the prerequisites for modeling and forecasting work, and develops a deformation method for calculating the stress-strain state of a normal section, bearing capacity, stiffness of reinforced and unreinforced elements made of solid and glued wood for direct transverse bending under the action of a single load. The deformation technique is based on: hypotheses and assumptions that use full deformation diagrams of wood, reinforcing steel, composite reinforcement (fiberglass, basalt, carbon) and four stages of the stress-strain state of bending wooden elements under load.

The introduction substantiates the relevance, purpose and tasks of research, general characteristics and scientific novelty and practical value of the work.

In the first chapter of the dissertation, an overview and analysis of the current state of research on the operation of bending elements made of solid and glued wood reinforced with steel and composite reinforcement is carried out. On the basis of the conducted analysis, the direction of scientific research of the dissertation and the ways of solving the set problems were determined.

The second chapter is devoted to the justification of the proposed working hypotheses and the prerequisites for modeling the load-bearing capacity of a normal cross-section, predicting the ultimate load-bearing capacity, the stiffness of reinforced and unreinforced elements working for bending from solid and glued wood. The section considers the mechanism of wood deformation in the cross-section and the compatibility of the work of different materials from the beginning of the application of loads to destruction. A method of determining the stress-deformation state of cross-sections of wood elements during bending has been developed on the basis of determining the internal forces of the element from curvature, that is, according to the "moment-curvature" diagram. The possibility of transforming "moment-curvature" diagrams into diagrams of the mechanical state of unreinforced, passively reinforced and pre-stressed reinforced elements made of wood for the cross-sections of the element is substantiated. Calculation devices for determining the bearing capacity of bending wooden elements without reinforcement, passively reinforced and prestressed on the basis of "moment-curvature" diagrams have been developed.

In the third chapter, the main approaches to the modeling technique are shown and the simulation of passively reinforced bending wooden elements is carried out.

The selection of the optimal variant of passive homogeneous and combined reinforcement of bending wooden elements to increase the load-bearing capacity according to the first group of limit states was carried out. Recommendations have been developed for strengthening flexural wooden elements with passive combined reinforcement to obtain the best effect of increasing the load-bearing capacity according to the second group of limit states. A methodology for predicting the operation of a bending wooden element with combined reinforcement during prestressing of composite reinforcement has been developed. The calculation of the maximum possible prestressing of composite reinforcement in bending wooden elements was carried out. The stages of the stress-strain state after gluing the reinforcing material at different stages of the work of the pre-stressed bending wooden element are shown. Alternative methods of prestressing wooden bending elements are considered:

- with the initial tension of the compressed zone;
- with simultaneous gluing of reinforcing elements;
- with the initial stress of the reinforced element in the stretched zone.

The advantages and disadvantages of each of them are analyzed.

The fourth chapter is devoted to the program and methodology of experimental research. The dimensions of wooden prism samples during tests to determine the physical and mechanical characteristics of the material are shown and substantiated. It is described in detail how experimental beams were made from solid and glued wood. Much attention is paid to the process of manufacturing test samples from glued wood with passive combined reinforcement. These elements were reinforced with steel reinforcement in the compressed zone and Sika CarboDur S-512 composite carbon tape in the stretched zone. The simplest methods of creating prestressing using carbon tape are considered and a new technological process of manufacturing prestressed wooden elements is proposed. The power equipment, measuring devices used in experimental studies and their placement schemes are described. The process of testing experimental samples of beams made of solid and glued wood with passive and prestressed reinforcement is described. The volume of experimental tests is established.

The fifth chapter presents the results of theoretical modeling and experimental studies of solid wood elements with combined reinforcement with prestressing and without prestressing, which work in bending. A comparison of theoretical and experimental data was made. The stress-strain state of the beams during prestressing in the Sika CarboDur S-512 carbon tape and during the test taking into account the operation of the reinforcement in the compressed zone after prestressing was analyzed. Carbon tape has been found to be effective for use in timber beams as a prestressing member, while it should be used in combination with steel reinforcement. An adhesive joint of Sikadur-30 composite adhesive has been proven to create excellent interoperability between wood and Sika CarboDur S-512 carbon tape. The obtained experimental data "moment - curvature" and "moment - deflection" differ from the theoretically modeled data within $\pm 10\%$.

The sixth chapter is devoted to the verification of the results of modeling the "moment - curvature" and "moment - deflection" diagrams with the data obtained by testing experimental beams made of glued wood. The verification was carried out for beams without prestressing and with prestressing, with and without combined reinforcement. An analysis of the convergence of the theoretical values of modeling the work of glued timber beams with the known experimental data of other authors was carried out. It was established that passive reinforcement and reinforcement with prestressing always increases the load-bearing capacity of beams, both for normal cross-sections and for the second group of limit states. It was established that in order to increase the load-bearing capacity of combined reinforced bending wooden elements made of solid and glued wood, additional reinforcement is needed to counteract tangential forces. A methodology has been developed for calculating elements made of solid and glued wood reinforced with various materials, operating in bending, compression with bending, and tension with bending, using the finite element method in the LIRA CAD software package.

Key words: wood, bending elements, glued wood, passive combined reinforcement, prestressed combined reinforcement, stiffness, moment-curvature diagram, deformation method, strength.

СПИСОК ОПУБЛІКОВАНИХ ПРАЦЬ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

Статті у наукових фахових виданнях України (категорія Б)

1. **Гомон П.С.** Методика побудови діаграми деформування « $\sigma - \varepsilon$ » для деревини на основі експериментальних досліджень згинальних елементів. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі і споруди*. Рівне: НУВГП, 2014. Вип. 29. С. 102-107.

2. **Гомон П.С.**, Савицький В.В., Поліщук М.В. Розрахунок напружено-деформованого стану підсилених дерев'яних балок прямокутного перерізу. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. Рівне: НУВГП, 2021. Вип. 39. С. 221-229. (авторський внесок – методичний підхід до розрахунку комбіновано армованих дерев'яних балок).

3. Бабіч В.Є., **Гомон П.С.**, Пращур О. Шляхи підвищення жорсткості елементів з цільної та клеєної деревини за поперечного згину. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. Рівне: НУВГП, 2021. Вип. 40. С. 97-104. (авторський внесок – проведення та аналіз експериментальних досліджень комбіновано армованих дерев'яних балок).

4. **Гомон П.С.** Апроксимація діаграми «момент-кривина» дерев'яних армованих та неармованих балок прямокутного перерізу. *Містобудування та територіальне планування*. Київ: КНУБА, 2021. №78. С. 157-165.

5. **Гомон П.С.** Особливості побудови діаграми «момент-кривина» підсилених балок з деревини прямокутного перерізу. *Вісник Національного університету водного господарства та природокористування*. Серія «Технічні науки». Рівне: НУВГП, 2021. Вип. 3(95). С. 128-138.

6. **Гомон П.С.** Аналіз використання металевої та неметалевої арматури для підсилення дерев'яних елементів та конструкцій. *Сучасні проблеми архітектури та містобудування*. Київ: КНУБА, 2022. Вип. 62. С. 322-332.

7. **Гомон П.С.**, Олексін І.О. Визначення дотичних напружень в дерев'яних балках з врахуванням нелінійності деформування матеріалу. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. Рівне: НУВГП, 2022. Вип. 41. С.

126-134. (авторський внесок – методичний підхід до визначення дотичних напружень в дерев'яних балках з врахуванням пружно-пластичності деревини).

8. **Гомон П.С.**, Поліщук М.В. Напружено-деформований стан балок із деревини з комбінованим армуванням на різних рівнях завантажень. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві*. Луцьк: ЛНТУ, 2022. Вип. 17. С. 23-30. (авторський внесок – проведення та аналіз експериментальних досліджень комбіновано армованих дерев'яних балок, формулювання висновків).

9. **Гомон П.С.**, Поліщук М.В. Прогини підсилених та непідсилених балок прямокутного перерізу з клеєної деревини. *Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини*. Одеса: ОДАБА, 2022. №26. С. 88-96. (авторський внесок – проведення та аналіз експериментальних досліджень комбіновано армованих дерев'яних балок, формулювання висновків).

10. **Гомон П.С.** Інноваційний спосіб попереднього напруження комбіновано армованих дерев'яних балок. *Містобудування та територіальне планування*. Київ: КНУБА, 2022. №79. С. 77-86.

11. **Гомон П.С.** Сумісність роботи арматури та деревини в балках, які працюють за поперечного згину. *Сучасні проблеми архітектури та містобудування*. Київ: КНУБА, 2022. Вип. 63. С. 327-335.

12. **Гомон П.С.** Моделювання роботи дерев'яної балки з послідовним завантаженням. *Містобудування та територіальне планування*. Київ: КНУБА, 2022. №80. С. 159-165.

13. **Гомон П.С.** Передумови для прогнозування роботи пасивно армованих згинальних дерев'яних елементів металевими матеріалами. *Містобудування та територіальне планування*. Київ: КНУБА, 2022. №81. С. 124-132.

14. **Гомон П.С.** Моделювання роботи поперечних перерізів дерев'яних елементів за різних варіантів та відсотків армування. *Сучасні проблеми архітектури та містобудування*. Київ: КНУБА, 2022. Вип. 64. С. 334-342.

15. **Гомон П.С.** Визначення прогинів дерев'яних згинальних елементів з урахуванням нелінійності деформування деревини. *Вісник Національного*

університету водного господарства та природокористування. Серія «Технічні науки». Рівне: НУВГП, 2022. Випуск 2(98). С. 183-192.

16. **Гомон П.С.** Дослідження деяких механічних показників деревини сосни за жорсткого режиму випробувань. *Вісник Львівського національного університету природокористування. Серія «Архітектура та будівництво»*. Львів: ЛНУП, 2022. №23. С. 41-44.

17. **Гомон П.С.** Визначення напружено-деформованого стану згинальних дерев'яних елементів підсилених композитними та металевими матеріалами. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. Рівне: НУВГП, 2022. Вип. 42. С. 99-106.

18. **Гомон П.С.** Моделювання роботи підсиленого попередньо напруженого згинального дерев'яного елемента. *Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини*. Одеса: ОДАБА, 2023. Вип. № 27. С. 59-66.

19. Поліщук М.В., **Гомон П.С.** Робота комбіновано армованих балок з клеєної деревини з попередньо напруженою композитною арматурою. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. Рівне: НУВГП, 2023. Вип. 43. С. 173-182. (авторський внесок – проведення та аналіз експериментальних досліджень попередньо напружених комбіновано армованих дерев'яних балок, формулювання висновків).

20. Бабич Є.М., **Гомон П.С.** Рекомендації щодо проектування згинальних елементів з цільної та клеєної деревини з пасивним та попередньо напруженим комбінованим армуванням. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. Рівне: НУВГП, 2023. Вип. 44. С. 133-139. (авторський внесок – загальний підхід, щодо проектування згинальних елементів з деревини з комбінованим армуванням).

21. Бабич Є.М., **Гомон П.С.** Експериментальні дослідження попередньо напружених комбіновано армованих балок з цільної деревини. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. Рівне: НУВГП, 2024. Вип. 45. С. 96-108. (авторський внесок – проведення та аналіз експериментальних

досліджень попередньо напружених комбіновано армованих балок з цільної деревини).

22. Михайловський Д.В., **Гомон П.С.** Верифікація методик моделювання армованих та неармованих дерев'яних балок. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. Рівне: НУВГП, 2024. Вип. 46. С. 237-249. (авторський внесок – проведення, аналіз експериментальних досліджень армованих та неармованих дерев'яних балок та верифікація підходів до моделювання).

23. Михайловський Д.В., **Гомон П.С.** Дослідження роботи попередньо-напружених дерев'яних балок з клеєної деревини. *Містобудування та територіальне планування*. Київ: КНУБА, 2024. №87. С. 246-254. (авторський внесок – проведення, аналіз експериментальних досліджень попередньо напружених комбіновано армованих балок з клеєної деревини та верифікація підходів до моделювання).

24. Михайловський Д.В., **Гомон П.С.** Вплив армування на напружено-деформований стан гнучо клеєної дерев'яної конструкції. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. Рівне: НУВГП, 2025. Вип. 47. С. 355-367. (авторський внесок – створення моделей гнучо клеєної комбіновано армованої конструкції з деревини, проведення чисельного експерименту, обробка результатів, формулювання висновків).

25. Михайловський Д.В., Комар М.А., **Гомон П.С.** Чисельне моделювання деформування армованих дерев'яних балок з цільної та клеєної деревини. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві*. Луцьк: ЛНТУ, 2025. Вип. 23. С. 155-170. (авторський внесок – створення числових моделей дерев'яних балок з цільної та клеєної деревини, проведення числових досліджень, обробка та аналіз результатів, формулювання висновків).

26. Михайловський Д.В., Комар М.А., **Гомон П.С.** Чисельне моделювання роботи комбіновано армованої дерев'яної балки за допомогою плоских скінченних елементів. *Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини*. Одеса: ОДАБА, 2025. Вип. № 29. С. 130-141. (авторський внесок –

створення числових моделей комбіновано-армованої дерев'яної балки, проведення числових досліджень, обробка та аналіз результатів, формулювання висновків).

Статті у наукових періодичних виданнях, які включені до міжнародних наукометричних баз Scopus та Web of Science та категорії А

27. **Gomon P.**, Babych Y., Polishchuk M., Kysliuk D.Y., Bandura I., Pakholiuk O., Shevchuk A. Deformability of a glued woden beam with pre-stressed composite reinforcement. *Procedia Structural Integrity*, 2024. Vol. 59. Pp. 551-558. (**Scopus**). (авторський внесок – проведення та аналіз експериментальних досліджень комбіновано армованих дерев'яних балок).

28. Gomon S.S., Polishchuk M., Homon S., **Gomon P.**, Vereshko O., Melnyk Yu., Boyarska I. Rigidity of combined reinforced glued wood beams. *AD ALTA: Journal of Interdisciplinary Research*, 2020. Vol. 11(1). Special issue XV. Pp. 131-133. (**Web of Science**). (авторський внесок – аналіз результатів експериментальних досліджень комбіновано армованих дерев'яних балок, формулювання висновків).

29. Homon S., **Gomon P.**, Gomon S., Dovbenko T., Savitskiy V., Matviiuk O., Kulakovskiy L., Bronytskyi V., Bosak A., Chornomaz N. Experimental and statistical studies of the initial module of elasticity and the module of deformations of continuous wood at different ages and moisture. *AD ALTA: Journal Of Interdisciplinary Research*, 2022. Vol. 12 (1). Special issue XXV. Pp. 321-326. (**Web of Science**). (авторський внесок – аналіз результатів експериментальних досліджень, формулювання висновків).

30. Gomon S., **Gomon P.**, Homon S., Polishchuk M., Dovbenko T., Kulakovskiy L. Improving the strength of bending elements of glued wood. *Procedia Structural Integrity*, 2022. Vol. 36. Pp. 217-222. (**Scopus**). (авторський внесок – проведення та аналіз експериментальних досліджень комбіновано армованих дерев'яних балок).

31. Gomon S., **Gomon P.**, Korniychuck O., Homon S., Dovbenko T., Kulakovskiy L., Boyarska I. Fundamentals of calculation of elements from solid and glued timber with repeated oblique transverse bending, taking into account the criterion of deformation. *Acta Facultatis Xylogologiae Zvolen*, 2022. Vol. 64(2). Pp. 37–47. (**Scopus**). (авторський внесок – розробка загальної методики розрахунку, формулювання висновків).

32. Homon S., Litnitsky S., **Gomon P.**, Kulakovskiy L., Kutsyna I. Methods for determining the critical deformations of wood with various moisture content. *Scientific Horizons*, 2023. Vol. 26(1). Pp. 73-86. (**Scopus**, категорія A). (авторський внесок – обробка результатів експериментальних досліджень, формулювання висновків).

33. **Gomon P.**, Gomon S., Pavluk A., Homon S., Chapiuk O., Melnyk Y. Innovative method for calculating deflections of wooden beams based on the Moment-Curvature Graph. *Procedia Structural Integrity*, 2023. Vol. 48. Pp. 195-200. (**Scopus**). (авторський внесок – розробка методичного підходу розрахунків прогинів, формулювання висновків).

34. Sobczak-Piastka J., Pavluk A., Gomon S.S., **Gomon P.**, Homon S., Lynnyk I. Changing the position of the neutral line of beams made of glued wood in conditions of oblique bending. *AIP Conference Proceedings*, 2023. Vol. 2928, Article number 080007. (**Scopus**). (авторський внесок – формулювання мети та задач, проведення експериментальних досліджень, обробка та аналіз результатів).

35. Mykhailovskyi D., **Gomon P.**, Mudryy I., Pakholiuk O., Karbovskiy V., Shevchuk P., Hlushenko O., Oksentiuk A.. Stress-deformed state of compressed-bent and stretched-bent wooden elements. *Procedia Structural Integrity*, 2025. Vol. 72. Pp. 315-322. (**Scopus**). (авторський внесок – розробка методичного підходу до розрахунків, формулювання висновків).

36. Pavluk A., Gomon S., Ziatyuk Y., **Gomon P.**, Homon S., Kulakovskiy L., Iasnii V., Yasniy O., Imbirovych N. Stiffness of solid wood beams under direct and oblique bending conditions. *Acta Facultatis Xylogologiae Zvolen*, 2023. Vol. 65(2). Pp.

109-121. (**Scopus**). *(авторський внесок – розробка загальної методики експериментальних досліджень, формулювання висновків).*

Патенти:

37. Патент № 143340 Україна, МПК E04C 3/26 (2006.01). Спосіб напруження зовнішньої стрічкової арматури балок з клеєної деревини./ Гомон С.С., Гомон П.С., Поліщук М.В.; заявник і патентовласник НУВГП - u2020 00431; заяв. 27.01.2020; опубл. 27.07.2020, Бюл. №14. *(авторський внесок – розробка технологічного процесу створення попереднього напруження в дерев'яній балці з комбінованим армуванням).*

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації

38. **Гомон П.С.** До алгоритму побудови діаграми «момент-кривина» підсилених згинальних дерев'яних елементів. The 2nd International scientific and practical conference — Topical issues of modern science, society and education. September 5-7, 2021. SPC — Sci-conf.com.ua, Kharkiv, Ukraine. 2021. Pp. 156-157.

39. Михайловський Д.В., Комар М.А., **Гомон П.С.**, Моделювання деформування армованих дерев'яних балок за допомогою МСЕ. Інновації у будівництві: збірник тез доповідей X Міжнародної науково-практичної інтернет-конференції здобувачів вищої освіти та молодих учених, 15 травня 2025 р., м. Луцьк: ЛНТУ, 2025. 40-42 с. *(авторський внесок – проведення числових досліджень, обробка та аналіз результатів).*

40. Sobczak-Piąstka J., Polishchuk M., Gomon S.S., Karavan B., Homon S., **Gomon P.** Method of experimental research of new construction of beams from glued wood with combined reinforcement. 6th WMCAUS 2021. World Multidisciplinary Civil Engineering – Architecture. Urban Planning Symposium. 31 August – 3 September, 2021. Prague (Czech Republic), 2021. Pp. 356. *(авторський внесок – обробка та аналіз результатів експериментальних досліджень, формулювання висновків).*

41. Михайловський Д.В., **Гомон П.С.** Особливості моделювання армування дерев'яної балки за допомогою плоских скінченних елементів. Збірник тез доповідей міжнародної науково-технічної конференції «Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини» 12-14 червня 2025 р., м. Одеса: ОДАБА, 2025. 48-49 с. *(авторський внесок – проведення числових досліджень, обробка та аналіз результатів)*

42. **Гомон П.С.** Ефективна клеєна дерев'яна балка з комбінованим армуванням. Інновації у будівництві: збірник тез доповідей VII Міжнародної науково-практичної інтернет-конференції молодих учених та студентів, 12 травня 2022 р., м. Луцьк [Електронний ресурс]. Луцьк: ЛНТУ, 2022. С. 13-15.

43. Sobczak-Piąstka J., Pavluk A., Gomon S. S., **Gomon P.**, Lynnyk I. Changing the position of the neutral line of beams made of glued wood in conditions of oblique bending. 7th WMCAUS. World Multidisciplinary Civil Engineering – Architecture – Urban Planning – Symposium, Prague (Czech Republic), 5–9 September, 2022. Pp. 87. *(авторський внесок – обробка та аналіз результатів експериментальних досліджень, формулювання висновків)*.

44. **Гомон П.С.** Особливості проектування та розрахунку згинальних дерев'яних елементів з урахуванням нелінійності деформування. Теорія і практика розвитку агропромислового комплексу та сільських територій: матеріали XXIII міжнародного науково-практичного форуму, 4-6 жовтня 2022 року, м. Дубляни. Львів: ЛНУП, 2022. С. 541-542.

45. **Гомон П.С.** Особливості визначення дотичних напруг в згинальному дерев'яному елементі з врахуванням нелінійності деформування. Фізика і хімія твердого тіла. Стан, досягнення і перспективи: Матеріали VII Всеукраїнської науково-практичної конференції здобувачів вищої освіти та молодих вчених, 21-22 жовтня 2022 р., м. Луцьк. Луцьк: ІВВ ЛНТУ, 2022. С. 140.

46. Janiak T., Gomon S., Karavan V., **Gomon P.**, Gomon S.S., Kulakovskiy L., Famulyak Y. Mechanical properties of solid deciduous species wood at different moisture content. Applied mechanics 11. International Scientific Session. Book of

abstracts. Bydgoszcz, 2022. P. 20. *(авторський внесок – розробка методики досліджень, формулювання висновків).*

47. **Gomon P.**, Homon S., Pavluk A., Gomon S., Chapyuk O., Melnyk Y. Innovative method of determining deflections of wooden beams on the basis of “Moment-Curvature” diagram. 2nd International Symposium on Risk Analysis and Safety of Complex Structures and Components (IRAS 2023), April 2-4, 2023, Belgrade, Serbia. P. 72. *(авторський внесок – розробка методичного підходу для визначення прогину згинальних дерев’яних елементів, формулювання висновків).*

48. **Гомон П.С.** Моделювання роботи підсиленого попередньо напруженого згинального дерев’яного елемента. Міжнародна науково-технічна конференція «Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини» 9-10 червня 2023. Одеса. 2023. С. 22-24.

49. **Gomon P.**, Gomon S., Homon S., Karavan B., Drobyshynets S., Sunak P., Chapiuk O., Chornomaz N.. Determining the deflection due to shear stresses taking into account the nonlinearity of the materials of reinforced wooden beams. Applied Mechanics 12/24. International Scientific Session. Bydgoszcz, Poland. November, 2024. P. 18. *(авторський внесок – розробка методичного підходу для визначення прогину згинальних дерев’яних елементів, формулювання висновків).*

50. **Gomon P.**, Drobyshynets S., Smal M., Dziubynska O., Uzhegova O., Golyk Y., Kaynts D., Kutsyna I.. Design of reinforced plywood panels using deformation methods. 12th Annual conference of Society for Structural Integrity and Life (DIVK12). November 17-19, 2024, Belgrade, Serbia. P. 49. *(авторський внесок – розробка методичного підходу для розрахунку клеєфанерної панелі, формулювання висновків).*

В інших виданнях:

51. **Гомон П.С.**, Бичковський Т.А. Визначення прогину залізобетонної балки з використанням діаграм деформування бетону та арматури. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Рівне: НУВГП, 2013. Вип. 27. С. 56-61. *(авторський внесок – розробка методичного підходу для визначення прогину залізобетонних балок, формулювання висновків).*

ЗМІСТ

ВСТУП.....	25
РОЗДІЛ 1 ПРАКТИКА ВИКОРИСТАННЯ ДЕРЕВИНИ В КОМПОЗИЦІЯХ З ІНШИМИ МАТЕРІАЛАМИ В НЕСУЧИХ ДЕРЕВ'ЯНИХ ЕЛЕМЕНТАХ, ПЕРЕДУМОВИ І ДОЦІЛЬНІСТЬ ПІДСИЛЕННЯ ЇХ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ТА ЖОРСТКОСТІ.....	36
1.1. Використання дерев'яних елементів і конструкцій в будівництві в якості несучих.....	36
1.2. Аналіз та систематизація композицій з деревиною	39
1.2.1. Міцнісні та деформаційні властивості деревини	39
1.2.2. Міцнісні та деформаційні властивості матеріалів, які входять до складу композиції з деревиною	43
1.2.2.1. Сталева арматура	43
1.2.2.2. Композитна арматура	45
1.3. Доцільність підсилення дерев'яних елементів, які піддаються згину ...	52
1.3.1. Теоретичні передумови підсилення згинальних дерев'яних елементів	52
1.3.2. Техніка армування дерев'яних конструкцій	53
1.3.3. Збільшення несучої здатності та підвищення жорсткості згинальних дерев'яних елементів	56
1.4. Моделювання роботи армованих дерев'яних елементів та моделі напружено-деформованого стану	69
1.5. Основні положення розрахунку згинальних елементів та конструкцій неармованої та армованої деревини за чинних норм	73
1.6. Методи розрахунку згинальних армованих конструкцій з деревини із використанням арматури	76
1.7. Висновки по аналізу літератури. Мета та задачі досліджень	79
РОЗДІЛ 2 РОБОЧІ ГІПОТЕЗИ, ПЕРЕДУМОВИ МОДЕЛЮВАННЯ, ПРОГНОЗУВАННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ТА ЖОРСТКОСТІ	

ПОПЕРЕЧНОГО ПЕРЕРІЗУ НЕПІДСИЛЕНИХ ТА ПАСИВНО АРМОВАНИХ ДЕРЕВ'ЯНИХ ЕЛЕМЕНТІВ.....	83
2.1. Інструменти, які використовуються для прогнозування несучої здатності та жорсткості підсилених дерев'яних елементів	83
2.1.1. Механізм деформування стиснутої і розтягнутої деревини перерізу при згині та моделі механічного стану при згині	83
2.1.2. Сумісність роботи матеріалів в підсилених елементах з клеєної деревини, які піддаються згину	86
2.1.3. Методика побудови діаграми деформування « $\sigma - \varepsilon$ » на стиск для деревини на основі експериментальних досліджень згинальних елементів ..	90
2.1.4. Трансформування діаграми фізичного стану деревини в діаграму механічного стану згинального елемента з деревини	95
2.1.5. Основні передумови до моделювання	96
2.2. Теоретичні передумови до розрахунку підсилення згинальних дерев'яних елементів з врахуванням пружно-пластичної роботи	97
2.2.1. Передумови та побудова діаграми «момент-кривина»	97
2.2.2. Встановлення оптимальних розмірів поперечного нормального перерізу та довжини елементів з деревини, що працюють на згин	107
2.2.3. Передумови та встановлення епюр максимальних дотичних напружень з врахуванням пружно-пластичної роботи	109
2.3. Розрахунок непідсилених та підсилених згинальних дерев'яних елементів	113
2.3.1. Розрахунок непідсилених згинальних дерев'яних елементів	113
2.3.2. Проектування дерев'яного згинального елемента з урахуванням пружно-пластичної роботи матеріалу.....	115
2.3.3. Прогнозування роботи пасивно армованих згинальних дерев'яних елементів підсилених металевими матеріалами (гарячекатана арматура, металева стрічка)	117
2.3.4. Аналіз прогину згинального підсиленого елемента	125
2.3.5. Встановлення дотичних напружень в балці з деревини з стиснутою та розтягнутою арматурою	130

2.4. Визначення дотичних напружень на межі клейового з'єднання	134
2.5. Врахування напружень зрізу вздовж волокон в деформованні армованих та не армованих балок	136
2.6. Висновки по другому розділу	140
РОЗДІЛ 3 МОДЕЛЮВАННЯ РОБОТИ ЕЛЕМЕНТІВ З ДЕРЕВИНИ ІЗ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНИМ КОМБІНОВАНИМ АРМУВАННЯМ НА БАЗІ ДІАГРАМ «МОМЕНТ-КРИВИНА».....	142
3.1. Моделювання та розрахунок пасивно армованих згинальних дерев'яних елементів композитними матеріалами	142
3.1.1. Моделювання та розрахунок нормальних перерізів та кривини пасивно армованих згинальних дерев'яних елементів композитними матеріалами	142
3.1.2. Розрахунок прогинів пасивно армованих згинальних дерев'яних елементів композитними матеріалами	149
3.1.3. Моделювання та розрахунок максимальних дотичних напружень пасивно армованих згинальних дерев'яних елементів композитними матеріалами	155
3.2. Вибір оптимального варіанту підсилення пасивним комбінованим армуванням згинальних дерев'яних елементів для збільшення несучої здатності за першою групою граничних станів	157
3.3. Рекомендації по підсиленню пасивним комбінованим армуванням згинальних дерев'яних елементів для отримання найкращого ефекту збільшення несучої здатності за другою групою граничних станів	163
3.4. Прогнозування роботи згинального дерев'яного елемента під час попереднього напруження композитної арматури	164
3.4.1. Підготовка до попереднього напруження та розрахунок максимального можливого попереднього напруження згинальних дерев'яних елементів	165
3.4.2. Напружено-деформований стан поперечного перерізу до і після вклеювання армуючого матеріалу	171
3.4.3. Робота попередньо-напруженого згинального дерев'яного елемента	

під час експлуатації	179
3.5. Альтернативні способи попереднього напруження комбіновано армованих дерев'яних згинальних елементів	190
3.5.1. Попереднє напруження комбіновано армованих дерев'яних згинальних елементів з початковим напруженням арматури розтягнутої та стиснутої зон	190
3.5.2. Створення попереднього напруження з одночасним вклеюванням армуючих елементів	195
3.5.3. Попереднє напруження з початковим напруженням армуючого елемента в розтягнутій зоні	199
3.6. Особливості моделювання роботи та напружено-деформованого стану стиснуто-зігнутих та розтягнуто-зігнутих армованих дерев'яних елементів.....	202
3.7. Висновки по розділу 3	207
РОЗДІЛ 4 ПРОГРАМА, МЕТОДИКА ПРОВЕДЕННЯ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ, ЇХ ОБСЯГ І ВИГОТОВЛЕННЯ ЗРАЗКІВ Й ЕЛЕМЕНТІВ З ДЕРЕВИНИ ТА БАЛОК З КОМБІНОВАНИМ АРМУВАННЯМ	
БАЛОК З КОМБІНОВАНИМ АРМУВАННЯМ	210
4.1. Методика експериментальних досліджень	210
4.1.1. Деревина та зразки призм для випробувань	210
4.1.2. Виготовлення дослідних балок з цільної та клеєної деревини	211
4.1.3. Виготовлення дослідних зразків із клеєної деревини з комбінованим армуванням	213
4.1.4. Виготовлення дослідних зразків балок із цільної деревини з попередньо напруженим комбінованим армуванням	219
4.1.5. Виготовлення дослідних зразків балок із клеєної деревини з попередньо напруженим комбінованим армуванням	221
4.2. Силове обладнання, вимірювальні прилади та схеми їх розміщення	228
4.3. Методика експериментальних досліджень та випробування дослідних зразків	231
4.3.1. Випробування дослідних зразків призм з деревини	231

4.3.2. Випробування сталевих арматурних зразків за розтягу	233
4.3.3. Випробування дослідних зразків балок з цільної та клеєної деревини	234
4.3.4. Випробування дослідних зразків балок з цільної та клеєної деревини з комбінованим пасивним та попередньо напруженим армуванням	235
4.4. Обсяг випробувань	237
4.5. Висновки до розділу	239
РОЗДІЛ 5 ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ЕЛЕМЕНТІВ З ЦІЛЬНОЇ ДЕРЕВИНИ НА ПОПЕРЕЧНИЙ ЗГИН	241
5.1. Результати випробування цільної деревини на стиск вздовж волокон одноразовим короткочасним навантаженням та побудова діаграм деформування	241
5.2. Результати експериментальних-теоретичних досліджень балок з цільної деревини	245
5.3. Деформування елемента з цільної деревини з пасивним комбінованим армуванням	252
5.4. Результати експериментальних-теоретичних досліджень попередньо напружених комбіновано армованих балок з цільної деревини SBR(Prst)	259
5.4.1. Аналіз напружено-деформованого стану дерев'яних балок з комбінованим армуванням SBR(Prst) під час виконання попереднього напруження	259
5.4.2. Аналіз роботи напружено-деформованого стану балок з попередньо напруженим комбінованим армуванням SBR(Prst) під час завантаження однократним короткочасним навантаженням	262
5.5. Робота вуглецевої стрічки в армованій балці з цільної деревини з початковим пасивним та попередньо напруженим станом	275
5.5.1. Результати встановлення фізико-механічних характеристик композитної стрічки на основі вуглецевих волокон Sika CarboDur S-512 ...	275
5.5.2. Робота вуглецевої стрічки в поперечному перерізі армованої	

балки з цільної деревини з початковим пасивним та попередньо напруженим станом	277
5.6. Основні результати та висновки до розділу	279
РОЗДІЛ 6 ВЕРИФІКАЦІЯ МЕТОДОЛОГІЇ МОДЕЛЮВАННЯ РОБОТИ ЗГИНАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТІВ З КЛЕЄНОЇ ДЕРЕВИНИ НА ОСНОВІ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ	281
6.1. Результати випробування клеєної деревини на стиск вздовж волокон одноразовим короткочасним навантаженням та побудова діаграм деформування	281
6.2. Результати експериментальних-теоретичних досліджень балок з клеєної деревини	283
6.3. Співставлення експериментальних та теоретичних даних, отриманих шляхом моделювання, пасивно армованої комбінованим армуванням балки з клеєної деревини	287
6.4. Результати випробування дерев'яної балки GRB-12 (Prst) з клеєної деревини з попереднім напруженням стрічковою арматурою	290
6.5. Порівняння роботи поперечного перерізу балок з клеєної деревини з пасивним та попередньо напруженим комбінованим армуванням	297
6.6. Верифікація методики розрахунку згинальних елементів за даними отриманими Поліщуком М.В.	301
6.6.1. Результати випробування клеєної деревини на стиск вздовж волокон одноразовим короткочасним навантаженням та побудова діаграми деформування	301
6.6.2. Деформування балки з клеєної деревини з пасивним одиначним армуванням стиснутої зони	302
6.6.3. Співставлення експериментальних даних Поліщука М.В з теоретичними даними, отриманими шляхом моделювання, пасивно армованих комбінованим армуванням балок з клеєної деревини GRB-16	304
6.7. Вплив комбінованого армування на значення несучої здатності	

згинальних елементів з клеєної деревини за другою групою граничних станів	308
6.8. Положення нейтральної лінії в комбіновано армованих елементах з клеєної деревини за прямого згину та дії короткочасного статичного навантаження	310
6.9. Апробація методики моделювання роботи деревини автора на дослідженнях Сасовського Т.А.	312
6.10. Порівняння експериментальних даних Сурмая М.І. з розробленою моделлю роботи деревини	317
6.11. Аналіз результатів числового моделювання балок з деревини за допомогою деформаційної моделі та програмного комплексу ЛІРА САПР	321
6.12. Порівняння числового моделювання об'ємними та плоскими елементами в ПК ЛІРА САПР з експериментальними дослідженнями.....	327
6.13. Верифікаційний аналіз числових досліджень моделювання роботи двохарнірної арки за допомогою деформаційної моделі та програмного комплексу ЛІРА САПР	332
6.14. Аналіз результатів числового моделювання криволінійної балки з клеєної деревини довільного обрису за допомогою деформаційної моделі та програмного комплексу ЛІРА САПР.....	337
6.15. Висновки до шостого розділу	341
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	343
СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ	350
ДОДАТОК А	378
ДОДАТОК Б	387
ДОДАТОК В	415

ВСТУП

Актуальність теми. Наша планета має великі запаси лісових ресурсів. А саме, 27% площі суші планети покриті лісами. Загальна площа лісів складає 36 млн. км², а це приблизно 350 млрд. м³ деревини, з якої 50 млрд. м³ промислового запасу деревини. Переважна більшість лісів розташована у двох поясах: північному 15% (з перевагою хвойних порід) та тропічному 55% (з переважаючою кількістю листяних порід). Враховуючи те, що більше четверті земної суші вкриті доступними різними видами хвойними та листовими лісами об'ємом майже в 300 млрд. м³, а щорічний приріст деревини складає 11 млрд. м³, робить деревину одним із самих використовуваних матеріалів в різних галузях промисловості. Об'єм заготівлі та використання деревини в світі до 8 млрд. м³ і перевищує об'єми використання таких матеріалів, як сталь і цемент. Універсальність використання деревини забезпечує використання її в різних сферах промисловості: деревообробній, меблевій, будівельній та легкій. Завдяки широкому розповсюдженню в природі, легкості видобування та обробки, біологічній стійкості, екологічності, а також естетичним властивостям, попит на неї не зменшується і суттєво зростає в розвинених країнах.

Якщо розглянути деревообробну промисловість України, то найбільшу частину за обсягом виробництва в країні є меблеве виробництво 46,2%, друге місце займають виробництво будівельних конструкцій, деталей, плит, які складають 25,4%. Найбільшу частину дерев'яних будівельних матеріалів, які використовуються у будівництві в Україні - це дерев'яні бруси, обрізні та не обрізні дошки, листи фанери, деревостружкові плити OSB і деревоволокнисті плити. З усіх цих матеріалів широкого використання, як будівельних конструкцій, набули дерев'яні бруси з цільної та клеєної деревини. Їх використовують, як елементи кроквяних та несучих конструкцій. Деревина найкраще реалізує свої природні властивості, а саме роботу її на згин та на стиск, в таких конструкціях.

Конструкції з деревини мають велику кількість переваг, а саме: високу міцність за малої ваги, легкий спосіб виготовлення конструкцій, відновлювання матеріалів, екологічність і високі естетичні характеристики. Проте є і суттєві недоліки. До таких недоліків можна віднести легке пошкодження конструкцій природними шкідниками (грибками та комахами), слабка вогнестійкість, відносно низький модуль пружності, а також анізотропія фізико-механічних властивостей. Якщо недоліки з природними шкідниками та вогнестійкістю долаються просочуванням деревини антисептиками й антипіренами, то досить низьке значення модуля пружності елементів та боротьба з анізотропією фізико-механічних властивостей деревини є актуальною проблемою. Саме вирішенню цих двох проблем і присвячена дана наукова робота: збільшення жорсткості дерев'яних конструкцій та зменшення впливу анізотропії деревини шляхом армування деревини іншими матеріалами. В дисертації враховуються основні принципи конструювання, а саме забезпечення їх міцності, жорсткості, надійності та економічності. Тому для забезпечення безвідмовної роботи конструкцій виконуються розрахунки конструктивних елементів на різні види зовнішніх впливів, забезпечення достатньої жорсткості конструкцій з відповідним аналізом прогинів, зміщень, переміщень частин елементів з деревини. Всі ці чинники обумовлюють створення комплексного підходу до загальної методики моделювання та розрахунку дерев'яних елементів, що працюють на згин, з комбінованим армуванням і в подальшому забезпечить достатню точність визначення несучої здатності конструкцій, економічно-ефективне використання запроектованих конструкцій, економію матеріалів та ресурсів, створення нових композитних конструкцій, що в нас час є особливо актуальним.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Виконана робота є одним із етапів досліджень, які виконуються на кафедрі промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд Національного університету водного господарства та природокористування за проблемою «Дослідження напружено-деформованого стану будівельних конструкцій,

удосконалення методики їх розрахунку та розробка пропозицій до нормативних документів» (номер державної реєстрації 0117U002816), «Дослідження роботи та удосконалення методів розрахунків будівельних конструкцій при різних режимах зовнішніх впливів» (номер державної реєстрації 0107U004181) та за темою «Розробити нові та удосконалити існуючі методики розрахунку будівельних конструкцій, включаючи підсилені, при дії одноразових та повторних навантажень» (державний реєстраційний номер 0112U001122).

Мета роботи: створити методологічні засади оцінки несучої здатності та напружено-деформованого стану елементів з цільної та клеєної деревини з пасивним та попередньо напруженим комбінованим армуванням, встановити можливі характерні стадії роботи таких елементів від початку навантаження до руйнування, сформулювати критерії досягнення елементами граничних станів та на їх основі розробити методику їх моделювання і розрахунку.

Задачі дослідження. Для досягнення мети в роботі поставлені такі задачі:

- розвинути теоретичні основи роботи та конструювання елементів з цільної та клеєної деревини, що працюють на згин та стиск зі згином;
- розробити методологічні засади для моделювання та розрахунку елементів з цільної та клеєної деревини, що працюють на згин та стиск зі згином з різними варіантами армування;
- запропонувати комплекс методик для моделювання та розрахунку елементів з цільної та клеєної деревини, що працюють на згин та стиск зі згином з комбінованим армуванням під час їх попереднього напруження та роботи;
- розробити науково-прикладний підхід до розрахунку та рекомендації щодо конструювання елементів з цільної та клеєної деревини, що працюють на згин та стиск зі згином з пасивним та попередньо напруженим комбінованим армуванням за дії одноразових навантажень;
- з використанням моделювання запропонувати технологічні рішення попереднього напруження армованих балок з цільної та клеєної деревини та описати основні етапи попереднього напруження;

– удосконалити методику та провести комплексні експериментальні дослідження роботи елементів з цільної та клеєної деревини, що працюють на згин з пасивним та попередньо напруженим комбінованим армуванням за дії одноразових навантажень;

– обґрунтувати та запропонувати апроксимуючі функції експериментальних діаграм деформування деревини, сталюї та композитної арматури, які б, досить точно, враховували вплив різних факторів при їх сумісній роботі;

– провести експериментальні дослідження з виконанням попереднього напруження комбіновано армованих елементів з цільної та клеєної деревини, що працюють на згин та виконати експериментальні дослідження їх роботи з встановленням напружено-деформованого стану;

– встановити вплив пасивного та попередньо напруженого комбінованого армування на роботу армованих елементів з цільної та клеєної деревини, що працюють на згин;

– розробити спосіб верифікації та провести верифікацію запропонованих методик моделювання роботи армованих конструкцій з цільної та клеєної деревини на основі статистичного порівняння отриманих експериментальних даних з теоретичними;

– розробити методику розрахунку армованих різними матеріалами елементів з цільної та клеєної деревини, що працюють на згин, стиск зі згином та розтяг зі згином із застосуванням методу скінчених елементів в програмному комплексі ЛІРА САПР.

Об’єкт досліджень – робота та проектування згинальних конструкцій з цільної та клеєної деревини, що працюють на згин та стиск зі згином, із використанням пасивного та попереднього напруженого комбінованого армування.

Предмет дослідження – напружено-деформований стан, жорсткість, надійність, економічність пасивно та попередньо напружених армованих конструкцій з цільної та клеєної деревини.

Методи дослідження: огляд та аналіз експериментальних та теоретичних досліджень на основі існуючих літературних джерел; математичне моделювання роботи армованих попередньо напружених елементів з цільної та клеєної деревини; експериментальні дослідження роботи армованих попередньо напружених елементів з цільної та клеєної деревини в лабораторних умовах, а також обробка та аналіз отриманих експериментальних результатів; проведення верифікації експериментальних та теоретичних даних композиційних конструкцій з деревини; загальні методи емпіричного та теоретичного дослідження – спостереження, порівняння, вимірювання, експеримент, абстрагування, аналіз, синтез, дедукція, індукція та моделювання.

Наукова новизна отриманих результатів. Новизна одержаних результатів полягає в наступному:

вперше:

- розроблено методологічні засади для моделювання та розрахунку елементів з цільної та клеєної деревини, що працюють на згин та стиск зі згином з різними варіантами армування, використовуючи сучасні знання про міцнісні та деформативні властивості армуючих матеріалів та їх сумісну роботу з деревиною, що дає можливість прогнозувати роботу даних елементів на різних ступенях завантаження, визначати несучу здатність даних конструкцій та вдосконалити їх конструювання;

- запропоновано комплекс методик для моделювання та розрахунку елементів з цільної та клеєної деревини, що працюють на згин та стиск зі згином з комбінованим армуванням із врахуванням попереднього напруження матеріалів, що дає можливість прогнозувати процес попереднього напруження та роботу даних елементів на різних етапах, визначити несучу здатність даних конструкцій та надати рекомендації по їх конструюванню;

- запропоновані нові технологічні рішення попереднього напруження комбіновано армованих елементів з цільної та клеєної деревини, що працюють на згин та стиск зі згином після виконання моделювання їх роботи, встановлення етапів попереднього напруження та аналізу отриманих

теоретичних результатів, що дозволило створити процес попереднього напруження елементів з цільної та клеєної деревини, що працюють на згин та стиск зі згином та розширити сферу їх застосування;

- отримані нові експериментальні результати деформування деревини та сталюї арматури, які використовуються в конструюванні армованих елементів з цільної та клеєної деревини, що працюють на згин на основі експериментальних досліджень та апроксимуючих методик, що дає можливість їх врахування в теоретичних дослідженнях у вигляді апроксимуючих функцій;

- при моделюванні дерев'яних елементів з цільної та клеєної деревини отримані нові закономірності розвитку та розподілу дотичних (сколюючих) напружень, що дозволяє врахувати їх при проектуванні;

- отримані нові експериментальні результати випробування елементів з цільної та клеєної деревини, що працюють на згин, з використанням пасивного та попередньо напруженого комбінованого армування, що дозволило встановити вплив попереднього напруження, вдосконалити їх конструювання, збільшити їх економічність та розширити сферу їх застосування;

- виконано попереднє напруження елементів із цільної та клеєної деревини, що працюють на згин з комбінованим армуванням та досліджено їх роботу шляхом використання нових методик попереднього напруження та запропонованих удосконалених експериментальних методик випробування, що дало можливість поглибити знання про процес деформування, зміну напружено-деформованого стану в таких елементах та провести верифікацію запропонованих методик.

удосконалено:

- методичні підходи для визначення напружено-деформованого стану нормальних перерізів елементів із цільної та клеєної деревини, що працюють на згин та стиск зі згином, дотичних напружень та прогинів завдяки використанню запропонованих апроксимованих функцій деформування деревини та функцій “момент-кривина”, що дозволяє прогнозувати роботу елементів, що працюють на згин та стиск зі згином, на різних ступенях їх завантаження.

- науково-прикладний підхід до розрахунку граничних станів за першою та другою групою елементів із цільної та клеєної деревини, що працюють на згин з пасивним та попередньо напруженим комбінованим армуванням шляхом використання комплексу методик, що дало можливість використати даний підхід для рішення інженерних задач при конструюванні та розрахунку елементів, що працюють на згин та стиск зі згином;

- експериментальну методику випробування попередньо напружених елементів із цільної та клеєної деревини, що працюють на згин з комбінованим армуванням, яка враховує особливості армування, етапи попереднього напруження та роботи, що дає змогу зрозуміти і детальніше описати роботу елементу, що працює на згин та провести верифікацію методологічних засад;

- спосіб верифікації методик моделювання роботи армованих конструкцій з цільної та клеєної деревини, шляхом використання діаграм “момент-кривина”, які побудовані на основі експериментальних та теоретичних досліджень, що дозволило верифікувати теоретичні дані не тільки при граничних станах, а й під час виготовлення та роботи елементів із цільної та клеєної деревини, що працюють на згин та стиск зі згином.

Набули подальшого розвитку теоретичні основи, моделювання роботи, розрахунки та конструювання елементів із цільної та клеєної деревини, що працюють на згин та стиск зі згином, шляхом комплексного врахування міцнісних та деформативних властивостей деревини, сталі, композиційних армуючих матеріалів та їх сумісної роботи, що дозволяє покращити методики прогнозування роботи елементів із цільної та клеєної деревини, що працюють на згин та стиск зі згином, збільшити їх несучу здатність, жорсткість та дозволяє розширити сферу їх застосування.

Достовірність отриманих наукових результатів забезпечується:

-результатами експериментальних досліджень, які виконані на сучасному науково-технічному рівні та з дублюванням даних із використанням повірених вимірювальних приладів й апаратури з високим класом точності;

-використанням апарату математичної статистики для обробки експериментальних даних та отримання аналітичних залежностей;

-задовільною збіжністю отриманих експериментальних даних з теоретичними результатами та з результатами інших авторів;

-використанням широко апробованих положень теорії міцності твердого тіла.

Практичне значення отриманих результатів. Розроблені методологічні засади для моделювання та розрахунку комбіновано армованих елементів із цільної та клеєної деревини, що працюють на згин та стиск зі згином дозволяє вдосконалити сучасні норми проектування дерев'яних конструкцій. Запропонований комплекс методик моделювання можна використати, як сучасний інструмент для визначення напружено-деформованого стану дерев'яних комбіновано армованих елементів, тим самим вдосконаливши методику їх розрахунку та проектування. Запропоновані технологічні рішення армування балок із цільної та клеєної деревини з виконанням попереднього напруження дозволяють зменшувати прогини елементів, що працюють на згин та стиск зі згином, розширюючи сферу їх застосування. Отримані числові результати експериментальних досліджень, мають практичну цінність у верифікації сучасних методик.

Основний внесок здобувача. Всі експериментально-теоретичні дослідження, ідеї, а також результати викладені в дисертації автор отримав самостійно. Одноосібно автором було опубліковано статті та тези [176, 180, 181, 182, 186, 187, 189, 192, 194, 196, 198, 199, 201, 218, 219, 222, 223, 224]. Автором у наукових працях у співавторстві було особисто виконано та запропоновано:

- [173, 184, 185, 193, 197, 220, 221, 254, 255, 256] - проведення та аналіз експериментальних досліджень, верифікація даних та формулювання висновків;

- [175] – розробка технологічного процесу створення попереднього напруження в дерев'яній балці з комбінованим армуванням;

- [178, 183, 202, 209, 225, 242, 257, 258] – розробка методичних підходів для розрахунків та проектування конструкцій з деревини, формулювання висновків;

- [188, 191, 195, 200, 221] – аналіз результатів експериментальних досліджень, формулювання висновків;

- [204] – розробка загальної методики експериментальних досліджень, формулювання висновків;

- [259, 260, 261] – створення числових моделей, проведення чисельного дослідження, обробка та аналіз результатів, формулювання висновків.

Апробація результатів дисертації. Основні положення дисертаційної роботи викладені на наступних конференціях та форумах: 1) “Conference proceedings of the Scientific Session on Applied Mechanics X” (Bydgoszcz, Poland, 23 November 2018); 2) 28th conference “Surveying, Civil Engineering, Geoinformation In Sustainable Development”. 2-10 June, 2020. Bydgoszcz, Poland; 3) 2nd International scientific and practical conference — Topical issues of modern science, society and education. September 5-7, 2021. SPC — Sci-conf.com.ua, Kharkiv, Ukraine; 4) 6th WMCAUS 2021. World Multidisciplinary Civil Engineering – Architecture. Urban Planning Symposium. 31 August – 3 September, 2021. Prague (Czech Republic); 5) 10 міжнародній науково-практичній конференції “Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди”. 19-21 жовтня, 2021 р. м. Рівне (НУВГП); 6) 1st Virtual International Conference “In service Damage of Materials: Diagnostics and Prediction”. October 11-13, 2021. Ternopil, Ukraine; 7) VII Міжнародній науково-практичній інтернет-конференції молодих учених та студентів. Інновації у будівництві. 12 травня 2022 р., м. Луцьк (ЛНТУ); 8) V міжнародній науково-технічній конференції «Ефективні технології і конструкції в будівництві та архітектурі села», 16-17 червня 2022 року, м. Дубляни; 9) 7th WMCAUS. World Multidisciplinary Civil Engineering – Architecture – Urban Planning – Symposium, Prague (Czech Republic), 5 – 9 September, 2022; 10) XXIII міжнародному науково-практичному форумі «Теорія і практика розвитку агропромислового комплексу та сільських територій», 4-6

жовтня 2022 року, м. Дубляни; 11) VII Всеукраїнській науково-практичній конференції здобувачів вищої освіти та молодих вчених «Фізика і хімія твердого тіла. Стан, досягнення і перспективи», 21-22 жовтня 2022 р., м. Луцьк (ЛНТУ); 12) 2nd International Symposium on Risk Analysis and Safety of Complex Structures and Components (IRAS 2023), April 2-4, 2023, Belgrade, Serbia; 13) Міжнародна науково-технічна конференція «Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини», 9-10 червня 2023., м. Одеса (ОДАБА); 14) VII International Conference “In-service Damage of Materials: Diagnostics and Prediction (DMDP 2023), October 18-20, 2023. Ternopil, Ukraine; 15) 12th International Scientific Session Applied Mechanics November 15, 2024, Virtual-Online, Bydgoszcz, Poland, 2024); 16) 12th Annual Conference of Society for Structural Integrity and Life (DIVK12) November 17-19, 2024 Belgrade, Serbia; 17) X Міжнародній науково-практичній інтернет-конференції здобувачів вищої освіти та молодих учених, 15 травня 2025 р., м. Луцьк (ЛНТУ); 18) Міжнародній науково-технічній конференції «Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини», 12-14 червня 2025, м. Одеса (ОДАБА); 19) VIII International Conference “In-service Damage of Materials: Diagnostics and Prediction” (DMDP 2025). October 15-17, 2025. Ternopil, Ukraine.

Дисертаційна робота доповідалася та обговорювалася на засіданні міжкафедрального спеціалізованого наукового семінару «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» Одеської державної академії будівництва та архітектури (Протокол №2 від 14.06.2024 р.).

Публікації. Основний зміст викладено в 51 наукових працях, серед яких 10 статей у наукових періодичних виданнях, які включені до міжнародних наукометричних баз Scopus та Web of Science, а також категорії «А»; 26 статті – у фахових виданнях категорії «Б»; 1 патент на корисну модель; 1 стаття в інших виданнях; 13 публікацій, що засвідчують апробацію наукової роботи.

Структура та обсяг роботи. Дисертація складається зі вступу, 6 розділів, загальних висновків, списку використаних джерел (261 найменувань), додатків. Дисертаційна робота викладена на 419 сторінках (загальний обсяг). Серед них –

305 сторінок основного тексту, 19 сторінок таблиць та рисунків (30 таблиць, 195 рисунків), 26 сторінок списку використаних джерел.

Подяка. Висловлюю глибоку подяку науковому консультанту – доктору технічних наук, професору, професору кафедри металевих та дерев'яних конструкцій Михайловському Денису Віталійовичу. Також завдячую завідувачому кафедрою, доктору технічних наук, професору, професору кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд НУВГП Бабичу Євгену Михайловичу за цінні поради та сприянні в проведенні експериментальних досліджень.

РОЗДІЛ 1

ПРАКТИКА ВИКОРИСТАННЯ ДЕРЕВИНИ В КОМПОЗИЦІЯХ З ІНШИМИ МАТЕРІАЛАМИ В НЕСУЧИХ ДЕРЕВ'ЯНИХ ЕЛЕМЕНТАХ, ПЕРЕДУМОВИ І ДОЦІЛЬНІСТЬ ПІДСИЛЕННЯ ЇХ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ТА ЖОРСТКОСТІ

1.1. Використання дерев'яних елементів і конструкцій в будівництві в якості несучих

Зростаючий інтерес до екологічно чистих будівель надихнув до все більшого використання та вдосконалення дерев'яних конструкцій. Дерево є єдиним відновлюваним матеріалом, який використовується, як в будівництві, так і в інших галузях народного господарства. Однак обмеження розмірів цільної деревини можуть створювати обмеження її у використанні в якості конструкцій. Деревина, як матеріал, також має деякі недоліки, наприклад, анізотропію, природні дефекти, крихкість. Проте ж, розроблена технологія клеєного бруса дозволила проектувати композитні конструкції великих розмірів. Матеріали для даної технології можна отримувати від використання невеликих дерев і порід, які швидко ростуть, що дає можливість застосовувати деревину з низькими механічними властивостями.

Використовується клеєний брус або клеєний елемент в Європі з кінця 19 століття (Andre A.) [1]. Елемент з клеєного бруса виготовляється із склеєних між собою дощок (ламінацій) для формування конкретної конструкції з деревини для сприйняття певного навантаження. Шари конструкційного пиломатеріалу з'єднуються за допомогою клею, завдяки чому підвищується міцність і жорсткість [2, 3]. Хоча ці елементи схильні до розшарування через дефекти, які виникають від неякісної підготовки поверхні ламелей (перед колажуванням) або неправильної кількості клею, що використовується для

склеювання ламелей. Цей метод дозволяє виготовляти дерев'яні елементи, в яких розсіяні дефекти і кінцеві продукти мають більш однорідні властивості.

Інтерес у використанні цієї технології полягає у зменшенні кількості матеріалу, впливу умов природного зростання, впливу пороків, мінливості, а ще вирішує питання створення вузлів з'єднання. Крім того, технологія клеєного бруса дає можливість отримувати балки з широким діапазоном розмірів і форм, пропонує практично необмежені можливості створення різних форм і дизайну для конструкції, які можуть широко застосовуватися для несучих конструкцій в громадських будівлях, складах, пішохідних мостах, тощо.

Тому клеєний брус (балка) використовується при будівництві довго пролітних легких конструкцій. Технологія та виробництво дозволяє виготовляти більш довгі елементи, що несуть більші навантаження. Це є перспективним конструкційним матеріалом [4-15].

Отже, елементи клеєного бруса регулярно використовуються в будівництві.

Несуча здатність клеєного бруса залежить від розміру. Ефект розміру на основі матеріалу виникає через природну мінливість властивостей деревини і може бути пояснений за допомогою теорії найслабшої ланки Вейбулла [5]. Розмірний ефект типу Вейбулла привертав велику увагу в дослідницькій спільноті деревини в минулому, оскільки він є домінуючим ефектом розміру, щодо несучої здатності дерев'яних балок. В багатьох роботах розроблено модель для прогнозування локальних властивостей міцності та жорсткості [6-9]. Порівняно з існуючими моделями тут описуються локальні властивості матеріалу відповідно до їх морфологічних характеристик.

В більш складних випадках роботи бруса пропонується використовувати для прогнозування несучої здатності суто емпіричні методи [9]. Хоча на практиці, суто емпіричні методи не є загальними та їх екстраполяція за межі початкової сфери застосування, може призвести до неправильної оцінки і зробити використання методу небезпечним. Крім того, відомо, що методи на основі напружень або деформацій не є корисними в ситуаціях, коли виникають

великі концентрації напружень або деформації, наприклад, поблизу отворів, виїмок або в клеєних з'єднаннях.

В роботі [10] розглядається велика група клеєних з'єднань в дерев'яних конструкціях, які становлять різноманітну групу жорстких з'єднань при клеєнні ламелей. Вони відрізняються різним раптовим руйнуванням, що визначає несучу здатність бруса. У цьому випадку, несуча здатність поздовжнього з'єднання для балки за простих напружень при вигині аналізується за допомогою клеєних двосторонніх з'єднань. Стики з двостороннім з'єднанням були перевірені для порівняння несучої здатності та жорсткості.

Експериментальні дослідження елементів на поперечний згин з клеєної деревини на сучасному етапі розвитку різними дослідниками проводяться на різних породах дерев: сосни європейської [14]; деревини сенгону в поєднанні з кокосовим деревом [15]; бамбуку [16]; сосни Еліота [2]; Новозеланської сосни радіата [17]; сосни червоної Корейської [18] та багато інших.

Ламінування можна отримувати від спилювання невеликих дерев, які швидко ростуть, але ламелі отримують з низькими механічними властивостями [19].

Сировинна деревина може мати природні дефекти в клеєному брусі, що може спричинити понижуючі зміни його механічних властивостей. Наприклад, зниження міцності, крихке руйнування під час розтягування, анізотропія, що обмежує застосування цього матеріалу в будівництві. Розшарування клеєного бруса під час експлуатації зменшує несучу здатність балок, а також їх жорсткість, яка провокує більші деформації прогину. Ця проблема може призводити до непрогнозованого виходу з ладу клеєного бруса та потребує підсилення чи капітального ремонту пошкодженої конструкції. Також часто замовниками ставляться вимоги по обмеженню розмірів балок з деревини по висоті, наприклад, при проектуванні міжповерхових перекриттів будівель і споруд. Такі вимоги створюють проблеми при проектуванні несучих конструкцій, які необхідно вирішувати в кожному варіанті окремо.

1.2. Аналіз та систематизація композицій з деревиною

1.2.1. Міцнісні та деформаційні властивості деревини

Історично склалося, що деревина є найбільш придатний матеріал для використання в будівельних конструкціях, з давніх часів люди навчилися обробляти деревину та використовувати її як будівельний матеріал.

Деревина – матеріал органічного походження складається із тканин клітинної будови. Клітини утворюють скелет деревини і надають їй міцність. Основним структурним елементом клітинної оболонки є мікрофібрили - скопище міцел, які складаються із ниткоподібних макромолекул целюлози. Сплетіння мікрофібрил утворює оболонку клітини. Фібрили розташовуються вздовж стовбура у вигляді спіралі. Живі клітини заповнені вологою. В порожнинах клітин є вільна і гігроскопічна вода. При висиханні частина води випаровується, залишаючи порожнини, що в значній мірі впливає на роботу деревини.

Деревина в цілому має досить складну будову, з якою тісно пов'язані її фізико-механічні властивості. Деревина є анізотропним матеріалом, тобто вона має різні механічні властивості в різних напрямках. Анізотропія пояснюється структурою, будовою та складом матеріалу. Саме структура дерева, а особливо, напрямок волокон, їх макро- та мікро- структура, впливають на міцнісні та деформаційні властивості деревини, що мають враховуватись в конструкцій. Крім того, природна орієнтація волокон суттєво впливає на міцність матеріалу, тому потрібно встановити дві основних орієнтації: вздовж волокон та поперек волокон. В залежності від особливості структури деревини нерівномірність механічних властивостей проявляється все більше у напрямках вздовж волокон та поперек волокон (рис.1.1).

Щоб домогтися необхідної орієнтації волокон в деревині використовують 3 види розпилу колод:

а) поперечний (торцевий) зріз, який виконується поперек волокон, завжди дає малюнок, де видно річні кільця;

б) радіальний, що виконується вздовж волокон деревини, який проходить через центр колоди і є паралельним поперечному розрізу;

в) тангенціальний розріз спрямований по дотичній річних кільцях та також є паралельним поперечному розрізу.

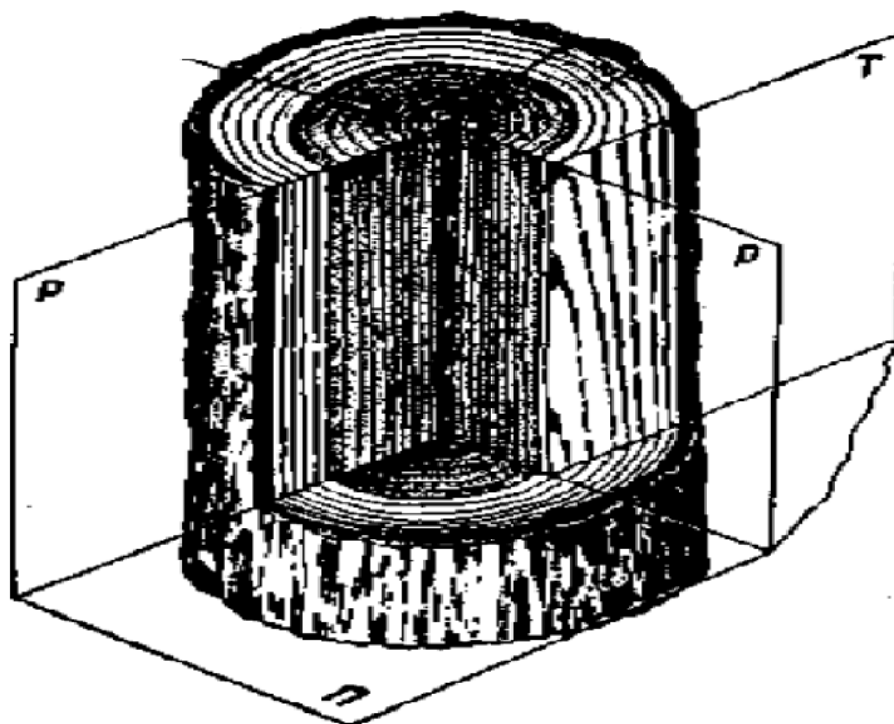


Рис.1.1. Головні розрізи стовбура: П – поперечний та повздовжні Р – радіальний; Т – тангенціальний

Внаслідок анізотропії при дії зовнішніх навантажень механічні властивості за розтягу, стиску, згину та зсуву проявляються по-різному і це необхідно враховувати під час проектування будівельних конструкцій, оскільки, міцність вздовж волокон деревини за розтягу, стиску та зрізу значно більші за міцність поперек волокон. Цією умовою природа диктує використання деревини для згинальних, стиснутих та розтягнутих елементів несучих конструкцій.

Вивченням міцнісних та деформаційних властивостей деревини займалась велика кількість, як вітчизняних, так і зарубіжних вчених [20-53]. До основних робіт можна віднести роботи Демчини Б.Г. [54, 20, 29], Клименка В.З. [56],

Белянкіна [21], Гомона С.С. [58], Фурсова В.В.[59, 61], Михайловського Д.В. [62], Гомона Св.Св.[64] та інших. Науковці детально вивчали різні впливи на деревину, а саме вплив вологості (Фурсов В.В. [59, 61], Гомон Св.Св [64], Torres R.J. [65] та інші [66, 67, 68, 69], температури Gao S. та інші [24], Бехта П.А. [71], Пінчевська О.О. [72]), швидкості завантаження, повзучості, анізотропії та інше. Задачею досліджень вище згаданих вчених стало встановлення найбільш точного опису роботи деревини при різних умовах. Було встановлено, що за осьового розтягу вздовж волокон межа міцності «чистої» (без дефектів) деревини є високою. Для сосни, смереки та ялини за стандартної вологості в 12% вона складає близько 100 МПа [61, 69]. Для цих же порід за стандартної вологості за стиску вздовж волокон межа міцності складає близько 40...50 МПа [69, 64].

Експериментальні дослідження деревини різних порід на початковому етапі розвитку знань про деревину проводилися за м'якого режиму завантаження (за приростом навантажень). Ці дослідження не дають науковцям можливість побудови повних діаграм деформування, а лише обмежених. Прикладом є обмежені діаграми за осьового стиску висхідної вітки [20-24, 27, 73-78].

Експериментальним дослідженням деревини сосни, ялини, модрини, берези, вільхи, ясена, бальзи, бамбуку за жорсткого режиму випробувань присвячені роботи вітчизняних [64, 69] та закордонних дослідників [68, 79, 78]. Вчені побудували повні діаграми деформування матеріалу на висхідній та спадній вітці, а також показали роботу матеріалу в закритичній стадії роботи (рис.1.2).

Автор [64] на повній узагальненій діаграмі виділив ділянку з висхідною віткою (від 0 до точки максимального напруження деревини $f_{c,0,d}$ та критичних деформацій $u_{c,0,d}$) та ділянку зі спадною віткою (від точки максимального напруження $f_{c,0,d}$ та критичних деформацій $u_{c,0,d}$ до моменту руйнування деревини з повними деформаціями $u_{c,fin}$).

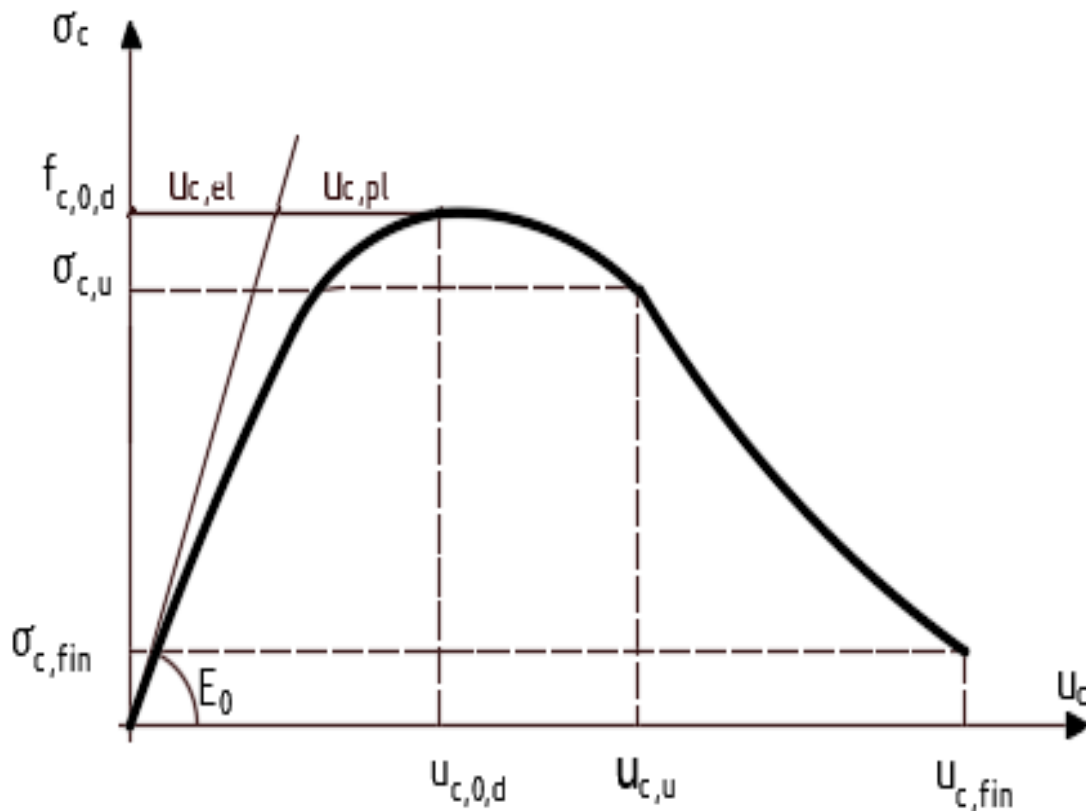


Рис.1.2. Узагальнена повна діаграма деформування деревини «напруження σ_c – деформації u_c » за повздовжнього осьового стиску при жорсткому режимі завантаження [64]

З іншої сторони всю діаграму деформування деревини за дії повздовжнього осьового стиску можливо поділити на три характерні ділянки: одна докритична та дві закритичні. Докритична висхідна ділянка вітки від 0 до точки критичних деформацій $u_{c,0,d}$ складається з пружних $u_{c,el}$ та пластичних деформацій $u_{c,pl}$ і характеризується зростанням сприйняття напружень до граничних значень $f_{c,0,d}$. Друга ділянка – закритична ділянка початку спадної вітки від точки максимального напруження $f_{c,0,d}$, які відповідають критичним відносним деформаціям $u_{c,0,d}$ до точки граничних деформацій $u_{c,u}$ з напруженнями $\sigma_{c,u}$. Ця ділянка спадної вітки характеризується стрімким зменшенням міцності матеріалу. Зростання відносних деформацій деревини на цій ділянці проходить за рахунок зростання пластичної складової деформацій

$u_{c,pl}$. Третя ділянка – ділянка від точки граничних деформацій $u_{c,u}$ до руйнування, що характеризується деформуванням матеріалу за менш стрімкого, ніж на другій ділянці, зменшення міцності деревини і деформування може досягати великих величин. Приріст відносних деформацій деревини на цій ділянці проходить також лише за рахунок зростання пластичної складової деформацій $u_{c,pl}$.

У зв'язку зі зменшенням запасів цільної робочої деревини виробництво клеєної деревини є одним з найбільш ефективних способів для використання у будівельних виробках. Клеєна деревина - це не новий продукт, бо вперше її було використано на початку далеких 1890-х років в Німеччині. Хоча почали застосовувати клеєну деревину лише через десять років, коли в 1901 році німецький винахідник Otto Hetzer отримав патент на дощатоклеєну балку [80].

Результати експериментальних досліджень, які наведені в роботі [64] показують, що міцність клеєної деревини дещо більша міцності суцільної деревини однієї тієї ж породи. Характер деформування клеєної деревини та форма діаграм деформування за осьового стиску вздовж волокон ідентичний діаграмам деформування цільної деревини при короткочасному завантаженні за жорсткого режиму роботи.

1.2.2. Міцнісні та деформаційні властивості матеріалів, які входять до складу композиції з деревиною

1.2.2.1. Сталева арматура

Для поздовжнього армування дослідних балок з клеєної та цільної деревини використовували та використовують арматуру класу A240C, A400C, A500C (за сертифікатами) діаметрами 10 ... 32 мм. Механічні характеристики арматури визначають дослідним шляхом за стандартними методиками.

Модуль пружності арматури визначають за стандартизованою формулою

$$E_s = \frac{(N_{0,35} - N_{0,10})l_0}{F_0 \Delta l}, \quad (1.1)$$

де $N_{0,35}$ і $N_{0,10}$ – зусилля в стержні, відповідно рівні $N_{0,35} = 0,35 N_u$,
 $N_{0,10} = 0,10 N_u$;

N_u - руйнівне зусилля;

$\Delta l = \Delta l_{0,35} - \Delta l_{0,10}$ - подовження зразка в інтервалі зусилля від $N_{0,10}$ до $N_{0,35}$;

$l_0 = 200$ мм – база вимірювання подовження;

F_0 - площа поперечного перерізу стержнів.

Механічні характеристики арматури за одноразового розтягування визначають шляхом випробовувань трьох дослідних стержнів-близнюків, відокремлених із різних стержнів однієї партії арматури, на гідравлічному пресі, під час яких тензометрами вимірювали деформації та самописцем записувались діаграми деформування (рис. 1.3).

На даний час проєктанти для армування елементів з клеєної деревини використовують сталеву рифлену арматуру з площадкою текучості (рис. 1.3). Така арматура в порівнянні з гладкою арматурою має хорошу поверхню зчеплення з клеєм, що забезпечує більш високу міцність та надійність клейового з'єднання арматури з деревиною.

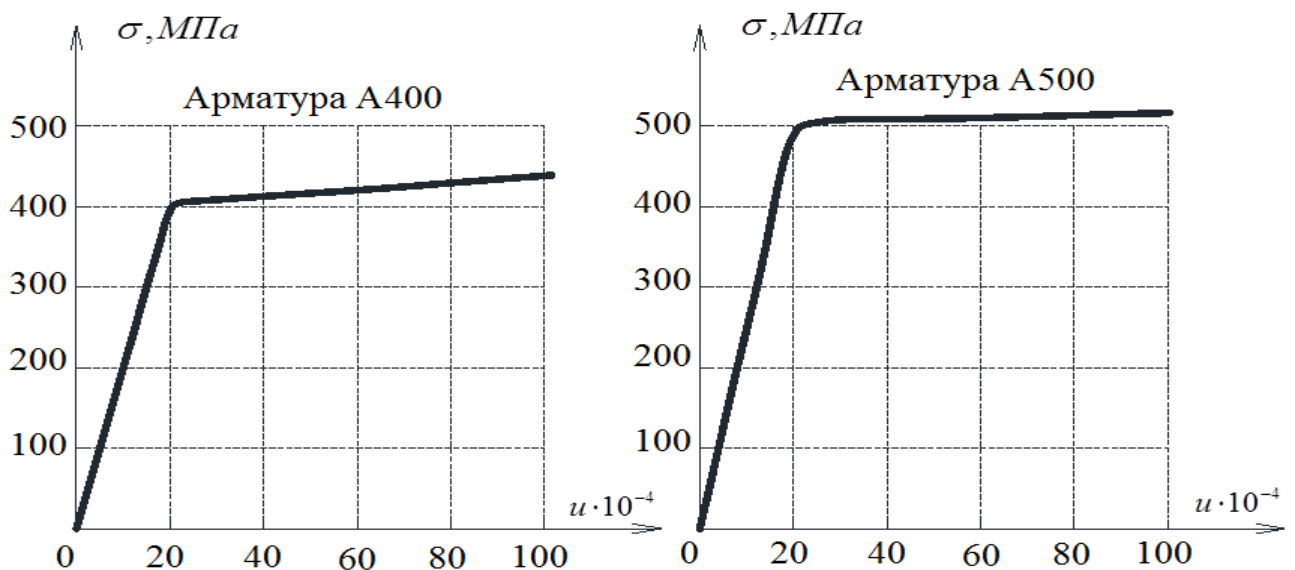


Рис. 1.3. Узагальнені діаграми деформування арматури А-400, А500

Міцність арматури впливає на несучу здатність армованого елемента з деревини, тому її необхідно враховувати при проектуванні. J.H. Negrão [22] розглядає армовані дерев'яні конструкції, як комплексні конструкції, тому пропонує вибирати арматуру з врахуванням її властивостей. В цій роботі зроблено висновок, що “у всіх випадках за сумісної роботи арматури з деревиною міцність мало вуглецевих арматур буде використана, тобто напруження в арматурі досягнуть межі текучості швидше, ніж буде вичерпана міцність деревини”. В роботі розглядається сумісна робота арматури класу A240C та A400C з деревиною сосни. Тому армування дерев'яних конструкцій раціонально проводити з використанням сталей, міцнісні та пружні властивості яких найбільш повно відповідають властивостям деревини, що використовуються в конструкціях.

1.2.2.2. Композитна арматура

Одною з альтернатив для металевої арматури є композитна арматура, яка має деякі переваги. До неметалевої (композитної) арматури дослідники проявили зацікавленість у середині ХХ століття в зв'язку з певними умовами. Така арматура була необхідна для армування бетонних конструкцій з високим рівнем відповідальності, що експлуатуються у сильно агресивних середовищах. Також виникала необхідність в конструкціях з антимагнітними та певними діелектричними властивостями в окремих спорудах. Особливо ефективним є використання такої арматури при бетонуванні конструкцій в зимовий період [95]. Вирішення цієї проблеми стало можливим завдяки прискореному розвитку хімічної промисловості. Перший патент на виготовлення композитної арматури був пред'явлений в США в 1951 році. В багатьох технічно розвинутих країнах, таких як США, Японія, Німеччина та інших, було розпочато відповідні наукові дослідження. Ця арматура, ще не набула широкого використання й донині, проте вже застосовується для армування бетонних масивних конструкцій в

промислового та цивільного будівництва. Технологія виготовлення таких елементів, не є дуже затратною та складною, проте присутня необхідність в високому технологічному рівні виробництва. Композитна арматура виготовляється шляхом протяжки безперервних тонких волокон через зв'язуючий матеріал. Звідси і слідує назва «композит» - присутність в'язучого та волокон. Волокна в даному композиті виконують роль армування, а в'язуче виконує роль у формуванні перерізу. У зв'язку з присутністю направленості в композитній арматурі волокон, цей композитний матеріал містить анізотропію.

Композитна неметалева арматура - це жмуток тонких волокон діаметром 14...16 мкм, змащених в'язучою термореактивною смолою (пластиком). Композитну арматуру виробляють двома методами: 1-й методом пултрузії – протяжкою змащених в'язучим волокон через формоутворюючу філь'єру; 2-й - методом нідлтрзії – такою ж протяжкою але без використання фільєр.

В якості несучої основи високоміцної неметалевої арматури спочатку було прийнято лужностійке скляне волокно діаметром 10-15 мкм, пучок якого об'єднувався в монолітний стержень за допомогою синтетичних смол: епоксидної, епоксифенольної, поліефірної та ін.

У Харкові було розроблено безперервну технологію виготовлення такої арматури діаметром 6 мм із лугостійкого скловолокна малоцирконієвого складу марки ШЦ-15 ЖТ і вивчено її фізико-механічні властивості.

Композитна арматура існує чотирьох видів: склопластикова арматура (GFRP - Glass Fiber-Reinforced Polymers) (з скляними волокнами); вуглепластикові арматура (CFRP - Carbon Fiber-Reinforced Polymers) (з вуглецевими волокнами); базальтопластикова (BFRP - Basalt Fiber-Reinforced Polymers) (з базальтовими волокнами); органопластикова AFRP (з артемідними волокнами); органопластикова NFRP (з натуральними тканинами). Найпоширенішими з них в будівництві є вуглецева, базальтова та склопластикова.

До переваг такої арматури в порівнянні зі сталевую є:

- надійність, висока міцність;

- збільшує термін служби конструкцій;
- стійка до температурних перепадів;
- не піддається впливу агресивного середовища (не ржавіє, не втрачає свої механічні властивості з часом);
- вага пластикової арматури в рази менше металевої, що полегшує перевезення (для порівняння, 1 погонний метр, діаметром 10 мм склопластикової арматури важить 0,07 кг, тоді як аналогічна металева буде важити 0,62 кг);
- при монтажі не потрібно докладати зусиль і залучати додаткову робочу силу і спеціальний інструмент;
- не створює магнітних полів, радіопрозора (не впливає на радіохвилі), довговічна та має малу теплопровідність;
- не є токсичною, можна використовувати у конструкціях, що експлуатуються всередині приміщення;
- дешевша металевої;
- композитна арматура - це легкий, надійний і міцний будівельний матеріал, який можна легко використовувати у будівництві;
- може виготовлятися будь-якої довжини безпосередньо під проект, що виключає велику кількість залишків матеріалу.

Форму пластикової арматури виготовляють з ребристою поверхнею, зовнішнім діаметром від 4 до 20 мм. Ребриста поверхня виконана за допомогою нитки, обмотаною навколо арматури спіраллю.

Дослідження базальтової арматури BFRP. Базальтова арматура BFRP, як армуючий матеріал, почала застосовуватися ще з 60-х років 20-го століття. Вивчалось в основному армування бетонних конструкцій. Результати досліджень композитної арматури описані в багатьох роботах вітчизняних та зарубіжних науковців [82- 99].

В роботі О.Я. Гримчака [87] представлені експериментальні дослідження базальтової арматури діаметром 4, 6, 8, 10, 12 мм та отримані міцнісні та деформаційні характеристики, які наведені в табл. 1.1, а сам характер

деформування стержнів різних діаметрів показано за одноразового короткочасного навантаження на рис. 1.4. З рисунку 1.4 видно, що деформування базальтової арматури відбувається практично за прямо пропорційною залежністю від початку завантаження і до повного руйнування, тобто на всьому протязі деформування арматура працює пружно.

Таблиця 1.1

Усереднені значення фізико-механічних характеристик зразків базальтопластикової арматури різних діаметрів

Ø зр.	d , мм	l_0 , мм	Δl , мм	F_{max} , кН	σ_s , МПа	E_H , МПа	Δ , %
4	4,06	139	3,05	14,28	1100	47905	2,18
6	6,18	140	3,05	33,20	1105	48932	2,13
8	8,26	141	3,00	60,25	1124	44755	2,12
10	10,40	140	2,95	90,73	1068	46125	2,10
12	12,48	140	2,60	122,16	998	45378	1,88

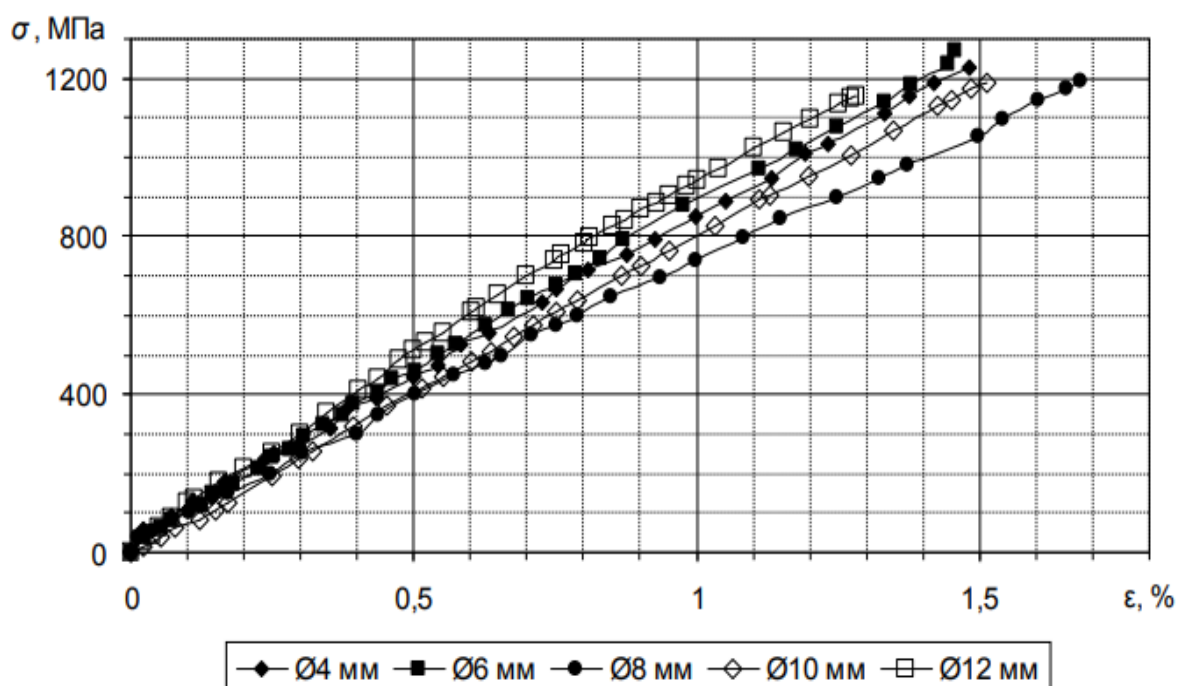


Рис. 1.4. Залежність напруження - відносні деформації базальтопластикової арматури

Склопластикова композитна арматура GFRP. Склопластикова композитна арматура GFRP стійка до дії зовнішнього агресивного середовища.

Склопластиковій композитній арматурі GFRP не страшні сіл, луг, ні вода [71, 83, 101, 102]. Тому в багатьох сферах діяльності людини застосування склопластикової арматури, так само, як базальтової та вуглецевої, має більше переваг перед металевою арматурою хоча має малий модуль пружності в порівнянні з сталевією арматурою.

Вченими було виявлено можливість отримання склопластикової арматури з наступними показниками: тимчасовий опір розриву - до 1500 МПа; початковий модуль пружності – 50 000 МПа; щільність -1,8-2 т/м³ при вмісті скловолокна 80% (за масою); робоча діаграма при розтягуванні - прямолінійна аж до розриву (граничні деформації на цей момент досягають 2,5-3 %); довготривала міцність арматури в нормальних температурно-вологіх умовах експлуатації — 65 % від тимчасового опору; коефіцієнт лінійного розширення - $5,5-6,5 \times 10^{-6}$. Порівняння усереднених діаграм деформування різних матеріалів за осьового розтягу приведено на рисунку 1.5.

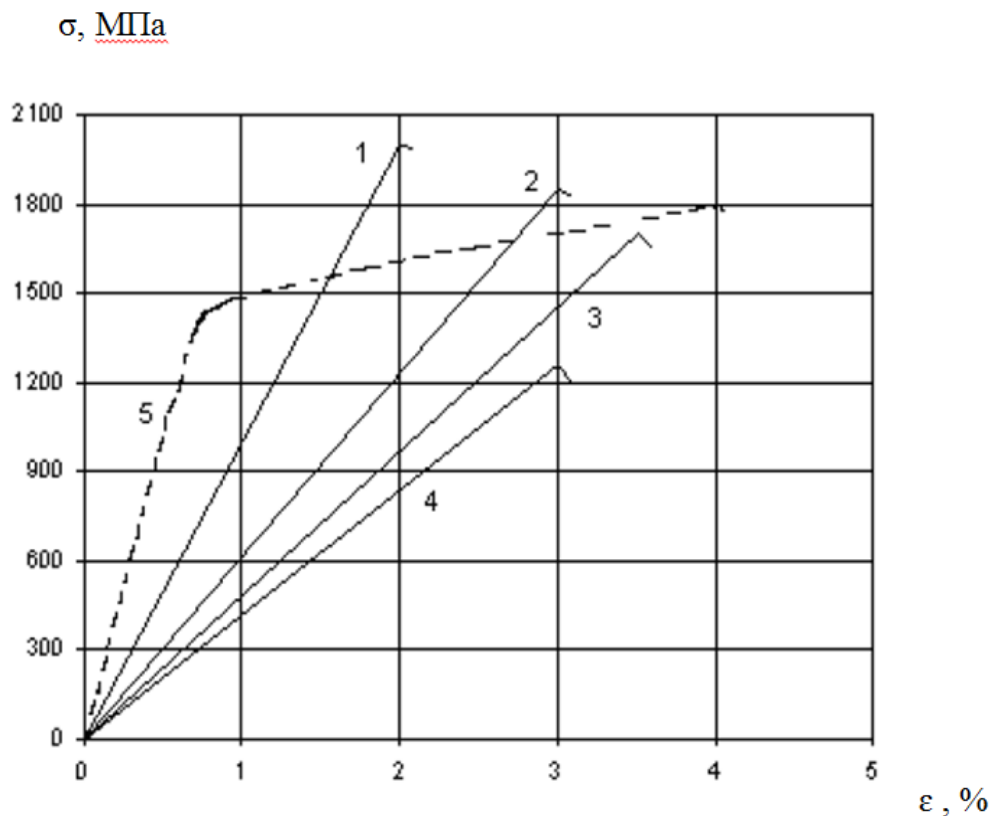


Рис. 1.5. Усереднені діаграми деформування арматури за осьового розтягу: 1 - вуглепластикова, 2 - арамідопластикова, 3 - базальтопластикова, 4 - склопластикова, 5 - семидіметровий сталевий канат діаметром 15мм.

Як видно з рис. 1.5 із композитних арматур склопластикова арматура GFRP має найменший модуль пружності та найменшу міцність, а найбільшу міцність і найвищий модуль пружності - вуглецева CFRP. Інші композитні пластикові арматури мають значення модуля пружності між значеннями склопластикової та вуглецевої арматури.

Як вже описувалось раніше, періодичний профіль поперечного перерізу формується шляхом спіральної обмотки стержня із вдавлюванням джгута у тіло стержня або без вдавлювання джгута. Форма таких арматурних стержнів зображена на рис. 1.6.



Рис. 1.6. Види періодичного профілю рифленої неметалевої композитної арматури: а - спіральна намотка із вдавлюванням джгута в тіло стержня; б – поверхнева спіральна намотка без вдавлювання джгута в тіло стержня

Вуглецева композитна арматура CFRP. Найбільше досліджень вуглецевої композитної арматури CFRP проведено за кордоном для армування конструкцій з деревини вуглепластиковою арматурою [103-127].

Автори цих робіт провели найрізноманітніші дослідження дерев'яних брусів із використанням стержнів, стрічок, полотен, пластин та сіток із вуглецевого волокна в якості армуючого матеріалу.

В роботі А.К. Kaw [128] наведено типовий спосіб обробки графіто-вуглецевого композиту. За цим методом, виготовлення графіт-вуглецевих композитів називається карбонізацією за низького тиску. Графітове полотно просочують смолою (фенольною смолою з фурфуріловим спиртом) і вкладають шарами. Його закладають у форму, висушують і обрізають. Після

цього піролізуєть, перетворюючи фенольну смолу в графіт. Технологічний процес зганяє смолу і будь-які леткі речовини. Процедуру повторюють три-чотири рази до рівня зниження пористості до прийнятного рівня. Графіт-вуглецеві композити були першими розробленими композитами та були застосовані для космічного човна де температура могла досягати 1700°C. Графіто-вуглецевий композит має високу теплопровідність та запобігає розтріскуванню поверхні і має висока стійкість до теплового удару та до низьких температур у просторі від -150°C до 1700°C. В подальшому даний композит почали використовувати в гальмах для літаків, механічних кріпленнях які використовуються при високих температурах. Вуглецеві волокна в композитній арматурі згодом стали застосовуватися для армування бетонних, дерев'яних елементів та конструкцій та їх підсилення.

Композитна арматура на основі арамідних волокон. Арамідне волокно - це органічна сполука, що складається з вуглецю, водню, кисню та азоту. Переваги композитної арматури на основі арамідних волокон – низька щільність, висока міцність на розрив стискаючі властивості та деградація під впливом сонячного світла. Типи арматури на основі арамідних волокон: є два основних типи арамідних волокон – це кевлар 29®* і кевлар 49®†. Обидва типи кевларових волокон мають схожу специфічну міцність, але кевлар 49 має більш високу жорсткість. Кевлар 29 в основному використовується в куленепробивних жилетах, мотузках та тросах. Також широке високопродуктивне застосування в авіаційній промисловості знаходить кевлар 49.

Арамідне волокно виробляють шляхом виготовлення фірмового розчину полімеру та сильної кислоти, такі як сірчана кислота. Тоді розчин екструдують у гарячих циліндрах при 200°C, промивають і сушать на котушках. Потім волокно розтягується і витягується, щоб збільшити його міцність і жорсткість. Композитна арматура на основі арамідних та натуральних волокон практично не використовується для армування дерев'яних цільних та клеєних брусів, в зв'язку з її високою вартістю.

Типові механічні властивості волокон, що використовуються в полімерних матричних композитах за даними [128] приведено в табл. 1.2.

Таблиця 1.2

Типові механічні властивості волокон, що використовуються в полімерних матричних композитах

Властивості	Одиниці	Графіт	Арамід	Скло	Сталь	Алюміній
Питома вага	-	1.8	1.4	2.5	7.85	2.6
Модуль пружності	ГПа	230	124	85	206, 8	68,95
Максимальна міцність на розрив	МПа	2067	1379	1550	648.1	275.8

1.3. Доцільність підсилення дерев'яних елементів, які піддаються згину

1.3.1. Теоретичні передумови підсилення згинальних дерев'яних елементів

Одним з способів збільшення надійності дерев'яних конструкцій та елементів з цільної чи клеєної деревини, які працюють на розтяг, згин та на стиск є їх армування. Ще з 16-го століття дуже часто в простому побуті виконувалось підсилення дерев'яних бочок, елементів возів металевими деталями.

Вивчення ж цього питання почалося ще в 19-му столітті, були запропоновані методи підкріплення елементів дерев'яних конструкцій металевими. Так для використання сумісної роботи деревини та металу в 1921 р. американським авіаконструктором А. Клайтіла було запропоноване запресовування в деревину сталюого дроту для більшої надійності деталей літаків. Проте вперше армування будівельних конструкцій було запропоновано в Німеччині А. Фішером в 1926 році. Автор запропонував армувати сталюим

дротом балки та колони з суцільних брусків, при цьому дріт вставлявся в спеціальні пази в дерево конструкції. Перші армовані конструкції початку 20-го століття були не досить вдалимими, це було пов'язано з використанням при армуванні податливих з'єднань таких, як цвяхи, нагелі, зубчаті з'єднання. Такі з'єднання в ті часи не мали достатньої жорсткості і не могли забезпечити достатню сумісність роботи дерева з арматурою. Проте вже у 50-х роках 20-го століття з розвитком хімічної промисловості було розроблено випуск ефективних композитних та синтетичних клеїв, які могли забезпечити міцне та довговічне з'єднання арматури з деревиною. Саме цей винахід дозволив забезпечити сумісну роботу деревини з іншими матеріалами, і надав змогу до створення армованих дерев'яних елементів та конструкцій. Починаючи з цього періоду почалося широке вивчення роботи спочатку пасивно армованих дерев'яних елементів, а згодом і елементів з попереднім напруженням.

1.3.2. Техніка армування дерев'яних конструкцій

Сталеві та алюмінієві стержні або полоси були традиційними методами зміцнення (підвищення несучої здатності та жорсткості) згинальних дерев'яних конструкцій. При армуванні конструкційних елементів з цільної та клеєної деревини вклеювання арматурних стержнів проводять із зовнішнім влаштуванням систем армування (рис. 1.7). В інших випадках можуть застосовуватися армування з внутрішнім влаштуванням (рис. 1.8).

Армування елементів з клеєної деревини проводять найчастіше з внутрішнім розташуванням арматури в тілі елемента, що дає підвищений захист арматури, особливо металевої, від впливу зовнішнього хімічно агресивного середовища (рис. 1.9) та забезпечує більшу площу щеплення між арматурою та деревиною, що підвищує рівень сумісної роботи різних матеріалів.

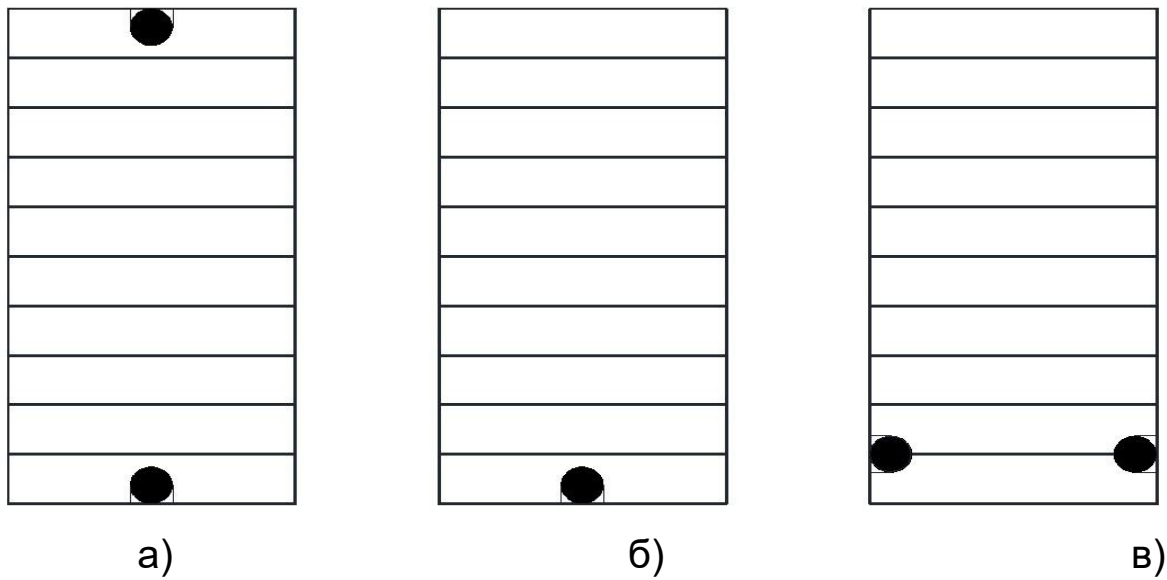


Рис. 1.7. Види зовнішнього армування: а) подвійне симетричне; б) одинарне, в) одинарне симетричне

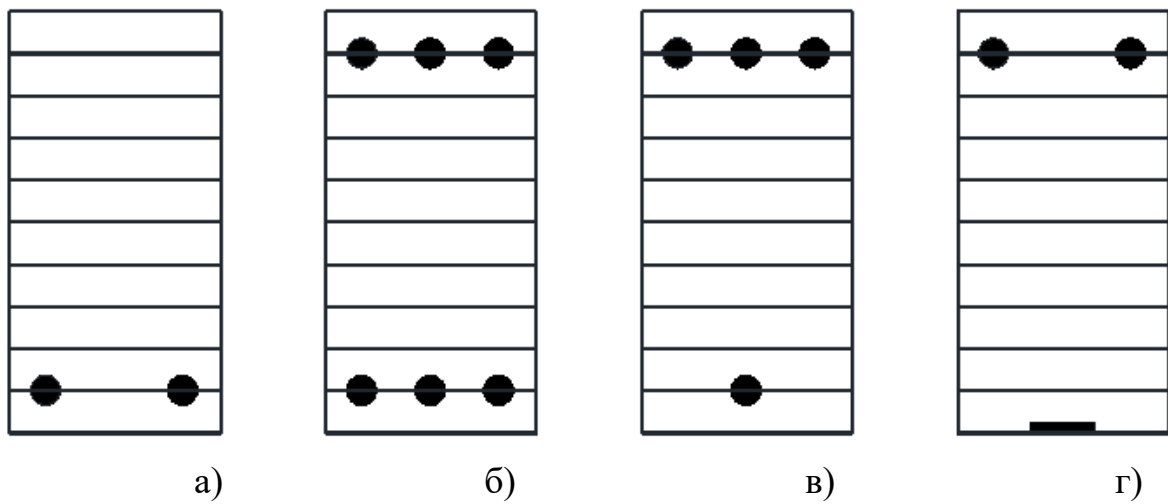


Рис. 1.8. Види внутрішнього армування: а) одинарне; б) подвійне симетричне; в) подвійне несиметричне; г) подвійне комбіноване

В таких конструкціях клейове з'єднання сталь-деревина захищається від зовнішніх впливів захисним шаром, виконаним із деревини або фанери і цей конструктивний захід підвищує вогнестійкість елементів.

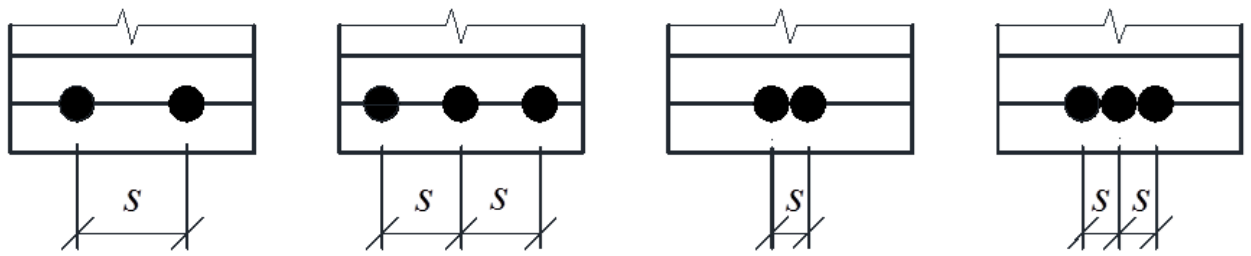


Рис. 1.9. Розміщення арматурних стержнів в поперечному перерізі елемента з деревини: а), б) звичайне з $S > d$; в), г) групове з $S=d$

Армування брусів з цільної та клеєної деревини смужками, стрічкою, полотном з неорганічних (скло, базальт, вуглець) та органічних (льон, бамбук, конопля) волокон може стати альтернативою і заміною старих способів армування. На рис.1.10 показано розміщення стрічок з композиту в поперечному перерізі елемента з деревини при армуванні. Для влаштування композитної стрічкової арматури, яке показано на рис. 1.10а непотрібно практично ніякої додаткової підготовки поверхні. Поверхнєве розміщення стрічки є значною перевагою по відношенню до інших відомих видів влаштування арматури в перерізі дерев'яного елемента. Крім того, такий спосіб дає можливість підсилювати несучі конструктивні елементи з різних матеріалів в період експлуатації.

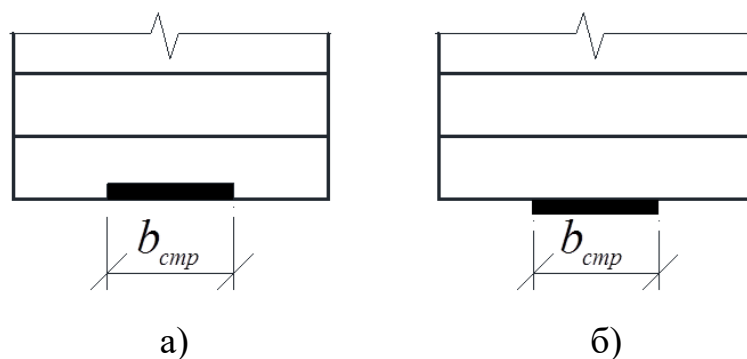


Рис. 1.10. Розміщення стрічок композиту в поперечному перерізі елемента з деревини для зміцнення елемента: а) в пазах; б) поверхнєве

1.3.3. Збільшення несучої здатності та підвищення жорсткості згинальних дерев'яних елементів

Виходячи з аналітичних результатів, здатність деревини до спротиву вигину може бути покращена, на думку багатьох дослідників [17-19, 57, 65, 86, 87], шляхом додавання підсилення в зону розтягування елемента.

Розвиток армованих дерев'яних конструкцій йде у двох напрямках: з використанням пасивної (ненапруженої) та попередньо напруженої арматури. Перший спосіб армування знаходить ширше застосування, тому що дає певний позитивний ефект за відносно невеликих трудовитрат та капіталовкладень у спеціальне технологічне обладнання.

У конструкціях із попередньо напруженою арматурою деформативність конструкцій знижується до двох разів у порівнянні з конструкціями з пасивним армуванням, а міцність конструкцій з попередньо напруженою арматурою виявляється або ж однаковою або ж меншою, ніж у звичайних армованих конструкцій з таким же відсотком армування та розташуванням стержнів арматури. Попереднє напруження арматури створює [81] додаткові зсувні зусилля в деревині, які разом із напруженнями, що виникають від дій зовнішніх навантажень, призводять до передчасного досягнення граничних значень зсувних зусиль у деревині в при опорній зоні, а надалі і до руйнування від впливу поперечних сил. Таким чином, при використанні конструкцій із попередньо напруженою арматурою необхідно проводити додаткові заходи з метою сприйняття напружень в при опорних ділянках конструкцій, що призводить до ускладнення технології виготовлення на даному етапі технологічного розвитку порівняно з конструкціями, армованими звичайним способом.

Армування конструкційних виробів з деревини з пасивним влаштуванням арматури проводиться більше 50 останніх років. На ранніх стадіях дослідження зосереджено головним чином на використанні металу: арматури, сталевих

прутів, попередньо напружених багатожильних канатів та склеєних сталевих й алюмінієвих пластин.

Перші з'єднання деревини та арматури виконувались за допомогою механічних способів. Однак механічні способи дозволяють більш менш ефективно армувати розтягнуту зону конструкцій, в той час, як розрахунки показують найбільшу ефективність за подвійного армування. Конструкції, в яких арматура з деревиною з'єднувалися механічним способом, не знайшли широкого використання на практиці. Причиною стало те, що при значній витраті арматурної сталі через податливість з'єднання несуча здатність і жорсткість конструкції підвищувалися недостатньо.

Відкриття та освоєння промисловістю країн випуску різних видів ефективних синтетичних клеїв, здатних забезпечити міцне та довговічне поєднання різнорідних матеріалів, дозволили створити клеєні армовані дерев'яні конструкції.

Технологічний процес виготовлення пасивно армованих сталевими арматурними стержнями дерев'яних брусів (балок) досить простий. Спочатку вибираються повздовжні пази на фрезерувальному станку, де буде влаштовуватись арматура. Згодом заповнюють пази підготовленим розчином з клею і вкладають в них армуючі елементи (сталеві профілі, канати, пластини). По технології роблять витримку для повного твердіння клею. При варіанті внутрішнього армування до балки приклеюють крайню ламель або дошку.

Дослідниками було зроблено багато спроб в усуненні недоліків дерев'яних згинальних елементів (низька жорсткість, крихке руйнування та низька міцність на зсув) шляхом використання деревини зі сталлю або фібро пластиком [130, 131].

У роботі [18] розглядається серія експериментальних випробувань на поперечний згин з прикладанням сил в чотирьох точках. Були досліджені неармовані клеєні ламіновані балки та пасивно армовані. Армування проводилось сталевими прутами у співвідношенні поперечного перерізу між

сталлю та деревиною 0,82%. Підсилення в зоні розтягування елемента дало незначний зріст несучої здатності до 10% та жорсткості даного елемента до 7%.

Підсилення дерев'яних балок з цільної деревини сталевими прутами, введеними в розтягнуту зону проводив J. Jasińko [67] і отримав зменшення прогину на 60% у порівнянні з прогином неармованих балок, при застосуванні армування в 3%.

P. Alam та інші [70] підсилювали дерев'яні балки різними типами стержнів, а саме сталлю, CFRP і GFRP. Вони виявили, що сталева арматура найбільше впливала на жорсткість балки, при цьому підсилення проводилось в розтягнутій зоні елемента.

В роботі [35] наведені результати експериментальних випробувань балок зі сталевими пластинами, наклеєними на поверхню та у виїмки в різних місцях. Автори виявили, що найефективнішим способом збільшення жорсткості є приклеювання сталевих пластин до бічних поверхонь. При цьому, жорсткість зростає на 50%. Найменший приріст був отриманий, коли на нижню поверхню наклеювали сталеву пластину. Найбільше збільшення несучої здатності спостерігалось у балок із вклеєними в поперечний переріз сталевими пластинами.

Дослідженням пасивно армованих метало-дерев'яних згинальних елементів у Технологічному університеті Чалмеса займалися O. Garzon Barragán та J. Jacob [132], які для вибору оптимальних параметрів армування клеєних балок визначили такі характеристики: відношення несучої армованої здатності балки до неармованих тих самих розмірів; співвідношення прогинів і маси балок при однаковій несучій здатності, й так само напружень в арматурі на різних стадіях роботи. Авторами було зроблено висновок, що приріст несучої здатності балок з одиночним пасивним армуванням розтягнутої зони є незначний при будь-яких відсотках армування.

З появою в 60-х роках двадцятого сторіччя композитних полімерних склопластикових (GFRP), вуглепластикових (CFRP) та базальтопластикових (BFRP) арматур, стрічок та полотен почалося інтенсивне дослідження на

доцільність їх використання для пасивного та попередньо напруженого армування елементів з цільної та клеєної деревини.

Дослідження, проведені Gómez та іншими [79] полягали у зміцненні дерев'яних балок металевими та FRP листами (базальтовими, скляними та вуглецевими). До низу або до бортів балки кріпили один і два шари арматури. Науковці встановили, що композити з меншим модулем пружності (BFRP і GFRP) дають кращі результати щодо збільшення несучої здатності по відношенню до непідсилених балок. З іншого боку, підсилення CFRP арматурою викликало невелике збільшення несучої здатності, проте велике збільшення жорсткості. Було встановлено, що приклеювання листів з боків поперечного перерізу є найбільш вигідним. Крім того, приклеювання двох шарів композиту на низ балок збільшувало несучу здатність порівняно з одним шаром.

В.Ф. Donadon та інші в роботі [2] навели результати експериментальних досліджень на поперечний згин клеєно-ламінованих балок, виготовлених із низькосортної деревини сосни Еліота, пасивно армованої полімерами з волокнами Vectram. Отримані результати по даній роботі, показують, що застосування Vectram-FRP в якості арматури в балках з клеєної деревини збільшило жорсткість в пружному режимі на 19,5-35% і несучу здатність на 7-40%. Застосування волокон Vectram, як структурної арматури, змінило режим руйнування з крихкого в розтягнутій зоні до пластичного в стиснутій зоні.

За результатами проведених експериментальних досліджень Б.Г. Демчиною та М.І Сурмаєм [133] встановлено, що приріст несучої здатності в балках армованих склопластиковою та базальтопластиковою арматурою у кількості двох стержнів діаметром 20мм становив в середньому 12% та 15% відповідно у порівнянні з дощатоклеєними балками такого ж перерізу без армування.

Підвищення несучої здатності балок з клеєної деревини композитами з боку розтягнутої зони набуло широкої популярності. Для цього використовувалися смуги та листи композитів з волокнами GFRP, CFRP та

BFRP. Смуги використовувалися для підсилення балок при експлуатації, так і на етапі виробництва. Композити розміщувалися між нижніми ламелями або в нижній частині згинальних елементів. Вплив композитних брусків на основі деревини аналізував G. M. Raftery [71, 72], тоді як вплив композитних листів аналізувались в роботах: J. Brol [72], G. M. Raftery, A. M. Harte [134], G. M. Raftery, P. D. Rodd [135], A. Vahedian [136], B.F. Donadon [137], Roberto L. A. [129].

У дослідженні Righetti L. [138] описано вплив армування дерев'яних балок з тріщинами (поперечним перерізом $96 \times 96 \text{ мм}^2$ і довжиною 2000 мм) вуглецевими CFRP та базальтовими стержнями (BFRP). Підсилені дерев'яні балки зі вставками CFRP (полімерів, армованих вуглецевим волокном) дозволили збільшити несучу здатність за роботи на згин на 29,4%. Крім того, діагональне розташування BFRP брусків в дерев'яних балках призвело до збільшення несучої здатності на згин на 18,8% порівняно з неармованими еталонними балками. Дані результати можна порівняти з результатами Yeboah et al. [139], які отримали підвищення несучої здатності за рахунок застосування базальтової арматури BFRP в клеєних брусах, та в цій роботі обговорювалися інші переваги використання арматури BFRP в дерев'яних конструкціях. Крім того, E. McConnell та ін. [140] у своїх дослідженнях з підсилення дерев'яних балок з використанням у розтягнутій зоні базальтові волокна BFRP відзначили підвищену несучу здатність і жорсткість на 28% і 8,7% відповідно.

Розробка, дослідження та впровадження пасивного подвійного армування металевою арматурою і металевим профілем дерев'яних конструкцій за кордоном почалася з 70-х років 20 сторіччя [141-155] та триває по сьогоднішній день.

Великі об'ємні експериментально-теоретичні роботи по вивченню напружено-деформованого стану армованих дерев'яних конструкцій провів В.Ю Щуко [146]. Після чого автор запропонував розрахунок армованих дерев'яних конструкцій вести по приведеним геометричним характеристикам перерізу. Тут враховувалася сумісність роботи клеєного з'єднання деревина-

сталь на всіх трьох стадіях роботи конструкції, як на пружній, пружно-пластичній так і на стадії руйнування.

В розрахунках використовувалися приведені до деревини геометричні характеристики поперечного перерізу

$$I_{np} = \frac{bh^3}{12}(1 + 3n\mu), \quad (1.1)$$

де I_{np} - момент інерції симетрично армованого прямокутного перерізу відносно нейтральної лінії, яка проходить через центр ваги цього перерізу;

b - ширина розрахункового поперечного перерізу; h - висота поперечного перерізу; $n = \frac{E_s}{E_d}$ - коефіцієнт приведення модулів пружності арматури до

деревини; $\mu = \frac{A_s}{bh_0}$ - коефіцієнт армування.

Порівняння експериментальних значень з теоретичними показали завищення несучої здатності тобто руйнівного моменту обчисленого теоретично. Було також встановлено, що довгі балки з відношенням з відносною висотою 1/17 і вище руйнуються за рахунок розриву найбільш напружених волокон розтягнутої зони нормального поперечного перерізу, а нижче – за рахунок сколювання деревини в при опорних ділянках. Для підвищення несучої здатності було запропоновано нове раціональне розміщення арматури. Розтягнуту арматуру пропонувалося автором розміщувати в при опорних ділянках по траєкторії головних деформацій розтягу. Цим забезпечується міцність балки в при опорних ділянок на зсувні зусилля.

Несуча здатність балок з таким раціональним розміщенням арматури збільшувалась на 10-15% в порівнянні з традиційним армуванням з однаковим поперечним перерізом армування. Правда технологічно виконати таке армування досить важко.

Проведені експериментальні дослідження армованих дерев'яних конструкцій за згину та стиску зі згином за тривалої дії навантажень близьких

до експлуатаційних, проведені Рощиною С. І. [147], дозволили встановити вплив відносної висоти поперечного перерізу та коефіцієнта армування на деформативність. Встановлено, що деформативність армованих дерев'яних конструкцій менша на 12-19% ніж в звичайних дерев'яних конструкціях. Авторкою встановлено значне зменшення повзучості φ_1 в армованих перерізах дерев'яних елементів за дії тривалого навантаження в режимі роботи $M = 0,3 - 0,55M_{руйн}$ з 0,225 до 0,179. Також в роботі відзначено, що з'єднання арматури з деревиною на епоксидних компаундах забезпечує їх сумісну роботу на всіх стадіях завантаження аж до руйнування.

За результатами експериментально-теоретичних досліджень напружено-деформованого стану стиснуто-зігнутих конструкцій за дії тривалих навантажень, представлених в цій роботі, встановлено, що деформативність трикутних армованих дерев'яних арок на 20-23% менша за деформативність дерев'яних арок.

В роботі Lukina M. та ін. [148] наведено результати досліджень армованих нерозрізних балок з деревини в яких сталева арматура вклеювалася в ділянки деревини, що при роботі на сприйняття короточасних навантажень зазнавали розтягу. Встановлено, що частина балок зруйнувалася за рахунок утворення пластичних шарнірів у вигляді складок, а частина за рахунок розриву волокон деревини розтягнутої зони в місцях послаблення поперечного перерізу. Раціональне армування, що було застосоване в нерозрізних дерев'яних балках зменшує деформативність на 75-85% та підвищує коефіцієнт безпеки з 1,5 до 2,0. Руйнування всіх армованих нерозрізних балок з деревини відбувалося лише по нормальним перерізам і мало пластичний характер, а не крихкий - від дотичних напружень.

Технологія клеєного бруса дозволяє проектувати композитні конструкції великих розмірів. У дослідженні [71] оцінюються переваги подвійного пасивного армування клеєного бруса великих розмірів, використовуючи співвідношення сталєвої арматури 2% і 4%. У балок з коефіцієнтом армування

2% по відношенню до неармованих клеєних балок жорсткість зростає приблизно на 52%, а навантаження несуча здатність за другою групою граничних станів зростає на 53,1%, а при використанні сталі 4% ці збільшення були в порядку 73% і 79,2% відповідно. Результати показали, що вставка сталевих стержнів може зменшити мінливість деревини (збільшити надійність) і значно збільшити жорсткість клеєного бруса, що збільшує несучу здатність балки для граничних станів другої групи.

Багато вчених [81, 156] досліджували вплив подвійного армування на несучу здатність та деформативність клеєних дерев'яних конструкцій за дії тривалого навантаження. Доведено, що вплив тривалих силових факторів необхідно враховувати під час експлуатації. Клеєні дерев'яні балки, армовані сталевую арматурою, мають несучу здатність вище, ніж аналогічні неармовані конструкції за рахунок сприйняття високоміцною арматурою значної частини згинального моменту. Ця закономірність є актуальною і для армованих брусів, що працюють на позацентровий стиск. Тривала міцність армованих дерев'яних конструкцій підпорядкована загальним тимчасовим закономірностям. Зміна міцності деревини при тривалій дії навантаження, можна описати затухаючою експотенціальною залежністю. Деформація армованих балок при тривалій дії навантаження, близького до розрахункового експлуатаційного, припиняється через 40 - 60 діб (а для не армованих балок - через 90 -120 діб). При цьому рівень деформацій в середньому на 25 - 30% нижче, ніж у неармованих балках, що пояснюється стримуючим впливом арматури на пластичність та еластичність деревини. Армовані дерев'яні конструкції мають більш високу надійність проти обвалення в порівнянні з неармованими. В результаті проведених теоретичних, а також чисельних досліджень заснованих на класичних залежностях теорії пластичності та теорії надійності будівель і споруд авторами [157] встановлено закономірності впливу геометричних параметрів та коефіцієнтів армування на напружено-деформований стан армованих дерев'яних конструкцій.

В роботах [156, 132] описано серії експериментальних досліджень частини дощатоклеєних балок з пошаровим підсиленням дротяними сітками на всю довжину, а частини на при опорних ділянках. Такий спосіб підсилення балок з клеєної деревини суттєво підвищує несучу здатність на зріз за дотичних напружень.

У дослідженні [158] вивчалось застосування різних матеріалів, включаючи смуги Гессе, сталі, деревини та вуглепластику з метою покращення структурних характеристик дерев'яних двотаврових балок. Загалом було спроектовано, підготовлено та випробувано 18 двотаврових балок з використанням композитних матеріалів з різними конфігураціями (діагональ, боки, верх і низ). Двотаврові балки були випробувані за триточкового згину для визначення режимів руйнування, пластичності, несучої здатності та експлуатаційної жорсткості до та після структурних удосконалень. Результати випробувань використовуються для оцінки ефективності матеріалів і конфігурацій, які використовуються для зміцнення дерев'яних двотаврових балок за допомогою різних композитів. Експериментально перевірено ефективність розроблених методів зміцнення, при яких несуча здатність було збільшено на 70%.

Результати експерименту проведені в роботах [108, 109] продемонстрували, що симетричне посилення дерев'яних балок матеріалами CFRP збільшує їх несучу здатність і жорсткість і має сприятливий вплив щодо жорсткості та пластичності.

У середині 1960-х років J. Peterson [159] була зроблена спроба пересадити технологію попереднього напруження залізобетонних елементів на масивні дерев'яні конструкції. Він спробував попередньо напружити балки за допомогою натягнутих нижніх смуг із перехрещених сталевих дротів, склеєних у зоні натягу. Автор отримав збільшення несучої здатності на 26% і зменшення прогинів на 76% по відношенню до ненапружених балок.

В роботі [17] описано серію експериментальних випробувань за поперечного згину у чотирьох точках, які були проведені до повного

руйнування на неармованих, армованих і посилених попередньо напружених клеєних ламінованих (клеєних) дерев'яних балок зі сталевими прутами діаметром 10 мм за схемою з простою опорою для визначення їх поведінки на згин. Співвідношення поперечного перерізу між сталлю та деревиною становило 0,82%. Щоб підвищити рівень впливу арматури, деякі армовані балки були попередньо напружені за допомогою прикладання помірних зусиль до нижнього стержня. Результати посиленних балок показали, що механічна міцність, несуча здатність і жорсткість як для простих, так і для попередньо напружених балок були підвищені у порівнянні з неармованими балками. Для просто армованих балок жорсткість зросла на 25,9%, граничне навантаження зросло на 48,1%. Для армованих і попередньо напружених балок жорсткість зросла на 37,9%, граничне навантаження зросло на 40,2%.

Лабораторні дослідження проведені авторами роботи [160] встановили, що міцність на вигин і жорсткість збільшилися як для армованих, так і для постнапружених колод у порівнянні з неармованими балками. Міцність армованого бруса на згин збільшилася на 29,4%, а жорсткість збільшилася на 28,1%. Деревина, що зазнала подальшого натягу з незв'язаним сталевим стрижнем, показала збільшення міцності на вигин на 17,6% та збільшення жорсткості на 8,1%. Після натягу балки зі сталевим стрижнем на зв'язці показали збільшення міцності на вигин та жорсткості на 40,1% та 30% відповідно.

У роботі [161] наведено експериментальні результати впливу сталеві арматури в зоні розтягу клеєного бруса на роботу дерев'яної балки. Чотири балки з пасивним армуванням, чотири балки з активним армуванням і сім неармованих балок були випробувані з руйнуванням. Випробування проводилось за допомогою чотириточкового згину. Експериментальні результати підтвердили крихке руйнування при розтягуванні неармованих балок. Крім того, експерименти виявили підвищення міцності (26% і 39%) і жорсткості (30% і 11%) пасивно і активно армованого клеєного бруса порівняно з еталонними балками. Пластичність була збільшена з 7,7% для

еталонних балок до 90% і 75% для пасивно та активно армованої клеєної деревини відповідно.

Авторами [162] була проведена серія випробувань з вигином, який створювався за допомогою прикладання сил в чотирьох точках пасивно армованих і попередньо напружених клеєних балок з рідкісної деревини ялиці Дуглас. Всі балки доводились до руйнування. У центрі уваги цього дослідження була оцінка ефективності армування дерев'яних балок, як пасивним армуванням, так і попередньо напруженим. Результати випробувань показали, що міцність на згин армованих, попередньо напружених балок без армування стиснутої зони та попередньо напружених і армованих (нижній попередньо напружена і верхня армована зона) балок значно збільшилася. Тоді як максимальне покращення жорсткості на згин досягло 42,0%. Інший важливий висновок полягає у тому, що екстремальна деформація волокон на розтяг дерев'яних балок при руйнуванні може бути значно збільшена завдяки наявності розтягнутої арматури, що вказує на те, що вона долає вплив локальних дефектів, і тому режим руйнування змінився з крихкого розтягування до пластичного.

Також підвищення несучої здатності балок з клеєної деревини попередньо напруженими композитами з боку розтягнутої зони набуло значних досліджень. Для цього використовувалися арматуру, смуги та листи композитів з волокнами скловолокнами (GFRP), вуглецевими волокнами (CFRP) та базальтовими волокнами (BFRP). Для натягу композитної арматури було розроблено декілька різних способів.

Перший спосіб полягав у попередньому натягуванні смуги за допомогою спеціального пристрою, подібно до натягу сталеної арматури в залізобетонних конструкціях. Під час процесу смужка чи арматура була механічно закріплена на одному кінці балки. Після натягування та приклеювання до поверхні деревини стрічка механічно прикріплюється до іншого кінця. Ще на початку 1990-х років Т.С. Triantafillou та N. Deskovic [163] спробували аналітично та експериментально оцінити отримані таким чином попередні напруження та

розробити спосіб для закріплення натягнутих вуглеволокнистих смуг CFRP у деревину. Результати показують збільшення несучої здатності та зменшення прогину попередньо напружених елементів по відношенню до неармованих і пасивно армованих балок.

Н. Yang та ін. [164] балки з клеєної деревини посилили попередньо напруживши стержні CFRP $\phi 16$ мм (коефіцієнт армування 0,89%), розміщеними у поздовжніх виїмках у зоні натягу та закріпленими на кінцях гайками. Автори отримали збільшення несучої здатності в порівнянні з контрольними не армованими на 93,3% і також збільшення жорсткості на 33,2%.

Другий метод можна описати як «ступінчасте попереднє напруження». Поступове перенесення зусилля попереднього напруження на балку робить кінцеве напруження зсуву нижчим і не потребує механічного кріплення. Смуга натягується спеціальним обладнанням, а потім наклеюється на поверхню балки. Використовуються два способи ступінчастого попереднього напруження. У першому з них вводять натяг на всю довжину смуги, а потім смужку поетапно приклеюють, починаючи від середини бруса до кінців. При другому способі натягують лише певні ділянки, що мають приклеюватись, приклеювання відбувається від середини балки, де сила розтягування є найбільшою до її кінців.

Третій спосіб полягає в попередньому згинанні балки в середині прольоту перед приклеюванням композитних листів. Цей метод був використаний Borri Etal [4] для підсилення нижньої частини двох серій масивних дерев'яних балок з двома і трьома шарами CFRP смуг. Значення величини згину при попередньому напруженні балок відповідало 25 до 35% від несучої здатності балок. По відношенню до еталонних балок отримано наступні значення збільшення несучої здатності: понад 52,4% для балок з двома смугами попереднього напруження і 43,8% для балок з трьома смугами. Зменшення прогину становило при використанні двох смуг 27,7% і для трьох смуг 24,8%.

Проблема попереднього напруження дерев'яних балок полягає у складності створення попереднього напруження в арматурі чи стрічці, та у визначенні втрат так як з часом у деревині відбуваються зміни. В основному вони пов'язані з висиханням і усадкою деревини, повзучістю клею, тощо. Згідно попередніх досліджень проведених Т. Dziuba [165] втрати сили попереднього напруження коливаються до 20%.

Також авторами [157] проводились дослідження багатопролітних балок з деревини. На стаціонарному стенді за восьмиточковою схемою прикладання навантаження, яка моделювала рівномірно розподілене навантаження по прольоту балки, було проведене експериментальне випробування армованих дерев'яних балок. Дослідження проводили на балках прольотом 4,8 м з площею поперечного перерізу 40 мм × 80 мм, підсилених у розтягнутих зонах поперечного перерізу стержнями з гарячекатаної сталеві арматури класу А400С. Авторами було визначено раціональні місця розташування арматури в зонах розтягу та стиску дерев'яних балок. Було встановлено, що раціональне розміщення арматури в опорних зонах та в прольотах має базуватися на чисельному моделюванні об'ємного напруженого стану, розрахованого методом скінченних елементів. Експериментально підтверджено, що руйнування дерев'яних балок з армуванням має пластичну природу і в експерименті відбувається тільки по нормальних перерізах. Це виключало можливість крихкого руйнування від зсувних напружень і забезпечувало експлуатаційну надійність дерев'яної конструкції в цілому. Було доведено, що запропоноване раціональне армування нерозрізних дерев'яних балок може збільшувати їх несучу здатність на 175 %, водночас збільшуючи граничну несучу здатність за другою групою граничних станів не менше ніж на 85 %. Отримані результати свідчать про високу ефективність застосування розробленого способу армування нерозрізних дерев'яних балок дахів і перекриттів будівель та споруд.

1.4. Моделювання роботи армованих дерев'яних елементів та моделі напружено-деформованого стану

Робота волокон деревини в стиснутій та розтягнутій зоні елементів з цільної деревини за поперечного згину при розрахунках її несучої здатності донині рахується як пружна. Розподіл напружень за поперечного згину по висоті розрахункового поперечного перерізу прийнято згідно закону Гука (рис.1.11). У зв'язку з використанням прийнятого закону Г. Галілеєм було висунуто першу гіпотезу міцності. Згідно цієї гіпотези руйнування елемента з деревини могло проходити за нормальними напруженнями, що виникають при згині, а сам розрахунок проводився за допустимими напруженнями. При розрахунку за цим методом, напруження, що виникають в елементах конструкції, не повинні перевищувати допустимі напруження, при яких відбувається руйнування. Водночас, для досягнення надійної експлуатації, щоб згинальний елемент не руйнувався допустимі напруження повинні бути значно менші руйнівних напружень. Тому вводився коефіцієнт запасу k , який повинен був враховувати цей запас. Можна сказати, що цей коефіцієнт є єдиним узагальнюючим показником, який забезпечує безпеку конструкцій.

Слід відзначити, що коефіцієнт запасу є основним коефіцієнтом, що забезпечує надійність використання конструкцій і враховує лише загальні фактори та може бути використаним при статичному прикладенні навантаження. Якщо ж необхідно враховувати динамічне прикладання навантаження та різні додаткові фактори (змінність дії навантажень, концентрація напружень та інших), то потрібно вводити ряд додаткових емпіричних коефіцієнтів. В результаті чого, при введенні великої кількості коефіцієнтів, відбувається їх об'єднання, що спричиняє високий ріст запасу міцності для запроектованих конструкцій.

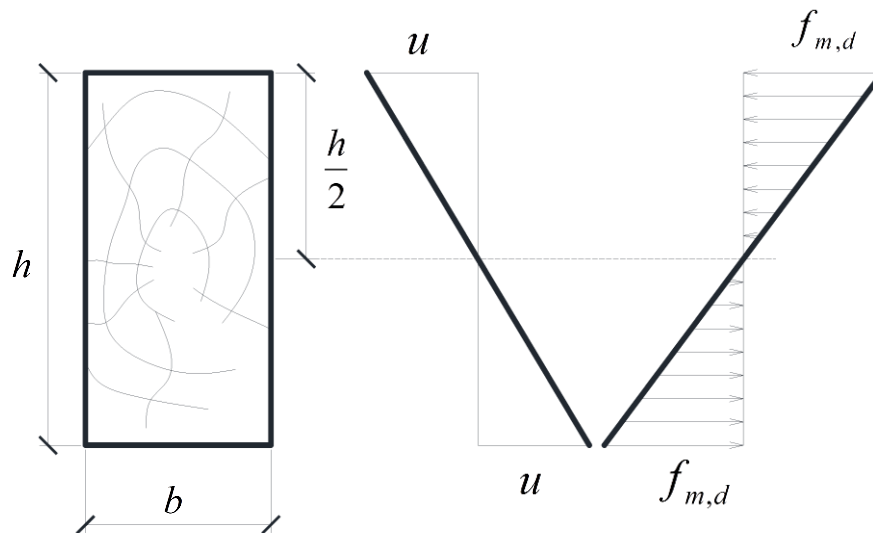


Рис. 1.11. До розрахунку нормальних перерізів за допустимими напруженнями: h – висота згинального елемента; b – ширина згинального елемента; σ_c – нормальні напруження стиску; σ_p – нормальні напруження розтягу; u – відносні деформації найбільш віддаленого шару розтягнутої та стиснутої зони елемента

Введення великих запасів міцності, впливає на економічність конструкцій. Тому, методика допустимих напружень, яка була прийнята на початку ХХ століття, почала стримувати розвиток будівельних конструкцій внаслідок цілої низки невизначеностей, які враховувались емпіричними коефіцієнтами:

- припускалося, що дійсні умови роботи будівельних конструкції будуть відповідати ідеалізованим умовам, прийнятим у розрахунку;
- у розрахунках будівельних конструкцій приймалися навантаження, що відповідали експлуатаційним значенням, без врахування ймовірності їхнього перевищення;
- нормативними технічними вимогами не допускається використання матеріалу в будівельних конструкціях з пониженими характеристиками.

Враховуючи даний підхід різні будівельні конструкції мають різну надійність. Спрощене сприйняття зв'язку між напруженнями та деформаціями стиснутої та розтягнутої зони за законом Гука призводить до суттєвих похибок та спотворення напружено-деформованого стану елемента на всіх стадіях

роботи. Саме ці недоліки стали причиною розробки нового методу розрахунку будівельних конструкцій за граничними станами в першій половині 20-го сторіччя. Такий розрахунок був прийнятий в 1955 р. із затвердженням основного керівного документа по проектуванню – «Строительных норм и правил» (СНиП).

В загальному вигляді математичний запис умови граничних станів першої групи може бути представлений виразом:

$$\frac{N}{\Phi} \leq 1, \quad (1.2)$$

де N - сума зовнішніх зусиль в конструкції при найбільш несприятливій їх дії; Φ - мінімальна несуча здатність елемента або конструкції.

Вважається, що для елементів з деревини за поперечного згину в залежності від величини зовнішнього зусилля напружений стан перерізу змінюється. Якщо навантаження мале, то епюра напружень в стиснутій та розтягнутій зонах перерізу трикутна, елемент працює в межах умовно прийнятих пружних характеристик розтягу-стиску (рис. 1.12а, I-Iб).

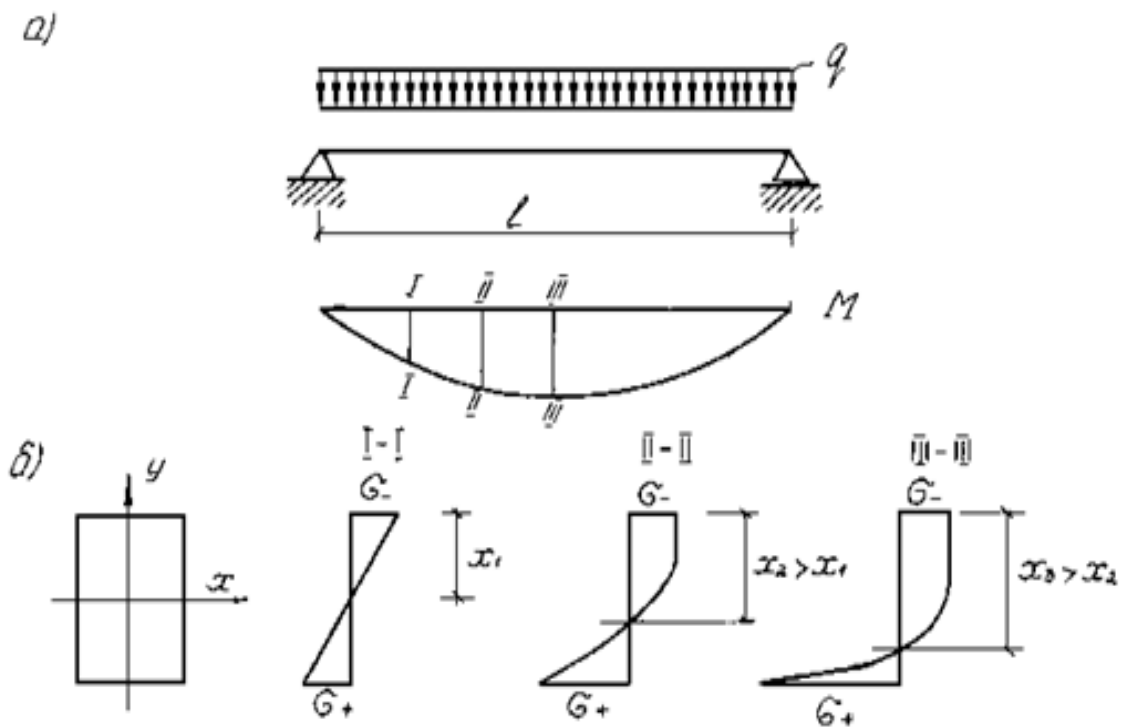


Рис. 1.12. Робота балки за поперечного згину

Із збільшенням зовнішнього навантаження в стиснутій зоні збільшується рівень пластичних деформацій і за рахунок перерозподілу зусиль між шарами деревини висота стиснутої зони поступово збільшується (рис.1.13,а,II-IIIб), а висота розтягнутої зони зменшуються, при цьому в верхній стиснутій зоні можуть з'являтися складки (рис.1.13,а,III-IIIб).

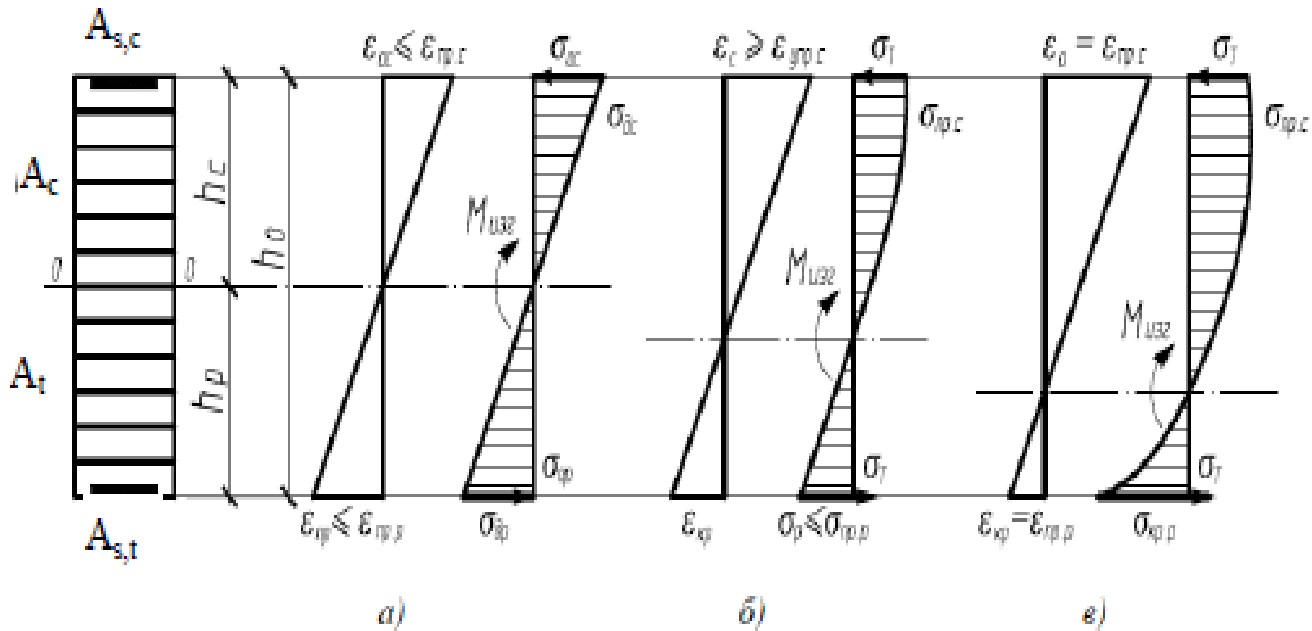


Рис.1.13. Робота балки з деревини з подвійним армуванням за поперечного згину: а) перша умовно-пружна стадія; б) друга пружно-пластична стадія; в) третя стадія руйнування

На початку завантаження згинального дерев'яного елемента в розтягнутій зоні еюра напружень є прямолінійною і за рахунок зменшення розтягнутої зони в ній інтенсивно зростають напруження, настає руйнування розтягнутих волокон, коли напруження в них досягають межі міцності.

При роботі армованих дерев'яних конструкцій під навантаженням від початку прикладення навантаження і до руйнування виділяють три характерні послідовні стадії напружено-деформованого стану: умовно-пружна, пружно-пластична і стадія руйнування (рис. 1.13).

На всіх стадіях роботи армованих дерев'яних згинальних елементів при поперечному згині під навантаженням зв'язок між арматурою і деревиною не

порушується аж до руйнування. За теорією [166] руйнування відбувається внаслідок розриву розтягнутих волокон деревини, текучості сталеві арматури, або сколювання деревини в при опорних ділянках від дії головних напружень сколювання.

1.5. Основні положення розрахунку згинальних елементів та конструкцій неармованої та армованої деревини за чинними нормами

Нині методика розрахунку конструкцій з деревини в нормах базується на першій, третій і ,частково, четвертій класичних теоріях міцності.

За першої теорії міцності, започаткованої Г.Галілеєм, закладена гіпотеза руйнування, що спричиняється нормальними напруженнями. Гіпотези руйнування матеріалів за дотичних напружень (третя класична теорія міцності) були запропоновані Ш. О. Кулоном ще в далекому 1773 році.

В даний час визначення несучої здатності та жорсткості поперечного перерізу дерев'яних елементів з цільної та клеєної деревини, які працюють на стиск, розтяг, згин, проводять за спрощеною методикою [167, 168, 169], яка базується на класичних теоріях міцності та теоретичних твердженнях запропонованих в середині ХХ століття. На цій основі розроблена теорія граничної рівноваги, яка є основоположною і навколо якої стала створюватись сучасна теорія розрахунку конструкцій з деревини.

Таким чином за останні 70 років на основі теорії граничної внутрішньої рівноваги та класичних теоріях міцності нині розроблені та удосконалюються методи розрахунків конструкцій за двома граничними станами, які приведені в чинних нормах різних країн [167, 168, 169, 170].

Несуча здатність згинальних елементів з деревини визначається за нормальними та дотичними напруженнями. Несучу здатність згинальних елементів за нормальними напруженнями визначають за формулою:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W_d} \leq f_{m,d}, \quad (1.2)$$

де $\sigma_{m,d}$ – розрахункові напруження згину відносно однієї з головних осей;

M_d – розрахунковий згинальний момент від зовнішніх навантажень;

W_d – розрахунковий момент опору поперечного перерізу елемента відносно однієї з головних осей, який для елементів з суцільної деревини приймається $W_d = W_n$;

W_n – момент опору нетто поперечного перерізу відносно головної осі елемента.

Розрахунковий опір деревини за згину відносно однієї з головних осей встановлюють з виразу

$$f_{m,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{m,k}}{\gamma_M}, \quad (1.3)$$

де $f_{m,k}$ – характеристичне значення опору деревини згину, що приймається згідно таблиці Б.1 ДБН В.2.6-161:2017 [167];

k_{mod} – перехідний коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження та вологості (експлуатаційний клас) визначається згідно таблиці А.1 ДБН В.2.6-161:2017 [167];

γ_M – коефіцієнт надійності для характеристики матеріалу визначається згідно таблиці 6.1 [167].

Несуча здатність згинальних елементів з деревини суцільного перерізу на сколювання необхідно визначати за формулою

$$\tau_d = \frac{V_d S_y}{(I_y b)} \leq f_{v,d}, \quad (1.4)$$

де τ_d – дотичні напруження;

V_d – гранична розрахункова поперечна сила;

S_y - статичний момент брутто частини поперечного перерізу, що сколюється, відносно нейтральної осі;

I_y - момент інерції брутто поперечного перерізу елемента відносно однієї з головних осей ;

b - розрахункова ширина перерізу елемента з деревини;

$f_{v,d}$ - розрахунковий опір деревини сколюванню за згину, який необхідно визначати з виразу

$$f_{v,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{v,k}}{\gamma_M}, \quad (1.5)$$

де $f_{v,k}$ – характеристичне значення опору деревини хвойних чи листяних порід сколюванню вздовж волокон, що необхідно приймати згідно таблиці Б1 та таблиці Б2 [167];

k_{mod} – перехідний коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження та вологості (експлуатаційний клас) необхідно визначати за таблицею А.1 ДБН В.2.6-161:2017 [167] ;

γ_M – коефіцієнт надійності для характеристики матеріалу необхідно визначати за таблицею 6.1 [167].

Але українські вчені В.В. Фурсов, Д.В. Михайловський та інші на основі своїх досліджень [51, 59, 60, 62] говорять про те, що розрахунок несучої здатності за чинними нормами є недостатнім і необхідно згинальні конструкції перевіряти додатково. Цю перевірку необхідно проводити на сумісність дії в згинальному елементі напружень згину $\sigma_{m,d}$, напружень сколювання τ_d та напружень поперек волокон σ_{90} . Рахується, що в кожній точці конструкції з деревини існує об'ємний напружено деформований стан і він характеризується тензором напружень. Д.В. Михайловський [62] запропонував визначати умови

міцності в найбільш напружених точках для різних комбінацій напруженого стану. Що ж стосується згинальних елементів, то умови міцності визначати за:

а) при дії нормальних напружень $\sigma_{m,d}$, напружень сколювання τ_d та напружень розтягу поперек волокон $\sigma_{t,90}$

$$\frac{\sigma_m^2}{(f_{m,k})^2} + \frac{\sigma_{t,90}^2}{(f_{t,90,k})^2} A_{m,t} - \frac{\sigma_m \sigma_{t,90}}{f_{m,k} f_{t,90,k}} C_{m,t} + \frac{\tau^2}{(f_{v,0,k})^2} B_{m,t} \leq 1; \quad (1.6)$$

б) при дії нормальних напружень $\sigma_{m,d}$, напружень сколювання τ_d та напружень стиску поперек волокон $\sigma_{c,90}$

$$\frac{\sigma_m^2}{(f_{m,k})^2} + \frac{\sigma_{c,90}^2}{(f_{c,90,k})^2} A_{m,c} - \frac{\sigma_m \sigma_{c,90}}{f_{m,k} f_{c,90,k}} C_{m,c} + \frac{\tau^2}{(f_{v,0,k})^2} B_{m,c} \leq 1. \quad (1.7)$$

Параметри $A_{m,t}, C_{m,t}, B_{m,t}, A_{m,c}, C_{m,c}, B_{m,c}$ умов міцності (1.6 та 1.7) різноманітні для різних тензорів напруженого стану і встановлюються з чисельних досліджень з порівнянням даних, що отримані з експерименту. Для застосування в практичних розрахунках конструкцій з деревини дані по параметрах умов міцності наведені в табличній формі роботи [62].

На сучасному етапі розвитку моделювання конструкцій, велику увагу приділяють можливість їх моделювання за допомогою методу скінченних елементів, так в роботі Барабаш М.С. [166] наведено можливості виконання розрахунку дерев'яних конструкцій за допомогою МСЕ.

1.6. Методи розрахунку згинальних армованих конструкцій з деревини із використанням арматури

Необхідно зауважити, що в нормативній літературі України та країн Євросоюзу [167, 168, 169, 170] використання елементів з цільної чи клеєної деревини з повздовжнім армуванням не передбачається.

Проте сучасні автори, в основі розрахунку армованих дерев'яних конструкцій використовують умовно прийняту пружну стадію напружено-деформованого стану. При цьому вважається, що сумісна робота між арматурою та деревиною є постійною і безперервною по всій довжині конструкції на весь період експлуатації [166, 171, 172].

Визначення несучої здатності за нормальними напруженнями армованих дерев'яних конструкцій на поперечний згин за короткочасної дії навантажень зводиться до використання в розрахунках приведених геометричних поперечних перерізів елемента із застосуванням безрозмірного коефіцієнта n у вигляді відношення модулів пружності арматури і деревини. Автори [166, 171, 172] пропонують приймати коефіцієнт n за формулою:

$$n = \frac{E_s}{E_d}. \quad (1.8)$$

При цьому для розрахунку використовується приведений момент інерції для прямокутного перерізу відносно нейтральної осі I_{red} , який визначається з формули:

$$I_{red} = I_d + nI_s = \frac{bh^3}{12} + n \left(I_s + A_s \left(\frac{h_0}{2} \right)^2 \right) = \frac{bh^2}{12} \left(1 + n \frac{I_s + A_s \cdot h_0^2}{bh^3} \cdot 3 \right), \quad (1.9)$$

де I_d та I_s – моменти інерції деревини та арматури відносно нейтральної осі розрахункового поперечного перерізу.

Якщо ж прийняти, що $h = h_0$, то можна записати:

а) для перерізу з подвійним армуванням

$$\beta = \left(1 + n \frac{I_s + A_s \cdot h_0^2}{bh^3} \cdot 3 \right) = 1 + 3n\mu; \quad (1.10)$$

б) для перерізу з одиночним армуванням

$$\beta = \left(1 + n \frac{I_s + A_s \cdot h_0^2}{bh^3} \cdot 3 \right) = \frac{1 + 4n\mu}{1 + n\mu}, \quad (1.11)$$

де h – повна висота перерізу елемента прямокутного перерізу;

h_0 – розрахункова висота перерізу елемента прямокутного перерізу, яка дорівнює відстані між центрами мас арматури розтягнутої та стиснутої зон,

μ – коефіцієнт армування поперечного перерізу елемента з цільної чи клеєної деревини встановлюють:

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0}. \quad (1.12)$$

Момент інерції приведенного поперечного перерізу запишеться

$$I_{red} = I_d \cdot \beta = \beta \cdot \frac{bh^3}{12}. \quad (1.13)$$

Приведений момент опору прямокутного поперечного перерізу з подвійним симетричним армуванням W_{red} знаходиться за формулою:

$$W_{red} = \frac{2I_{red}}{h_0}. \quad (1.14)$$

Отже, несучу здатність згинального елемента з деревини з подвійним армуванням визначають:

$$M = f_{m,d} \cdot W_{red}. \quad (1.15)$$

Приведений статичний момент частини перерізу, що зсувається, з подвійним армуванням відносно нейтральної осі:

$$S_{red} = \frac{S}{1 + 2n\mu}. \quad (1.16)$$

Несуча здатність за дотичними напруженнями згинальних елементів з деревини суцільного перерізу з подвійним армуванням можна визначати з умови (1.4) з урахуванням приведених геометричних характеристик розрахункового поперечного перерізу:

$$\tau_d = V_d S_{red} / (I_{red} b) \leq f_{v,d}. \quad (1.17)$$

Перевірку на зріз арматури в дерев'яному елементі з подвійним армуванням пропонується проводити за приведеним статичним моментом арматури:

$$S_{red}^s = nA_s \frac{h_0}{4}. \quad (1.18)$$

Збільшення напружень в арматурі та у клейовому шві між арматурою і деревиною за тривалої дії навантаження, що виникає внаслідок зменшення модуля пружності деревини, можна враховувати коефіцієнтом впливу K_t^s , а зменшення напружень в деревині – K_t^d , які можна визначити за формулами:

$$K_t^s = \frac{1 + 3n\mu}{m_t + 3n\mu}, \quad (1.19)$$

$$K_t^d = \frac{m_t + (1 + 3n\mu)}{m_t + 3n\mu}. \quad (1.18)$$

m_t - коефіцієнт, що враховує зміну модуля пружності деревини за дії тривалих навантажень визначають:

$$m_t = \frac{E_t}{E}, \quad (1.20)$$

де $m_t = 0,5$ – за постійної дії навантажень і $m_t = 0,7$ – за тривалої дії зовнішніх навантажень.

Знову ж таки, необхідно зауважити, що всі розрахунки ведуться за умови пружної роботи всіх матеріалів, що входять в склад композитної дерев'яної балки.

1.7. Висновки за аналізом літературних досліджень. Мета та задачі досліджень

На підставі аналізу літературних джерел можна зробити такі висновки:

1. Аналіз сучасного стану досліджень армованих дерев'яних конструкцій вказує на необхідність ґрунтового вивчення роботи згинальних балочних дерев'яних елементів з комбінованим армуванням сталеву і композитною арматурою та з комбінованим попередньо напруженим армуванням.

2. На даному етапі недостатньо висвітлене питання дослідження напружено-деформованого стану армованої деревини у “розрахунковому поперечному перерізі”, як самої конструкції, так і роботи матеріалу у її складі.

3. В Україні та більшості країн не розроблені норми на проектування будівельних конструкцій з армованої деревини.

4. Відсутня загальна теорія моделювання та розрахунку конструкцій з армованої деревини, яка б базувалася на обґрунтованих чітких гіпотезах та передумовах, враховувала пластичну та еластичну складову деревини і була б побудована на основних принципах механіки твердого тіла.

5. Відсутні рекомендації щодо проектування дерев'яних балочних конструкцій армованих композитною арматурою, комбінованим армуванням, армованих арматурою з попереднім напруженням. Розробка таких рекомендацій призведе до їх ширшого застосування у будівлях різного призначення та дозволить економічно ефективно їх використовувати.

Вищенаведені висновки дозволяють сформулювати мету та задачі досліджень.

На основі проведеного аналізу експериментальних та теоретичних досліджень, що представлені в огляді літературних джерел, визначена мета та завдання для досягнення поставленої мети.

Мета роботи: створити методологічні засади оцінки несучої здатності та напружено-деформованого стану елементів з цільної та клеєної деревини з пасивним та попередньо напруженим комбінованим армуванням, встановити можливі характерні стадії роботи таких елементів від початку навантаження до руйнування, сформулювати критерії досягнення елементами граничних станів та на їх основі розробити методику їх моделювання і розрахунку.

Задачі дослідження. Для досягнення мети в роботі поставлені такі задачі:

- розвинути теоретичні основи роботи та конструювання елементів з цільної та клеєної деревини, що працюють на згин та стиск зі згином;
- розробити методологічні засади для моделювання та розрахунку елементів з цільної та клеєної деревини, що працюють на згин та стиск зі згином з різними варіантами армування;
- запропонувати комплекс методик для моделювання та розрахунку елементів з цільної та клеєної деревини, що працюють на згин та стиск зі згином з комбінованим армуванням під час їх попереднього напруження та роботи;
- розробити науково-прикладний підхід до розрахунку та рекомендації щодо конструювання елементів з цільної та клеєної деревини, що працюють на згин та стиск зі згином з пасивним та попередньо напруженим комбінованим армуванням за дії одноразових навантажень;
- з використанням моделювання запропонувати технологічні рішення попереднього напруження армованих балок з цільної та клеєної деревини та описати основні етапи попереднього напруження;
- удосконалити методику та провести комплексні експериментальні дослідження роботи елементів з цільної та клеєної деревини, що працюють на згин з пасивним та попередньо напруженим комбінованим армуванням за дії одноразових навантажень;
- обґрунтувати та запропонувати апроксимуючі функції експериментальних діаграм деформування деревини, сталюї та композитної арматури, які б, досить точно, враховували вплив різних факторів при їх сумісній роботі;
- провести експериментальні дослідження з виконанням попереднього напруження комбіновано армованих елементів з цільної та клеєної деревини, що працюють на згин та виконати експериментальні дослідження їх роботи з встановленням напружено-деформованого стану;

– встановити вплив пасивного та попередньо напруженого комбінованого армування на роботу армованих елементів з цільної та клеєної деревини, що працюють на згин;

– розробити спосіб верифікації та провести верифікацію запропонованих методик моделювання роботи армованих конструкцій з цільної та клеєної деревини на основі статистичного порівняння отриманих експериментальних даних з теоретичними;

– розробити методику розрахунку армованих різними матеріалами елементів з цільної та клеєної деревини, що працюють на згин, стиск зі згином та розтяг зі згином із застосуванням методу скінчених елементів в програмному комплексі ЛІРА САПР.

Матеріали розділу опубліковані в роботах [173, 174, 175, 176, 177, 178, 179, 180, 181, 182, 183, 184, 185, 186, 187, 188, 189, 190, 191, 192, 193, 194, 195, 196, 197, 198, 199, 200, 201, 202].

РОЗДІЛ 2

РОБОЧИ ГІПОТЕЗИ, ПЕРЕДУМОВИ МОДЕЛЮВАННЯ, ПРОГНОЗУВАННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ТА ЖОРСТКОСТІ ПОПЕРЕЧНОГО ПЕРЕРІЗУ НЕПІДСИЛЕНИХ ТА ПАСИВНО АРМОВАНИХ ДЕРЕВ'ЯНИХ ЕЛЕМЕНТІВ

2.1. Інструменти, які використовуються для прогнозування несучої здатності та жорсткості підсилених дерев'яних елементів

2.1.1. Механізм деформування стиснутої і розтягнутої зони деревини перерізу при згині та моделі механічного стану при згині

Згідно досліджень М.І. Сурмая [133] та інших вітчизняних та зарубіжних вчених деформації розтягу вздовж волокон розвиваються пружно до самого моменту руйнування деревини (рис. 2.1). Отже, і в розтягнутій зоні згинального елемента робота крайніх шарів деревини за зростання зовнішніх навантажень аж до руйнування матиме аналогічний характер. Шари деревини, що знаходяться ближче до нейтральної лінії менше завантажені і можуть проходити не повний процес деформування, а лише частковий.

У стиснутій зоні згинального елемента деформування крайніх шарів деревини проходить також аналогічно пружно-пластичному деформуванню деревини за осьового стиску вздовж волокон. Оптимізована, повна діаграма деформування деревини за жорсткого режиму прикладення осьового зовнішнього навантаження, отримана Da Silva A, Kyrakides S.B [68] для деревини бальзи та Гомоном Св.Св. [64] для інших хвойних і листяних порід показує, що деформування деревини від самого початку і до руйнування проходить пружно-пластично (рис. 2.1).

В згинальних елементах деревина зазнає механізму сумісної роботи за стиску і розтягу. В розрахунковому поперечному перерізі при однакових

деформаціях в цих зонах напруження розтягу є завжди більше напружень стиску, навіть до межі умовної пропорційності (рис. 2.1). Тому для забезпечення рівноваги внутрішніх сил розрахункового поперечного перерізу нейтральна лінія з ростом навантажень зміщується в сторону розтягнутої зони. Цей факт підтверджують велике число дослідників [58, 133, 203, 204, 205, 206, 207, 208, 209, 210].

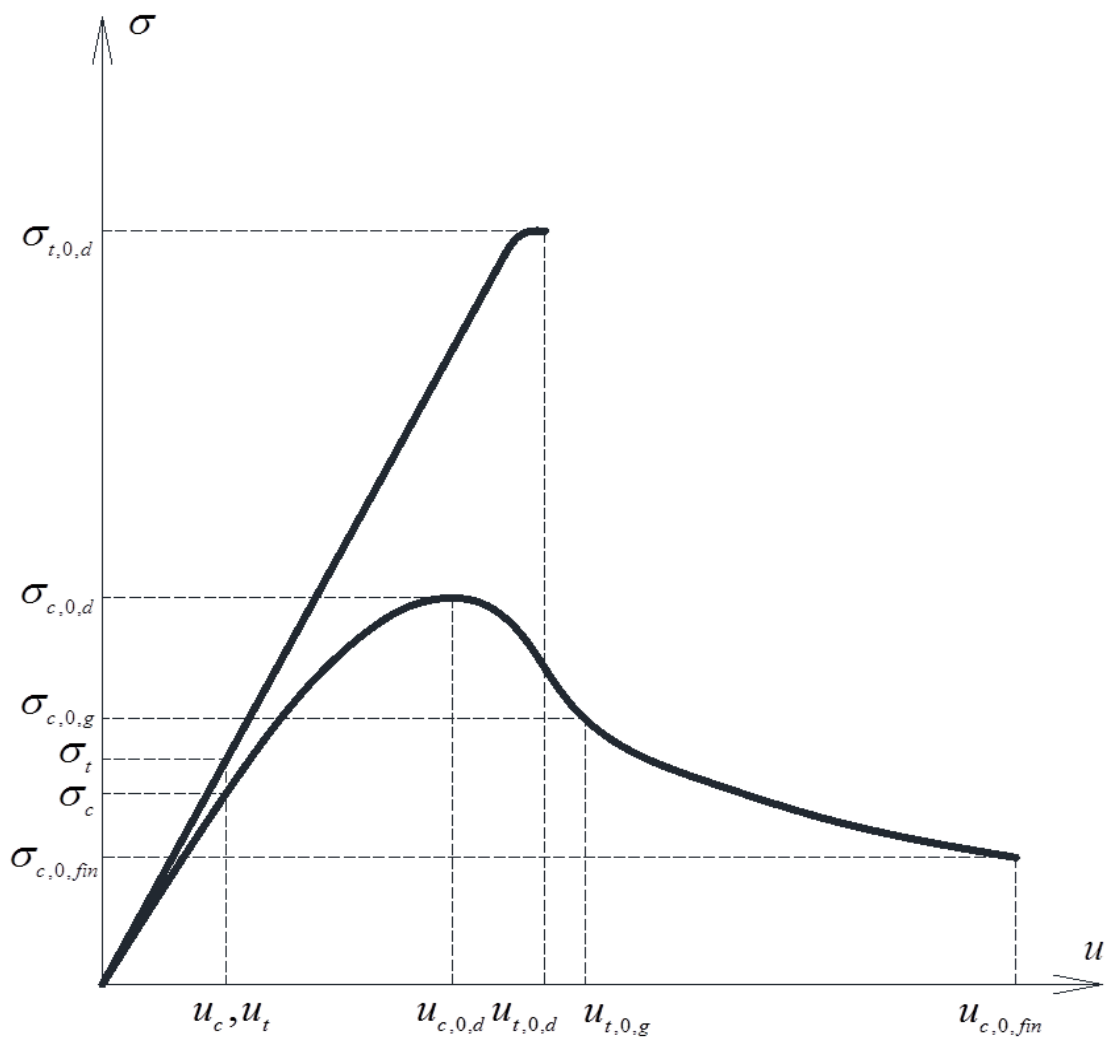


Рис. 2.1. Оптимізовані дійсні (повні) діаграми деформування вздовж волокон деревини стиску - а) та розтягу - б)

Проте в наш час розрахунки дерев'яних конструкцій, як із цільної, так і клеєної деревини на згин, згідно діючих норм проектування різних країн [167-170] проводять за методом граничних станів, що передбачає пружну роботу деревини та базується на наступних тезах:

- деревина в своїй роботі є пружним матеріалом;
- модулі пружності у розтягнутій та стиснутій зонах рівні;
- положення нейтральної площини впродовж завантаження не змінюється;
- прийнято поняття міцності деревини на згин.

Отже за чинних норм різних країн [167-170] несучу здатність елемента з деревини з суцільним поперечним перерізом, наприклад, прямокутної форми (рис.1.11) визначають за формулою

$$M_{\max} = 2(A_{f_{md}} \cdot z_c)b = 2\left(\frac{1}{2}f_{md} \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{h}{2}\right)b = f_{md} \frac{bh^2}{6} = f_{md}W_y, \quad (2.1)$$

де $A_{f_{md}} = \frac{1}{2}f_{md} \cdot \frac{h}{2}$ – площа нормальних напружень стиснутої чи розтягнутої

зони розрахункового перерізу згинального елемента;

f_{md} – розрахунковий опір згину деревини;

h – висота поперечного перерізу елемента, що згинається;

$z_c = \frac{2}{3} \cdot \frac{h}{2}$ – відстань від центра ваги епюри нормальних напружень у

вигляді трикутника до головної осевої лінії прямокутного перерізу балки Y-Y;

b – ширина поперечного перерізу балки;

W_y – момент опору прямокутного поперечного перерізу.

Отже, момент опору для прямокутного поперечного перерізу, що використовується при визначенні максимальної несучої здатності за

поперечного згину у формулі (2.1) має вигляд $W_y = \frac{bh^2}{6}$, і визначається в тому

випадку, коли нейтральна лінія проходить через центр ваги поперечного

перерізу. Тоді положення нейтральної лінії буде знаходитись на висоті $x = \frac{h}{2}$.

Враховувати той факт, що міцність деревини на розтяг у два рази більша, ніж на стиск, то за рівності деформацій, яка спостерігається у розтягнутих і стиснутих волокнах балки, напруження виникають різні, а нейтральна площина

внаслідок цього зміщується в сторону розтягнутої зони. До того ж, через меншу міцність руйнування, при згині у стиснутій зоні розпочинається утворення складок, які візуально часто важко помітити. Проте остаточне руйнування зразка проходить саме у розтягнутій зоні шляхом розриву крайніх волокон. Зміщення нейтральної осі у бік розтягнутої зони проходить до того моменту, коли напруження в крайніх найбільш напружених волокнах розтягнутої зони не досягнуть величини, яка відповідає короткочасному опору деревини на розтяг, і тільки тоді відбудеться остаточне руйнування зразка.

Встановлений “опір згину” – f_{mk} , з використанням незмінного моменту опору W_y завищений у порівнянні з міцністю на стиск вздовж волокон деревини та занижений порівняно з міцністю на розтяг. Ця помилка пояснюється перерозподілом напружень у волокнах розтягнутої та стиснутої зони.

2.1.2. Сумісність роботи матеріалів в підсиленних елементах з клеєної деревини, які піддаються згину

Одним із шляхів усунення негативних недоліків деревини (залежність її властивостей від будови, вад, необхідність застосування якісного пиломатеріалу, зайва масивність перерізів, повзучість при тривалому навантаженні та інші) і підвищення економічної ефективності є армування перерізів клеєних дерев'яних конструкцій сталеву або композитною арматурою, яку детально було оглянуто в розділі 1. Армування дозволяє зменшити витрати деревини за рахунок збільшення жорсткості, підвищити якість та надійність дерев'яних конструкцій, що працюють на згин.

Армовані дерев'яні конструкції з пасивним чи попередньо напруженим армуванням є комплексними конструкціями. Для армування необхідно обирати матеріали з урахуванням їх фізико-механічних властивостей та властивостей деревини.

Для співставлення сумісної роботи деревини і арматури в елементі з армованої деревини при згині встановимо їх параметри. Отже граничні деформації волокон деревини сосни при механічних випробуваннях на осьовий розтяг за стандартної вологості за даними [172] є в межах від $u_{t,fin,d} = 10 \cdot 10^{-4}$ до $u_{t,fin,d} = 30 \cdot 10^{-4}$, а за даними Р. Hoffmeyer [211] та М. І. Сурмая [133] в межах $u_{t,fin,d,u} = (34-56) \cdot 10^{-4}$, тобто від $u_{t,fin,d} = 10 \cdot 10^{-4}$ до $u_{t,fin,d} = 56 \cdot 10^{-4}$. Практично всі дослідники спостерігали пружне деформування деревини за осьового розтягу практично на 95% діаграми деформування.

Критичні значення відносних деформацій деревини стиску вздовж волокон $u_{c,fin,d}$ встановлюються за досягнення матеріалом напружень рівних міцності матеріалу $f_{c,0,d}$. Різні автори в своїх роботах вказують різні значення критичних та граничних значень відносних деформацій деревини сосни вздовж волокон за стандартної вологості. В роботі [212] наведені результати проведених експериментальних випробувань на стандартних зразках і встановлена критична деформативність деревини сосни стиску вздовж волокон лише $u_{c,fin,d} = (23-24) \cdot 10^{-4}$. Гомон Св.Св. [64] для конструктивної деревини критичну деформативність деревини сосни за стиску вздовж волокон встановив в межах $u_{c,fin,d} = (33,2-36,0) \cdot 10^{-4}$ в залежності від віку деревини. В роботі Гомона Св.Ст. [212] значення критичної деформативності деревини сосни було встановлено за вологості $w=10\%$ і вона варіювала від $u_{c,fin,d} = 35,1 \cdot 10^{-4}$ до $u_{c,fin,d} = 41,8 \cdot 10^{-4}$.

Для порівняння деревини та сталі, співставимо значення основних параметрів діаграм деформування деревини з сталевую арматурою. Для сталеної арматури класу А400С та А500С межа текучості знаходиться на рівні $(20-30) \cdot 10^{-4}$ (рис. 2.2). Приходимо до висновку, що у всіх випадках при спільній роботі сталеної арматури з деревиною міцність арматури буде використана, тобто напруження в арматурі можуть досягати межі текучості

раніше, ніж буде вичерпано міцність деревини на стиск чи розтяг. Водночас арматура запобігає обвалу конструкції внаслідок того, що навіть за утворення складок в стиснутій зоні чи за руйнування найбільш напружених волокон розтягнутої зони арматура частково зберігає несучу здатність. При такому варіанті арматура працюватиме за межею текучості.

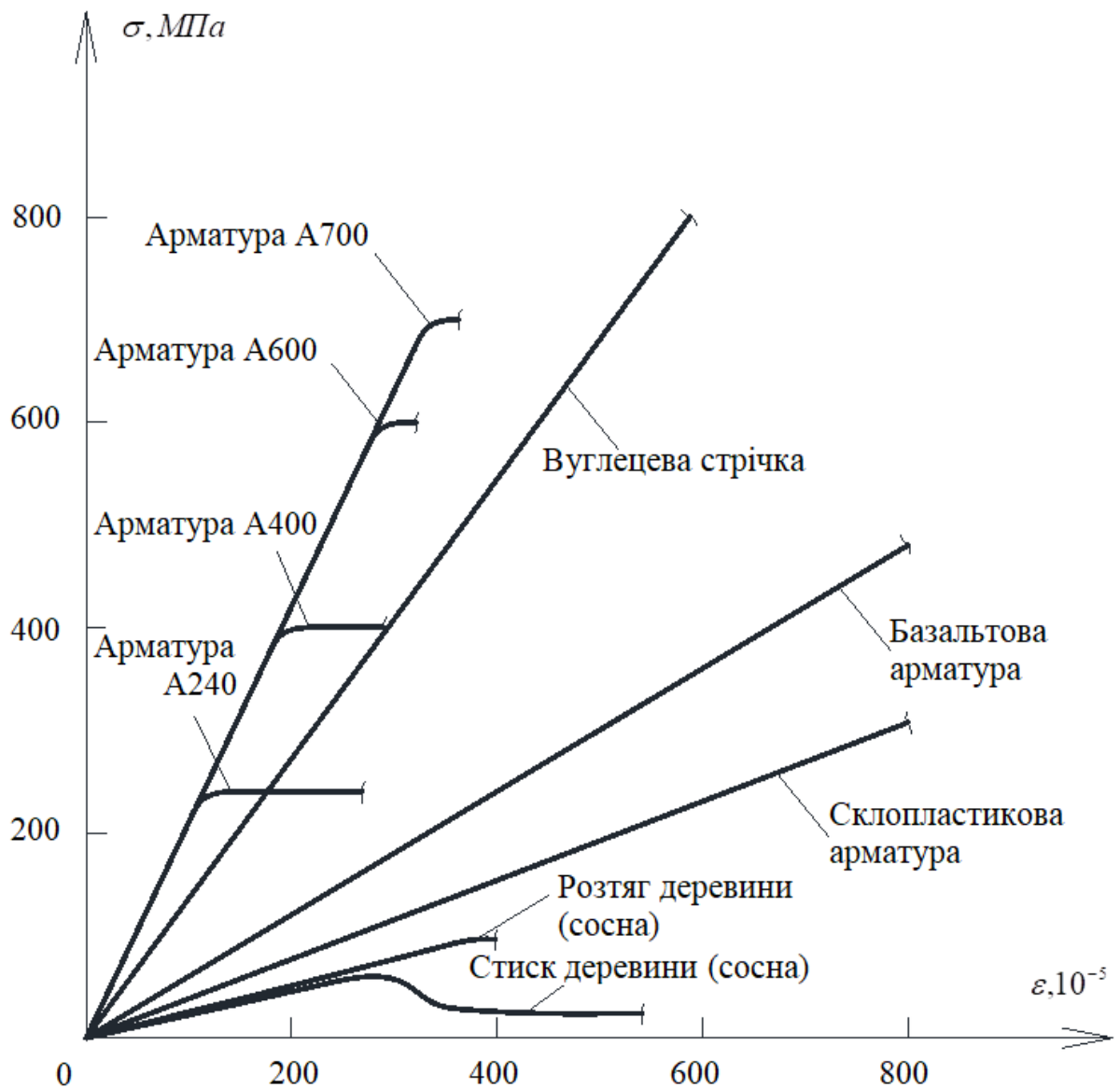


Рис. 2.2. Суміщені оптимізовані діаграми деформування різних матеріалів, що використовуються в клеєному брусі

На базі отриманих результатів експериментальних досліджень різних авторів на рис. 2.2 представлено оптимізовані діаграми деформування деревини за розтягу і стиску, арматурної сталі A240C, A400C, A500C, A600C, композитної склопластикової арматури, композитної базальтової арматури та композитної вуглецевої стрічки.

Експериментальні дослідження армованої деревини сталюю арматурою підтверджують їх хорошу сумісну роботу. Проаналізувавши рис. 2.2 можна дійти висновку, що для армування дерев'яних конструкцій раціонально використовувати арматурні сталі, деформаційні властивості яких найбільш відповідають властивостям деревини. Для кращої сумісної роботи слід використовувати арматуру класів A400C, A500C.

Сумісна робота деревини з композитами з основою із склопластикових, базальтових та вуглецевих волокон за достатнього анкерування кінців також достатньо перспективна для використання, як армуючого матеріалу на всіх стадіях напружено-деформованого стану нормальних перерізів армованих дерев'яних конструкцій [187].

Як видно з рис. 1.5 із композитних полімерних арматур склопластикова арматура GFRP має найменший модуль пружності та найменшу міцність, базальтова арматура BFRP займає проміжне значення, а найбільшу міцність і найвищий модуль пружності має вуглецева арматура та вуглецеві стрічки CFRP. В той же час загальні відносні деформації до руйнування для цього класу композитних полімерних арматур є щонайменше на рівні $200 \cdot 10^{-4}$. Тому можна спрогнозувати, що для кращого ефекту збільшення жорсткості конструкцій згинальних елементів слід використовувати композитну арматуру з більшим модулем пружності (жорсткішою), тобто арматуру CFRP та композитну вуглецеву стрічку Sika CarboDur S-512 з основою у вигляді вуглецевих волокон .

2.1.3. Методика побудови діаграми деформування « $\sigma - \varepsilon$ » на стиск для деревини на основі експериментальних досліджень згинальних елементів.

В роботі [214] детально описані діаграми деформування деревини за осьового стиску вздовж волокон. І було також встановлено, що діаграма деформування на розтяг має прямолінійну залежність від початку завантаження і майже до руйнування. Діаграма деформування деревини на стиск має нелінійний характер, що свідчить про присутність як пружних, пластичних та еластичних деформацій в деревині.

Для побудови діаграми деформування деревини використано дані отримані за випробування дерев'яної балки на згин, а саме зростання відносних деформацій в крайніх стиснутих та розтягнутих волокнах за прикладеного згинального моменту.

Використавши досвід з роботи [177], приймемо основні передумови для побудови діаграми деформування деревини:

1. Для побудови діаграми деформування деревини за осьового стиску використовується гіпотеза плоских перерізів.

2. Волокна в згинальному елементі мають однакові властивості в шарах деревини по висоті балки, що зазвичай приймають в елементах, які працюють на поперечний згин.

3. Епюра розтягнутої зони згинального елемента має трикутну форму (тобто діаграма деформування деревини елемента має лінійний характер).

З експериментальних досліджень були отримані значення згинального моменту M_n , при n -ому рівні завантаження та відносні деформації $\varepsilon_{t,n}$ та $\varepsilon_{c,n}$ відповідно найбільш розтягнутих та стиснутих волокон. На рис.2.3. показано епюри напружень в поперечному перерізі для другої стадії роботи згинального елемента з деревини.

Розглянемо систему рівноваги при n -ому рівні завантаження за умови настання другої стадії роботи. Значення згинальних моментів $M_1 \dots M_n$,

відносних деформацій арматури $\varepsilon_{s,1} \dots \varepsilon_{s,n}$, деревини $\varepsilon_{c,1} \dots \varepsilon_{c,n}$ нам відомі з експерименту, а значення $\sigma_{c,1} \dots \sigma_{c,n-1}$ відомі з попередніх розрахунків. Тобто, необхідно визначити напруження $\sigma_{c,n}$ у найбільш стиснутому волокні деревини (рис.2.3).

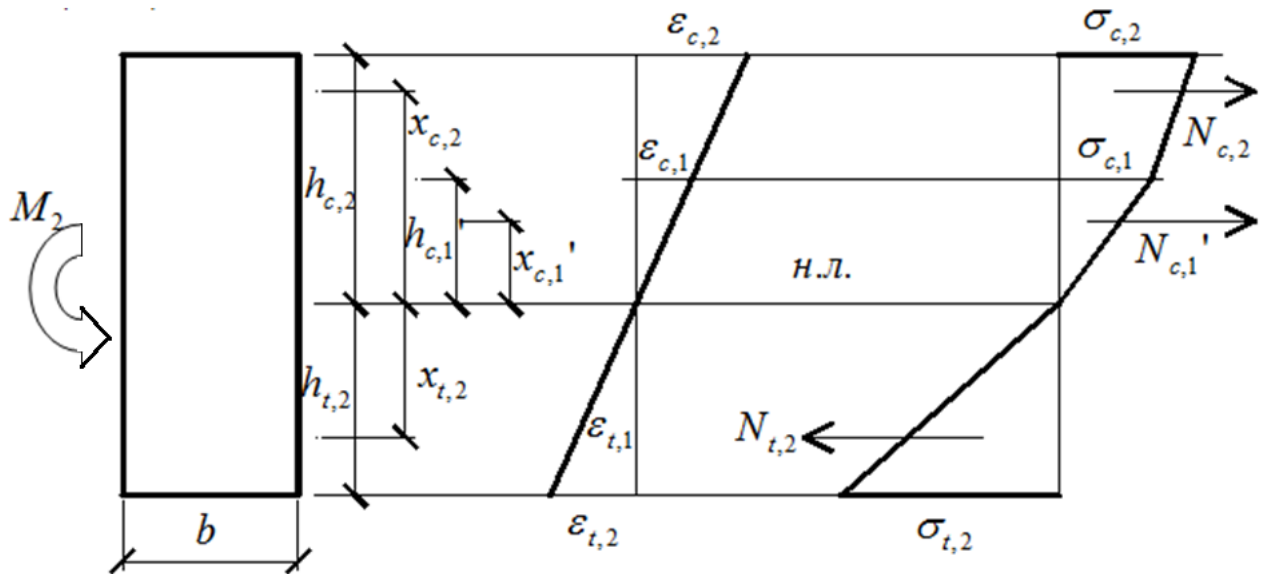


Рис. 2.3. Епюра напружень згинального дерев'яного елемента за розрахунку діаграми деформування деревини (на другому рівні завантаження)

Запишемо систему рівноваги для всіх рівнів завантаження, яка включає в себе суму моментів відносно нейтральної лінії, а також суму всіх зусиль спроектовану на повздовжню вісь балки

$$\begin{cases} \sum_{i=1}^{n-1} N_{c,i} + N_{c,n} = N_{t,n} \\ M_n = \sum_{i=1}^{n-1} N_{c,i} \cdot x_{c,i} + N_{c,n} \cdot x_{c,n} + N_{t,n} \cdot x_{t,n} \end{cases}; \quad (2.2)$$

Зусилля, які виникають в розтягнутій і стиснутій зоні деревини, будуть дорівнювати

$$\begin{aligned} \sum_{i=1}^{n-1} N_{c,i} &= \sum_{i=1}^{n-1} \frac{1}{2} (\sigma_{c,i-1} + \sigma_{c,i}) h_{c,i} b = \\ &= \sum_{i=1}^{n-1} \frac{1}{2} (\sigma_{c,i-1} + \sigma_{c,i}) (\varepsilon_{c,i} \rho_n - \varepsilon_{c,i-1} \rho_n) b ; \end{aligned} \quad (2.3)$$

$$\begin{aligned} N_{c,n} &= \frac{1}{2} (\sigma_{c,n-1} + \sigma_{c,n}) (h_{c,n} - h_{c,n-1}) b = \\ &= \frac{1}{2} b (\varepsilon_{c,n} \rho_n - \varepsilon_{c,n-1} \rho_n) (\sigma_{c,n-1} + \sigma_{c,n}) ; \end{aligned} \quad (2.4)$$

$$N_{t,n} = \frac{1}{2} \sigma_{t,n} h_{t,n} b = \frac{1}{2} \sigma_{c,i} \varepsilon_{t,n} \rho_n b , \quad (2.5)$$

де ρ_n - кривина при n -ому рівні завантаження.

$$\rho_n = \frac{H}{\varepsilon_{c,n} + \varepsilon_{c,n}} \quad (2.6)$$

Запишемо суму моментів відносно нейтральної лінії підставивши зусилля розтягу як суму зусиль стиску

$$M_n - \sum_{i=1}^{n-1} N_{c,i} \cdot x_{c,i} - \sum_{i=1}^{n-1} N_{c,i} \cdot x_{t,n} = N_{c,n} \cdot x_{c,n} + N_{c,n} x_{t,n} \quad (2.7)$$

$$x_{c,i} = (h_{c,i} - h_{c,i-1}) \varphi_i + h_{c,i-1} = (\varepsilon_{c,i} \rho_n - \varepsilon_{c,i-1} \rho_n) \varphi_i + \varepsilon_{c,i-1} \rho_n ; \quad (2.8)$$

$$x_{t,n} = \frac{2}{3} h_{t,n} = \frac{2}{3} \varepsilon_{t,n} \rho_n \quad (2.9)$$

Враховуючи, що отримані зусилля дорівнюють зусиллям, обчисленим за формулами (2.2), (2.3) та (2.4), рівняння (2.1) прийме вигляд

$$\begin{aligned} &\sigma_{c,n} x_{c,n} + \sigma_{c,n} \frac{2}{3} \varepsilon_{t,n} \rho_n + \sigma_{c,n-1} x_{c,n} - \\ &\frac{M_n - \sum_{i=1}^{n-1} \frac{1}{2} b (\sigma_{c,i-1} + \sigma_{c,i}) (\varepsilon_{c,i} \rho_n - \varepsilon_{c,i-1} \rho_n) (x_{c,i} + x_{t,n})}{0,5 (\varepsilon_{c,n} \rho_n - \varepsilon_{c,n-1} \rho_n) b} + \\ &+ \frac{2}{3} \sigma_{c,n-1} \varepsilon_{t,n} \rho_n = 0 \end{aligned} \quad (2.10)$$

де φ_i - коефіцієнт, який враховує центр ваги ділянки (за першого завантаження необхідно прийняти $2/3$).

Рівняння (2.9) можна записати, як рівняння з двома невідомими $\sigma_{c,n}$ та $x_{c,n}$

$$x_1 x_2 + a_1 x_1 + a_2 x_2 - a_3 = 0, \quad (2.11)$$

де $x_1 = \sigma_{c,n}$ напруження в стиснутій зоні при n – завантаженні;

$x_2 = x_{c,n}$ відстань від нейтральної лінії до центру ваги трапеції останньої стиснутої зони;

$a_1 = \frac{2}{3} \varepsilon_{t,n} \rho_n$, $a_2 = \sigma_{c,n-1}$ - коефіцієнти рівняння.

$$a_3 = \frac{M_n - \sum_{i=1}^{n-1} \frac{1}{2} b(\sigma_{c,i-1} + \sigma_{c,i})(\varepsilon_{c,i} \rho_n - \varepsilon_{c,i-1} \rho_n)(x_{c,i} + x_{t,n})}{0,5(\varepsilon_{c,n} \rho_n - \varepsilon_{c,n-1} \rho_n) b} + \frac{2}{3} \sigma_{c,n-1} \varepsilon_{t,n} \rho_n = 0. \quad (2.12)$$

Визначимо відстань до центру ваги n -ої трапеції обмеженої зусиллями $\sigma_{c,n}, \sigma_{c,n-1}$.

$$x_{c,n} - h_{c,n-1} = \frac{\frac{1}{2}(h_{c,n} - h_{c,n-1})(h_{c,n} - h_{c,n-1})\sigma_{c,n-2} + \frac{2}{3}(h_{c,n} - h_{c,n-1})\frac{1}{2}(h_{c,n} - h_{c,n-1})(\sigma_{c,n} - \sigma_{c,n-1})}{(h_{c,n} - h_{c,n-1})\sigma_{c,n-1} + \frac{1}{2}(h_{c,n} - h_{c,n-1})(\sigma_{c,n} - \sigma_{c,n-1})}, \quad (2.13)$$

де $h_{c,n}$ та $h_{c,n-1}$ дорівнюють відповідно $\varepsilon_n \rho_n$ та $\varepsilon_{c,n-1} \rho_n$.

Спростивши (2.12), ми отримаємо рівняння

$$\begin{aligned} & \sigma_{c,n} x_{c,n} - \sigma_{c,n} \left(h_{c,n-1} + \frac{2}{3} (h_{c,n-1} - h_{c,n-1}) \right) + \sigma_{c,n-1} x_{c,n} - \\ & - \left(\sigma_{c,n-1} h_{c,n-1} + \frac{1}{3} \sigma_{c,n-1} (h_{c,n} - h_{c,n-1}) \right) = 0. \end{aligned} \quad (2.14)$$

Запишемо попередній вираз (2.13), як рівняння з двома невідомими

$$x_1 x_2 + k_1 x_1 + k_2 x_2 - k_3 = 0, \quad (2.15)$$

де $x_1 = \sigma_{c,n}$ та $x_2 = x_{c,n}$, як зазначено вище.

$$k_1 = -\frac{1}{3}\varepsilon_{c,n-1}\rho_n - \frac{2}{3}\varepsilon_{c,n}\rho_n, \quad k_2 = \sigma_{c,n-1} \quad (2.16)$$

$$k_3 = \frac{2}{3}\sigma_{c,n-1}\varepsilon_{c,n-1}\rho_n + \frac{1}{3}\sigma_{c,n-1}\varepsilon_{c,n}\rho_n \quad (2.17)$$

Обидва рівняння мають спільні невідомі $x_1 = \sigma_{c,n}$ та $x_2 = x_{c,n}$, тому з них можна записати наступну систему рівнянь

$$\begin{cases} x_1x_2 + a_1x_1 + a_2x_2 - a_3 = 0 \\ x_1x_2 + k_1x_1 + k_2x_2 - k_3 = 0 \end{cases} \quad (2.18)$$

Враховуючи, що $a_2 = k_2 = \sigma_{c,n-1}$, та віднявши від рівняння (2.10) рівняння (2.14) ми отримуємо

$$a_1x_1 - a_3 = k_1x_1 - k \quad (2.19)$$

Рішенням попереднього рівняння (2.18) є

$$x_1 = \sigma_{c,n} = \frac{a_3 - k_3}{a_1 - k_1} \quad (2.20)$$

Визначивши $\sigma_{c,n}$, можна отримати центр ваги трапеції, і записати його, як відношення до висоти трапеції

$$\varphi_i = \frac{1/3\sigma_{c,n-1} + 2/3\sigma_{c,n}}{\sigma_{c,n-1} + \sigma_{c,n}} \quad (2.21)$$

Враховуючи отримані рівняння аналіз згинального елемента можна проводити в такій послідовності:

1. Встановлюємо значення напруження в найбільш стиснутому волокні при першому завантаженні $\sigma_{c,1}$. Для цього завантаження центр ваги буде знаходитися в залежності від коефіцієнта $\varphi_1 = 2/3$.
2. Знаходимо значення напруження в найбільш стиснутому волокні $\sigma_{c,n}$.
3. Обчислюємо центр ваги ділянки φ_n для всіх інших завантажень, враховуючи попередні значення.

Пункт 2 та 3 повторюємо n кількість разів при цьому встановлюємо повну епюру деформування.

2.1.4. Трансформування діаграми фізичного стану деревини в діаграму механічного стану згинального елементу

Повні еталонні діаграми деформування деревини вздовж волокон за центрального стиску і розтягу “ $\sigma_d - u_d$ ” отримують на зразках у вигляді призми чи зразках із послабленим прямокутним перерізом за прикладення короткочасного навантаження з постійною швидкістю приросту деформування, тобто за жорсткого режиму завантаження (рис. 2.1).

Протириччя застосування діаграм-еталонів стану деревини за центрального стиску вздовж волокон деревини в моделюванні напружено-деформованого стану поперечного елемента зникають із застосуванням діаграми стану елемента при розв’язанні задач втрати стійкості (рис.2.4), які були запропоновані В.Я. Бачинським [216] та А.М. Бамбурою [217] для залізобетонних елементів та Гомоном С.С. [212] для елементів з деревини.

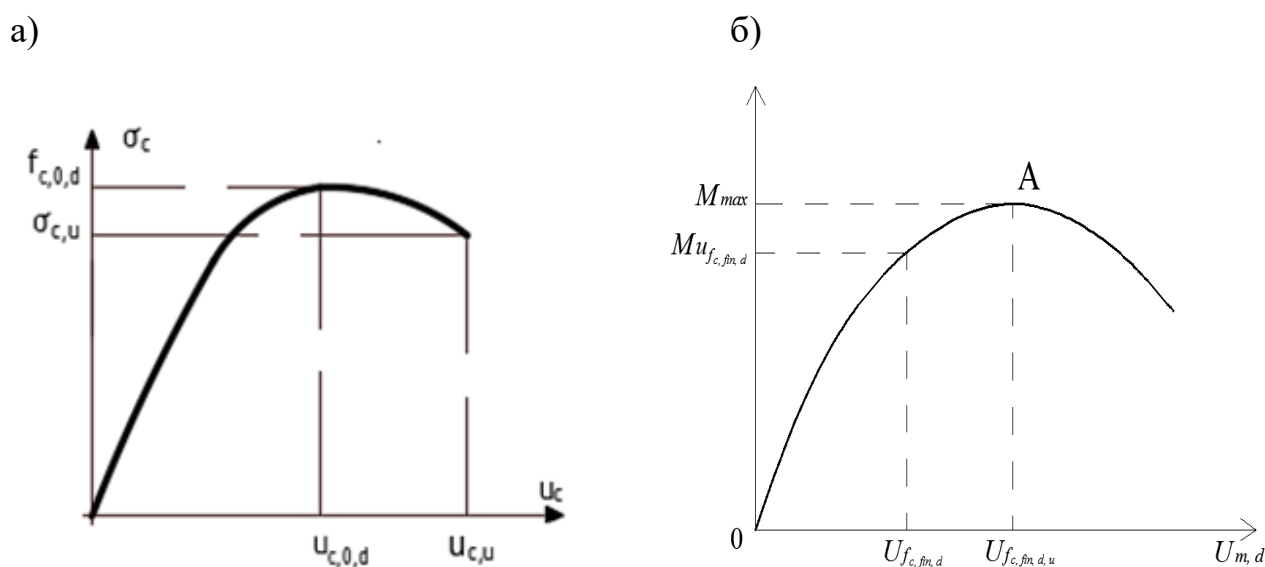


Рис. 2.4. Діаграми: а) деформування деревини за стиску вздовж волокон ($\sigma - u$); б) роботи дерев'яного елемента, що працює за неоднорідного напружено-деформованого стану ($M - u_{m,d}$) трансформована з урахуванням діаграми деформування деревини

Розповсюджуючи цю пропозицію на задачі несучої здатності за силового деформування у вибраному поперечному перерізі елемента з деревини, пояснює суть переходу від діаграми-еталону стану за повздовжнього стиску “ $\sigma_d - u_d$ ” в діаграму стану елемента “ $M - u_d$ ”. І це є можливим завдяки використанню гіпотези плоских перерізів та рівнянь механіки твердого тіла. Отже, використання діаграм стану елементів підтверджує природну єдність різних напружено-деформованих граничних станів.

2.1.5. Основні передумови до моделювання

Достовірність експериментальних даних, встановлення на основі повних діаграм деформування складових матеріалів армованих балок з деревини за дії постійного за часом приросту деформацій, сумісності роботи та деформування в конструкції, аналітичного апарату побудови діаграми «момент-кривина» дають можливість розробити різновид моделювання роботи такої конструкції для визначення напружено-деформованого стану елементів з деревини за роботи на згин довільного поперечного перерізу на всіх рівнях його завантаження до руйнування. В основу моделювання розрахункового апарату взяті такі передумови:

- використовуємо гіпотезу суцільності та однорідності апарату нескінченно малих величин за умови нерозривності функції в точці досліджуваного перерізу;

- розрахунковим є переріз нормальний до повздовжньої осі елемента;

- по висоті розрахункового поперечного перерізу для малих деформацій справедлива гіпотеза про лінійний розподіл деформацій;

- зв'язок між напруженнями і деформаціями розтягнутої деревини, арматурної сталі, композитних полімерних арматур приймається у вигляді залежності $\sigma_{w,t} = f_{w,t}(u_{w,t})$;

•робота стиснутої деревини вважається пружно-пластичною, а зв'язок між напруженнями і деформаціями приймається у вигляді трансформованої діаграми, що зображена на рис. 2.1 та описується криволінійною функцією

$$\sigma_{w,c} = f_{w,c}(u_{w,c});$$

•в дерев'яному елементі за розрахунків приймаються характеристичні значення опору деревини, сталевій та композитних арматур.

Критеріями втрати несучої здатності дерев'яного армованого згинального елемента прийнято:

а) руйнування розтягнутої деревини за досягнення найбільш розтягнутим шаром граничних значень деформацій;

б) руйнування деревини за досягнення найбільших граничних сколюючих напружень;

в) екстремальний критерій - втрата рівноваги між внутрішніми та зовнішніми зусиллями.

А також:

а) розрахунок виконуємо за деформаційною моделлю, що враховує приріст прогину (кривини) елемента;

б) для стиску деревини в нормальному поперечному перерізі згинального елемента приймаємо знак додатній, а для розтягу – від'ємний.

2.2. Теоретичні передумови до розрахунку необхідності підсилення згинальних дерев'яних елементів з урахуванням пружно-пластичної роботи

2.2.1. Передумови та побудова діаграми «момент-кривина»

Проведемо теоретичний аналіз напружено-деформованого стану деревини і визначимо основні передумови для визначення міцності та жорсткості згинальних елементів з деревини. Сучасні методи розрахунку використовують

пружну теорію для деревини та обмежуються визначенням пружних характеристик перерізу, з використанням похідних від площі поперечного перерізу таких, як статичний момент опору, момент опору поперечного перерізу та момент інерції поперечного перерізу. Враховуючи розвиток обчислювальної техніки та програмування, використання методу скінчених елементів для розрахунку різних конструкцій, створює можливість збільшити точність розрахунку, а також використання різних математичних функцій для описання роботи деревини та інших матеріалів в роботі конструктивного елемента. Для аналізу роботи деревини задамося двома функціями, які описують напружено-деформований стан деревини на стиск рівнянням (2.22) та розтяг – (2.23):

$$\sigma_{w,c} = f_{w,c}(u_{w,c}) \quad (2.22)$$

$$\sigma_{w,t} = f_{w,t}(u_{w,t}) \quad (2.23)$$

Для згинального елемента буде справедлива система з двома рівняннями рівноваги між внутрішніми напруженнями, зовнішнім та внутрішніми моментами у вигляді:

$$\begin{cases} \sum N_x = 0; \\ \sum M_z = 0; \end{cases} \quad (2.24)$$

За цієї умови за дії згинального моменту та з урахуванням сучасних теорій (діаграм стану елементів) виникає три стадії напружено-деформованого стану роботи елемента з деревини, не враховуючи стадію руйнування. Використання функцій, що описують деформування матеріалів, дозволяють описати всі ці стадії напружено-деформованого стану однією і тією ж залежністю рівноваги. Тобто ця рівновага буде діяти на кожному етапі деформування деревини аж до руйнування (рис 2.5).

Щоб визначити всі невідомі на кожній стадії напружено-деформованого стану поперечного перерізу згинального елемента, потрібно розв'язати систему рівноваги (2.4). Запишемо рівняння напружень, які діють в перерізі за допомогою функції:

$$b \int_0^{y_c} f_{w,c}(u_{w,c}) dy = b \int_0^{y_t} f_{w,t}(u_{w,t}) dy; \quad (2.25)$$

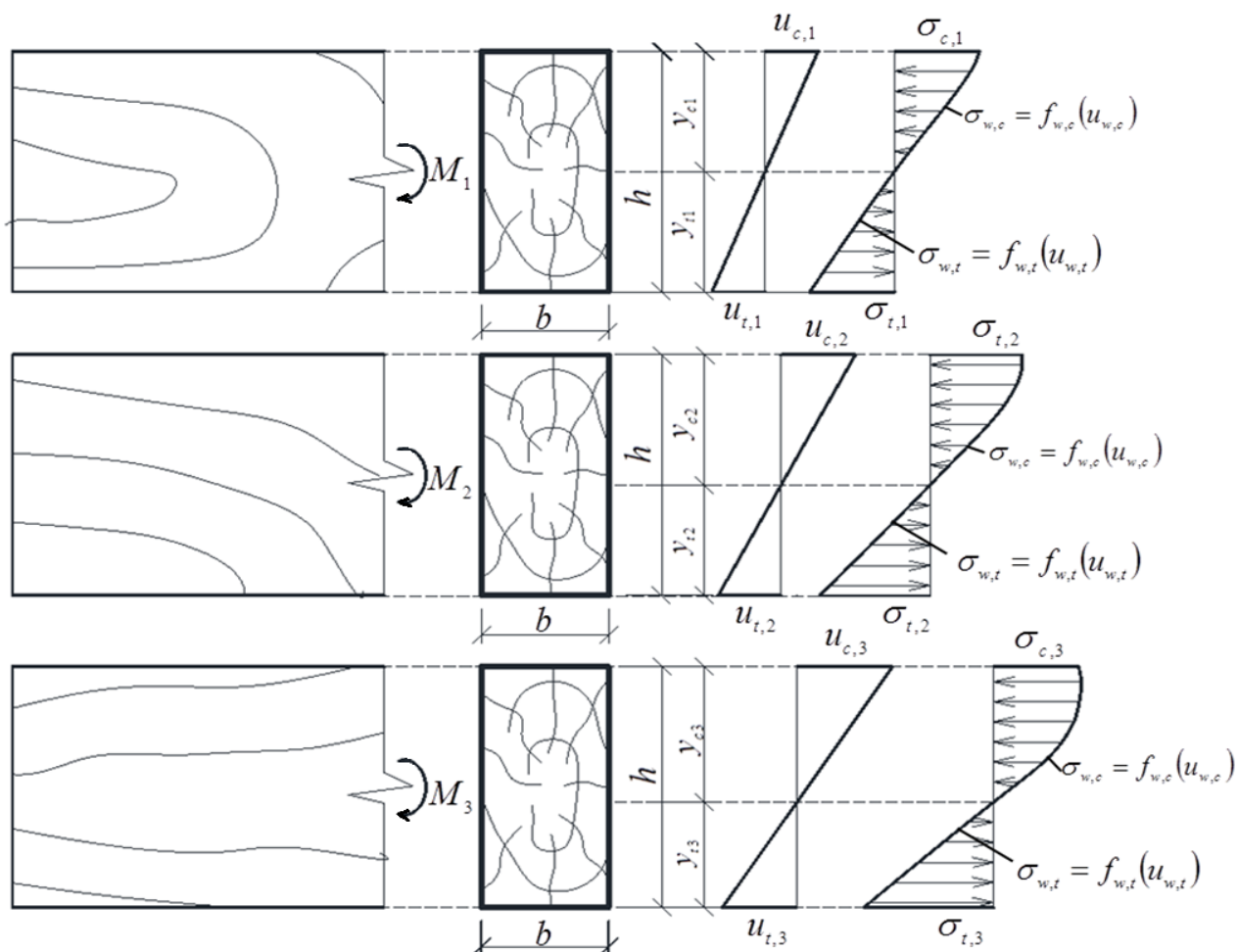


Рис. 2.5. Напружено-деформований стан на різних стадіях роботи згинального дерев'яного елемента

За прийнятою теорією «плоских перерізів» відносні деформації деревини збільшуються по висоті перерізу пропорційно віддаленню від нейтральної лінії, водночас напруження також будуть збільшуватись за попередньо прийнятою функцією. Сумарну рівновагу напружень стиску та розтягу в поперечному перерізі елемента з деревини можна записати у вигляді:

$$b \cdot h_c \int_0^{u_c} f_{w,c}(u_{w,c}) \frac{1}{u_c} du = b \cdot h_t \int_0^{u_t} f_{w,t}(u_{w,t}) \frac{1}{u_t} du. \quad (2.26)$$

Деформації в перерізі, можна визначити через кривину елемента для будь-якої точки перерізу на всіх стадіях завантаження (рис.2.6.):

$$u_{c,i} = \xi_i y_{c,i}; \quad (2.27)$$

$$u_{t,i} = \xi_i y_{t,i}; \quad (2.28)$$

де $\xi_i = 1/\rho_i$ — кривина елемента.

Для розрахунку зробимо наступні припущення:

- кожному рівню згинального моменту M_i , що діє в елементі, буде відповідати своя кривина, яка виникатиме в елементі $\xi_i = 1/\rho_i$;
- розв'язавши рівняння рівноваги (2.26), можна знайти співвідношення стиснутої і розтягнутої s_i для будь-якого рівня завантаження M_i ;
- якщо підійти від супротивного, то таким само кожному значенню кривини ξ_i буде відповідати тільки одне значення згинального моменту, а також одне значення співвідношення висоти стиснутої зони до розтягнутої s_i .

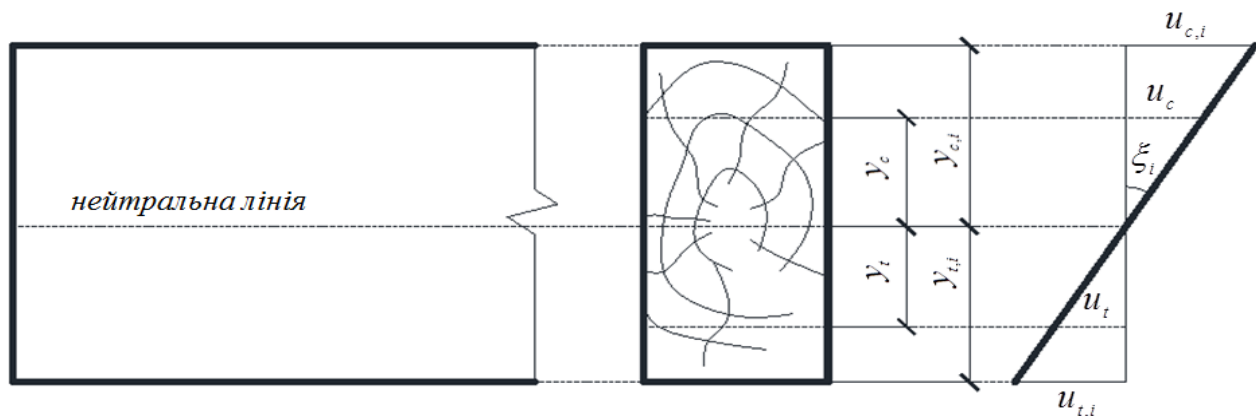


Рис.2.6. Розподіл відносних деформацій в розрахунковому поперечному перерізі елемента: $u_{c,i}$ - висота стиснутої зони елемента; y_c , y_t - відстань від нейтральної лінії до точки визначення відносних деформацій стиску; $y_{t,i}$ - відстань від нейтральної лінії до точки визначення відносних деформацій розтягу; $u_{c,i}$ - відносні деформації стиску в найбільш віддаленому волокні; u_c , u_t - відносні деформації стиску в розрахунковому поперечному перерізі; $u_{t,i}$ - відносні деформації розтягу в найбільш віддаленому волокні; $\xi_i = 1/\rho_i$ — кривина елемента в розрахунковому поперечному перерізі

Побудуємо графік «момент-кривина» (рис.2.7) для згинального дерев'яного елемента прямокутної форми. Для цього використаємо діаграми деформування деревини, а розрахунок проведемо за алгоритмом рис 2.8.

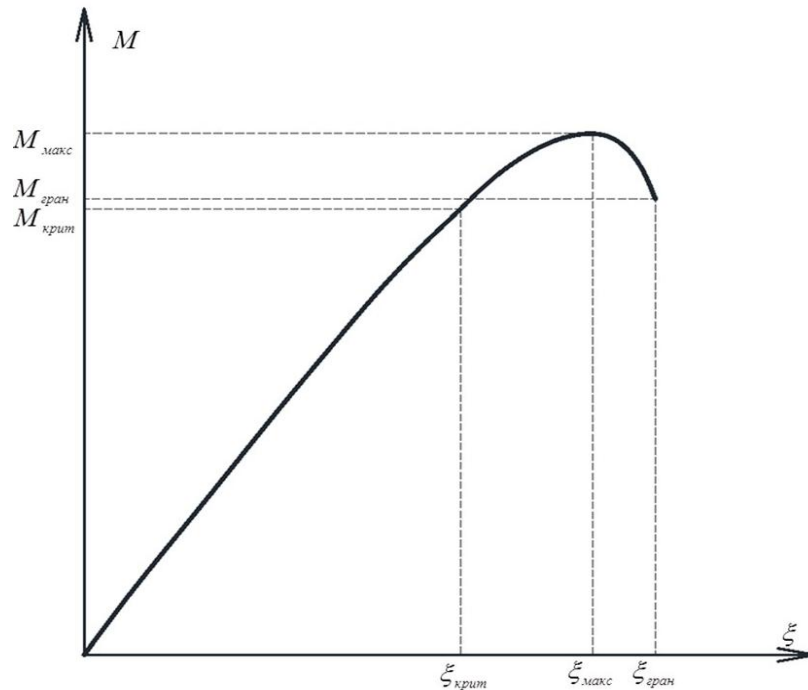


Рис. 2.7. Загальний вигляд графіку залежності «момент-кривина» для дерев'яного згинального елемента прямокутної форми

За діаграмою можна визначити такі основні точки: а) перша точка - це точка, яка відповідає досягненню критичних відносних деформацій $\xi_{крит}$ та відповідному моменту $M_{крит}$; б) друга точка на графіку - це максимальна можлива несуча здатність перерізу та максимальне значення моменту, яке може сприйняти поперечний переріз $M_{макс}$ та відповідне значення кривини $\xi_{макс}$; в) третя точка відповідає граничному значенню моменту перед руйнуванням $M_{гран}$ та кривині $\xi_{гран}$. Ці значення виникають при досягненні деревини граничного значення відносних деформацій розтягу $u_{t,0,d}$.

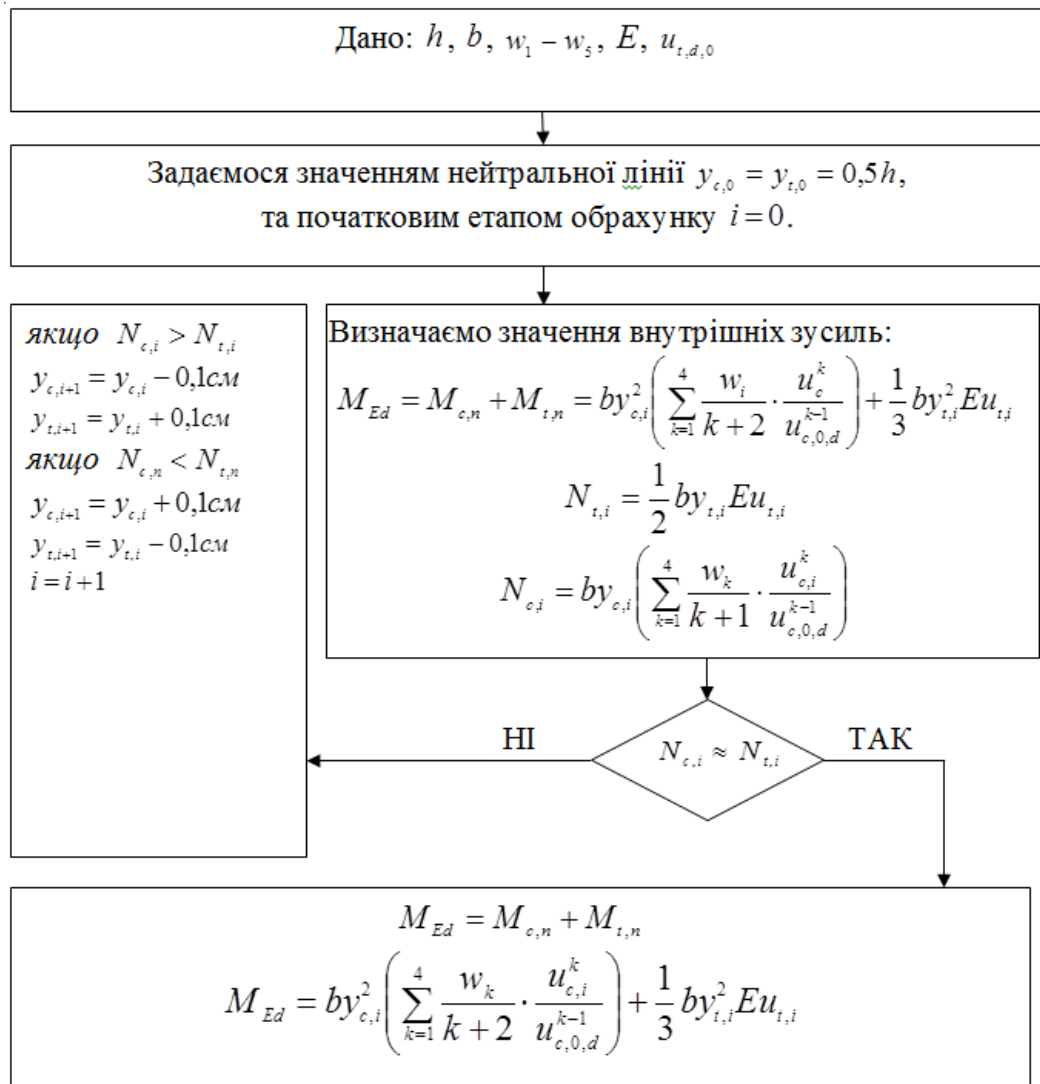


Рис. 2.8. Алгоритм для побудови графіку «момент-кривина» для згинального дерев'яного елемента

Щоб пов'язати значення згинального моменту з прогином балки, слід припустити різні варіанти завантаження (рис. 2.9).

Розрахунок прогинів виконуємо в такій послідовності:

1) Визначаємо зовнішню епюру моментів, що діють по довжині балки (рис. 2.9) за основними правилами опору матеріалів в залежності від максимальних моментів $M_F, M_{F_k}, M_q, M_{q_k}$;

2) Визначаємо кривину за раніше описаним графіком “момент-кривина” від максимальних моментів $M_F, M_{F_k}, M_q, M_{q_k}$. За цим же принципом можна встановити кривину по всій довжині балки та побудувати її епюру;

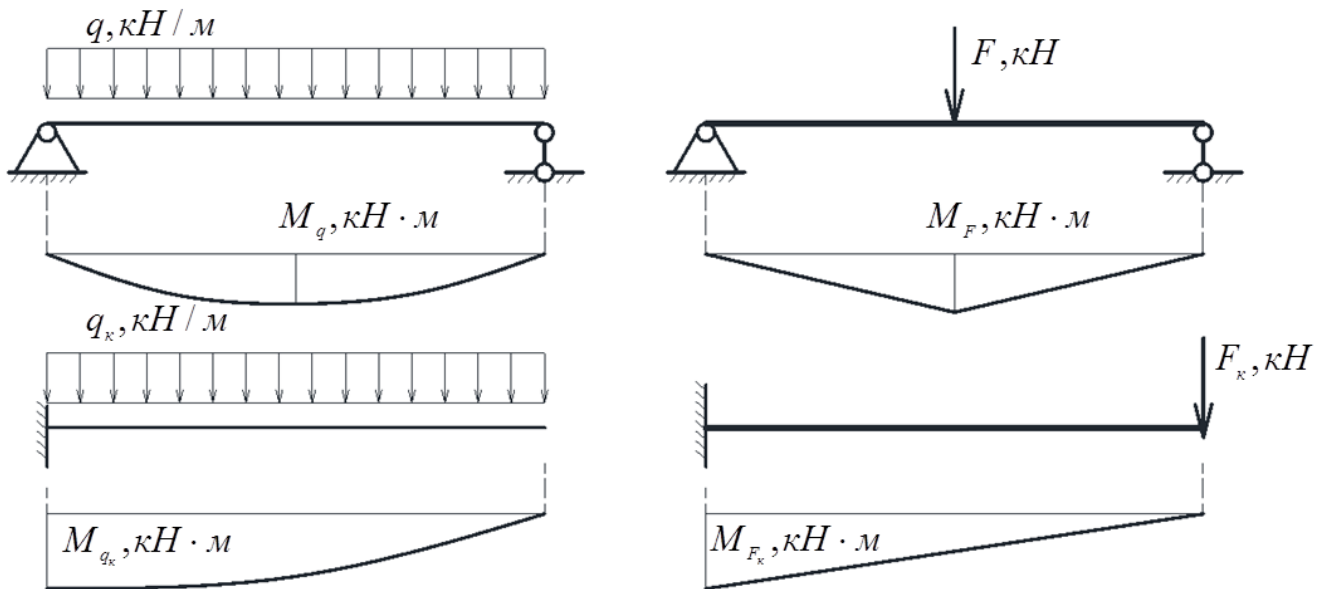


Рис. 2.9. Варіанти завантаження балок для визначення взаємовідношення максимального моменту до прогину

3) Для отримання кута повороту балки можна використати два методи: перший - це метод скінченних елементів, розбивши згинальний елемент на скінченну кількість елементів та визначити поворот кожної з них; другий - проінтегрувати функцію зміни кривини по довжині балки.

Обидва варіанти дозволяють отримати кут повороту нейтральної лінії балки з цільної чи клеєної деревини в заданій точці згинального елемента до початкового її положення. Якщо дерев'яний згинальний елемент розділити на рівні частини і визначити на краях цих проміжків кривину, то можна встановити середнє значення кривини на всій ділянці.

Розглянемо i – ту ділянку згинального елемента довжиною, в кожній точці якої по довжині виникає кривина. Тоді кут повороту двох країв цієї ділянки буде дорівнювати

$$\alpha_i = \frac{l_i}{r_i} \quad (2.29)$$

Як відомо, кривина для такої ділянки буде оберненою величиною радіуса, тобто:

$$\xi_i = \frac{1}{r_i}. \quad (2.30)$$

З урахуванням (2.29) формула (2.30) прийме вигляд:

$$\alpha_i = \xi_i l_i. \quad (2.31)$$

Кут повороту n -ої ділянки, виходячи з центру балки, можна визначити за формулою:

$$\alpha_n = \sum_{k=1}^n \alpha_k + \alpha_0. \quad (2.32)$$

При варіанті диференціювання по довжині балки ми отримаємо, що елементарний кут повороту згинального елемента рівний елементарній довжині згинального елемента помноженого на кривину, яка є на даній елементарній ділянці:

$$d\alpha = \xi(l) dl. \quad (2.33)$$

Звідси слідує, що кут повороту на ділянці згинального елемента, який накопичується в балці, рівний інтегральному виразу:

$$\alpha = \int \xi(l) dl, \quad (2.34)$$

α - кут повороту нейтральної лінії до початкової нейтральної лінії згинального елемента;

$\xi(l)$ - функція залежності кривини по довжині балки на ділянці згинального елемента.

4. Визначення відхилення від початкового положення, як і для визначення повороту балки, можна використати два методи. Перший варіант - це метод скінченних елементів, розбивши згинальний елемент на скінчену кількість елементів та визначивши поворот кожного з них. Другий варіант це проінтегрувати функцію зміни кривини по всій довжині балки, що досліджується. Обидва варіанти дозволять отримати кут повороту балки до початкового положення.

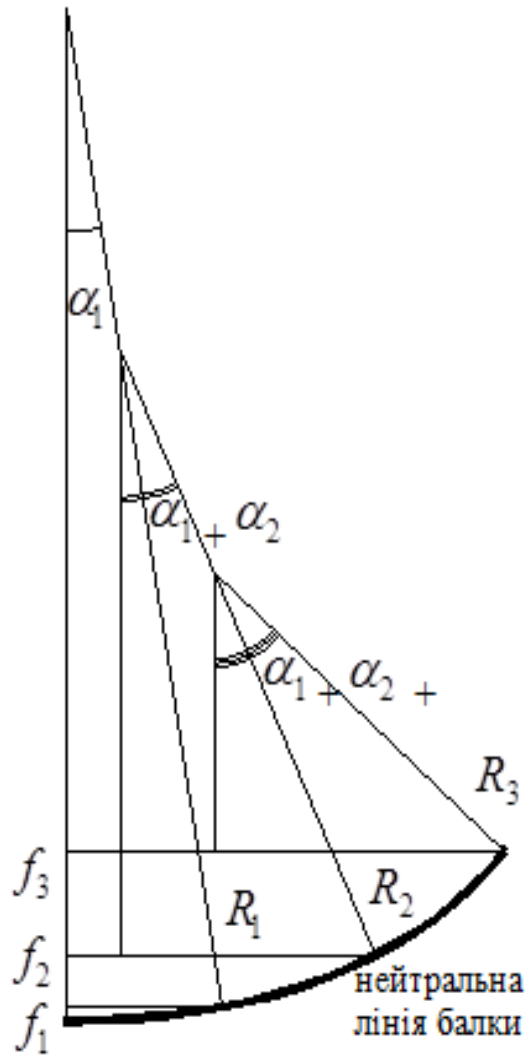


Рис. 2.10. Визначення прогину згинального елемента

Для визначення прогину згинальних елементів лід задатися, початковими умовами. Для балки з симетричним навантаженням, вихідні дані будуть відомі - це або положення нейтральної лінії або початкові кути повороту нейтральної лінії. Тоді визначення прогину балки буде включати визначення кутів повороту ділянок балки, а також визначення прогинів на кожній ділянці цього елемента. Прогин балки з симетричним навантаженням буде дорівнювати, сумі всіх прогинів ділянок, а також з початковим прогином точки, з якої ведеться визначення прогину:

$$f_n = f_0 + \sum_1^n f_i \quad (2.35)$$

Визначити прогин для i -ої ділянки можливо за формулами:

$$f_i = \rho_i \cos\left(\sum_{k=0}^{i-1} \alpha_k\right) - \rho_i \cos\left(\sum_{k=0}^i \alpha_k\right) \quad (2.36)$$

$$f_i = \frac{1}{\chi_i} \cos\left(\sum_{k=0}^{i-1} \alpha_k\right) - \frac{1}{\chi_i} \cos\left(\sum_{k=0}^i \alpha_k\right) \quad (2.37)$$

При цьому слід виконувати визначення прогинів з точки, де відоме значення початкового кута повороту балки α_0 .

Було змодельовано декілька варіантів роботи згинальних елементів з деревини з різними варіантами завантаження (балка - вільно лежача на двох опорах рис. 2.11, консольна балка - завантажена рівномірно розташованим навантаженням 2.12, балка - із зоною чистого згину 2.13).

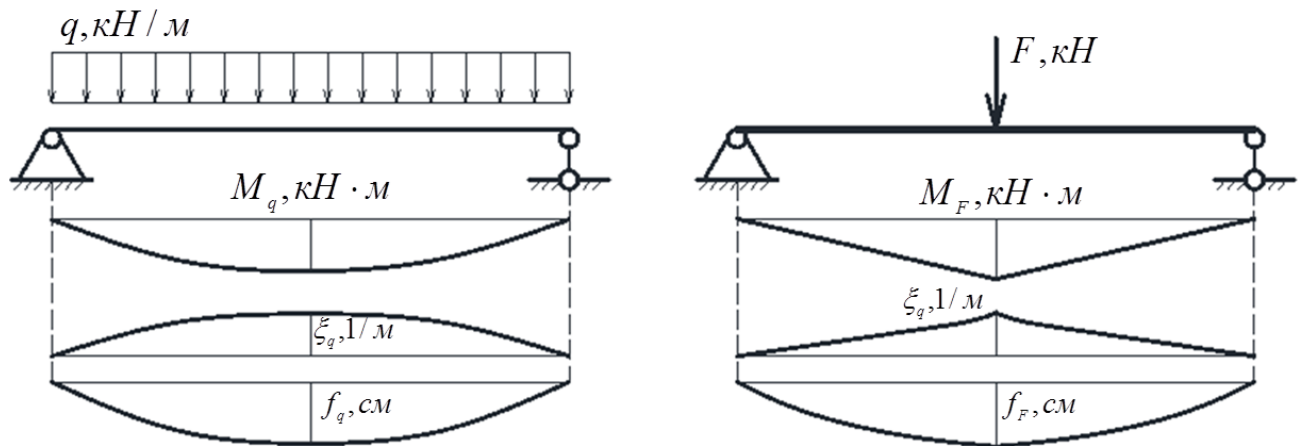


Рис. 2.11. Епюра згинальних моментів, кривини та прогинів балки на двох опорах від дії максимального згинального моменту, яку може сприйняти переріз

В результаті отримано максимальні можливі значення прогинів, які виникають при дії максимального моменту.

З рисунку 2.11. видно пов'язаність графіку «момент – кривина» з побудовою епюри кривини нейтральної лінії та згинального моменту, особливо характерно вираження впливу прослідковується в епюрах від дії точкового зусилля рис 2.11, 2.12 та 2.13.

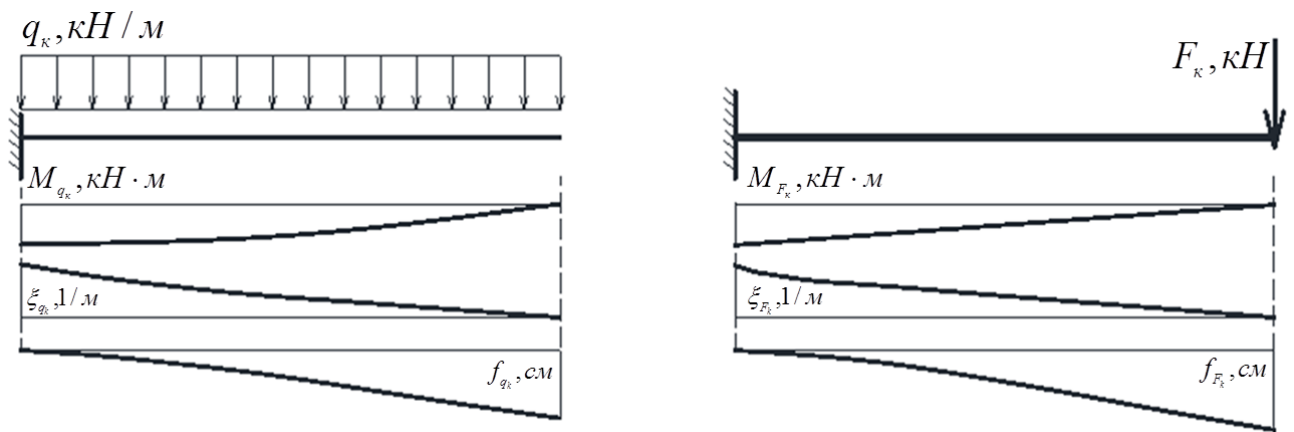


Рис. 2.12. Епюра згинальних моментів, кривини та прогинів консольної балки від дії максимального згинального моменту, яку може сприйняти переріз

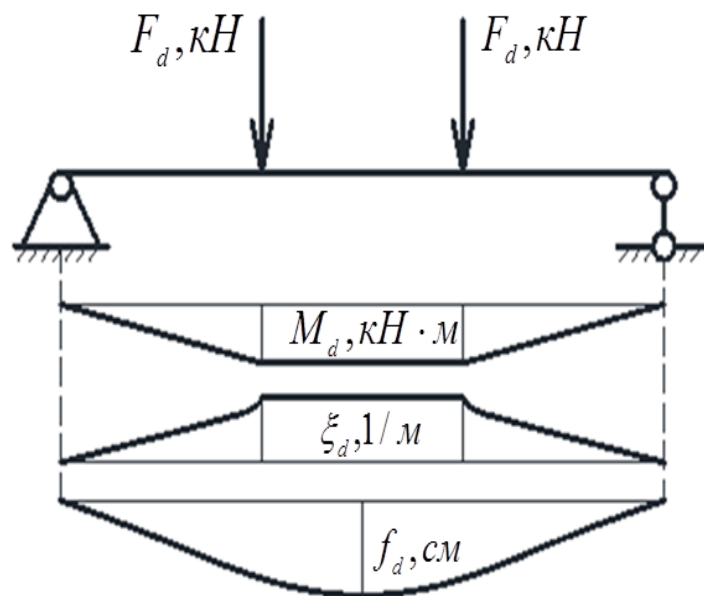


Рис. 2.13. Епюра згинальних моментів, кривини та прогинів балки із зоною чистого згину

2.2.2. Встановлення оптимальних розмірів поперечного нормального перерізу та довжини елементів з дерева, що працюють на згин

Виходячи з попередніх встановлених передумов та побудованої діаграми «момент-кривина», можна встановити максимальне значення завантаження, що може сприйняти поперечний переріз згинального елементу та граничний прогин. Для певного однакового максимального моменту можна встановити

мінімальні розміри поперечного перерізу балок та їх довжини для одночасного досягнення за двома групами граничного стану, побудувавши діаграму залежності ширини перерізу та довжини балки до висоти перерізу рис. 2.14. Перша діаграма виконана для згинального елемента на двох опорах з прикладеним рівномірно-розподіленим навантаженням, а друга для зусилля з точковим прикладеним навантаженням. Криволінійна лінія графіку розділяє балки на дві зони по досягненню граничного стану елемента.

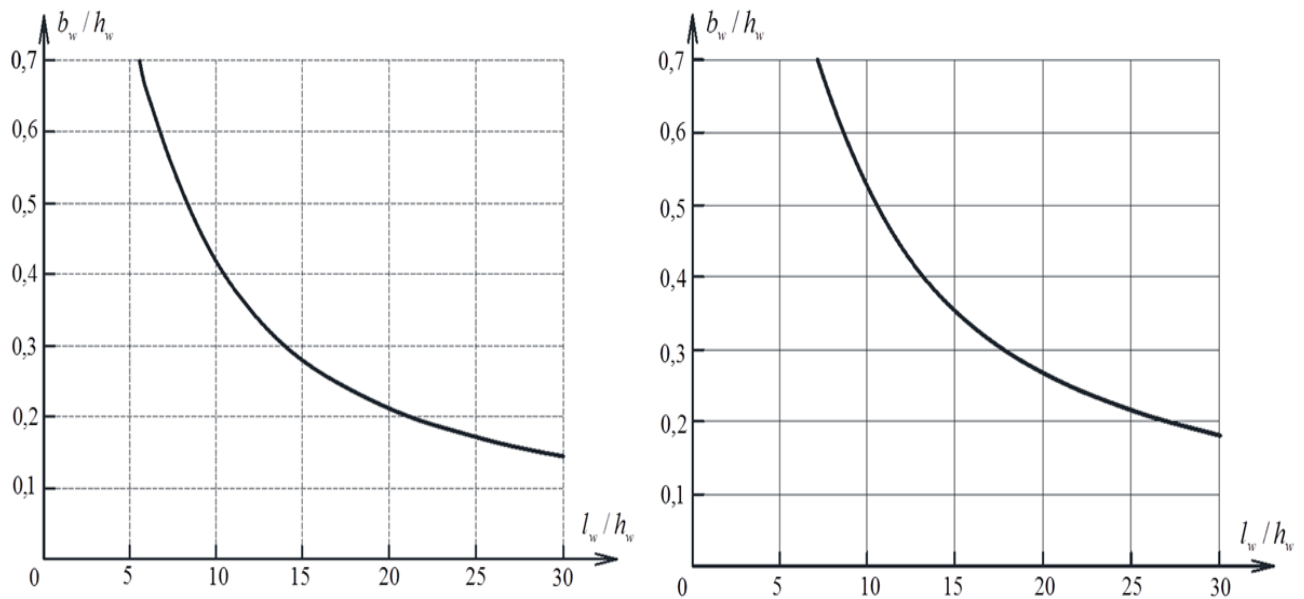


Рис. 2.14. Графік залежності співвідношення геометричних розмірів при співпадінні двох граничних станів (граничного прогину та руйнування)

За геометричних характеристик, які попадають під криву зображеного графіку, згинальний елемент буде досягати граничного стану в поперечному перерізі за граничним навантаженням першої групи, а в зоні над графіком, буде раніше досягати граничного стану за другою групою. З графіку також зрозуміло, що найефективнішим переріз буде знаходитись в межах ширини перерізу $b_w = 0,2h_w \dots 0,4h_w$ та довжиною $l_w = 10h_w \dots 20h_w$.

Враховуючи те, що дерев'яні (неклеєні) елементи проектуються з висотою перерізу $b_w = 0,3h_w \dots 0,5h_w$ та довжиною $l_w > 10h_w$, то в таких елементах граничний стан по прогинах настає раніше.

2.2.3. Передумови та встановлення епіюр максимальних дотичних напружень з урахуванням пружно-пластичної роботи

Не меншою проблемою є визначення дотичних деформацій та напружень, які можуть зруйнувати дерев'яний елемент, що працює на поперечний згин.

Визначення дотичних напружень в згинальному елементі з урахуванням пружно-пластиної роботи елементу потрібно розпочати з розгляду самого елементу. Розглянемо консольно закріплений згинальний елемент, на кінці якого прикладена сила F (рис.2.15).

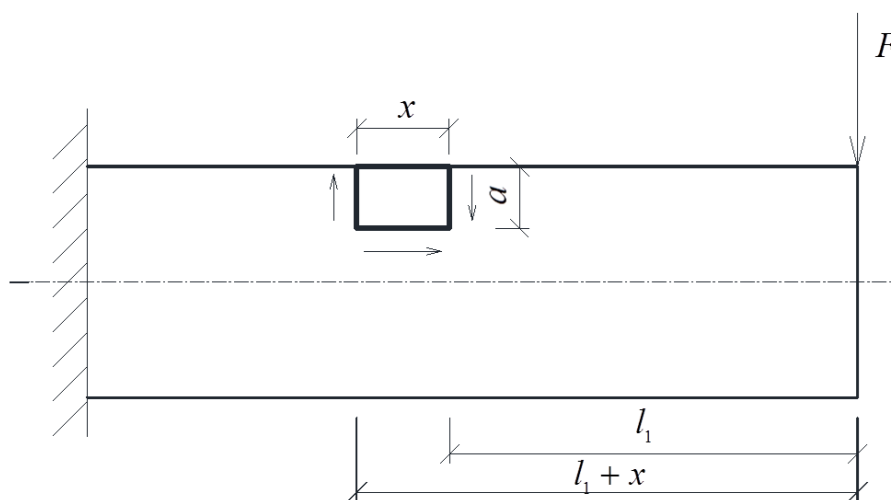


Рис. 2. 15. Елементарна частинка в згинальному елементі

Якщо вирізати частину згинального елементу, ми отримаємо частину елементу, розміри якого показані на рис. 2.16, на яку діє пара сил від згинального моменту та дотичні напруження. Якщо спроектувати внутрішні зусилля на осі, то ми отримаємо такі рівняння рівноваги:

$$\begin{cases} \tau_{y,1} = \tau_{y,2} \\ \tau_x = bx(F_{x,1} - F_{x,2}) \end{cases} \quad (2.38)$$

Враховуючи попереднє рівняння рівноваги, можна стверджувати, що визначення дотичних напружень зводиться до визначення сил, що діють на даних ділянках.

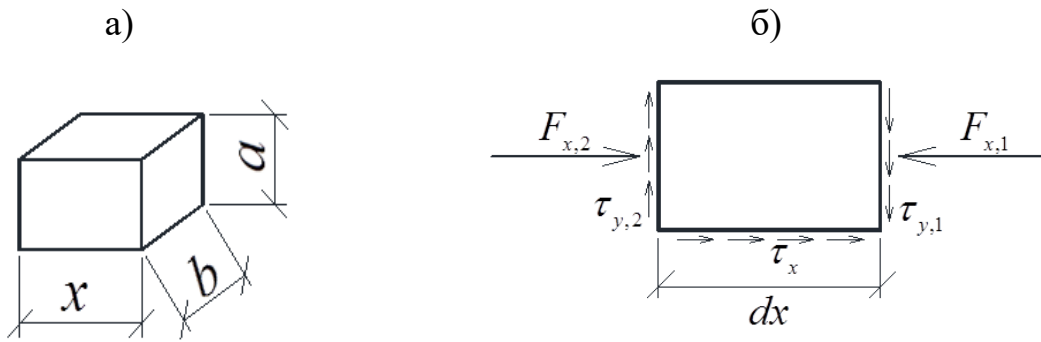


Рис. 2.16. а) Елементарна частина напружено-деформованого стану;
 б) Напруження, які діють на елементарну частину в площині балки

Розглянемо поперечний переріз згинального елемента, виходячи з його напружено-деформованого стану рис. 2.17.

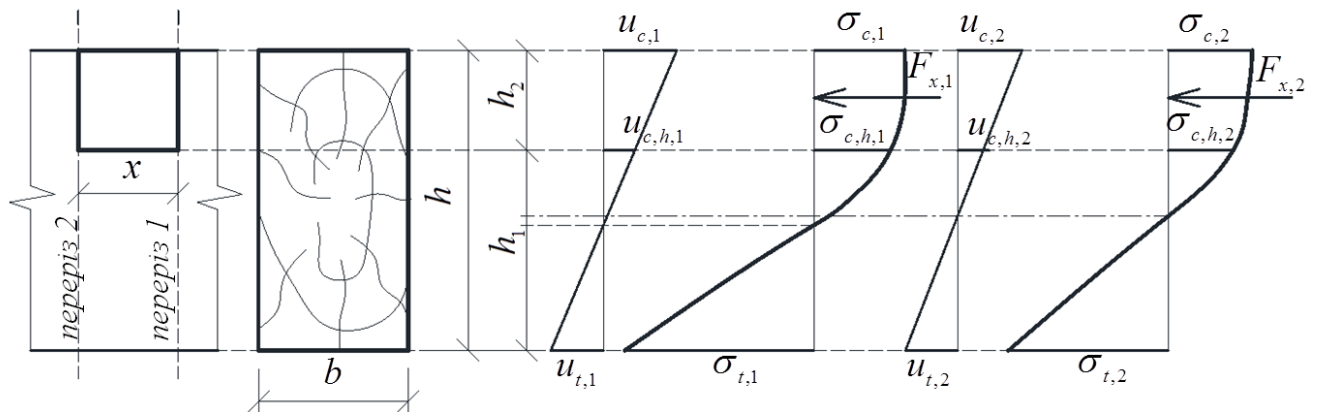


Рис. 2.17. Напружено-деформований стан в перерізах 1 та 2 від дії моментів M_1 та M_2 .

Запишемо рівняння зусиль $F_{x,1}$ та $F_{x,2}$, які виникають в перерізах елемента 1 та 2 (рис. 2.17):

$$F_{x,1} = b \int_{u_{c,h,1}}^{u_{c,1}} f(\sigma) du \quad (2.39)$$

$$F_{x,2} = b \int_{u_{c,h,2}}^{u_{c,2}} f(\sigma) du \quad (2.40)$$

Для визначення відносних деформацій за діючих моментів скористаємося апроксимованою функцією графіку «кривина – момент» та визначимо значення кривини в перерізі 1 та 2 (рис. 2.17):

$$\xi_1 = G_1 M_1^2 + G_2 M_1 \quad (2.41)$$

$$\xi_2 = G_1 M_2^2 + G_2 M_2 \quad (2.42)$$

Для визначення положення нейтральної лінії використаємо графік зміни нейтральної лінії елемента з деревини та визначимо коефіцієнт співвідношення стиснутої зони до розтягнутої в розрахунковому нормальному поперечному перерізі

$$k_1 = f(\xi_1) = \frac{u_{c,1}}{u_{t,1}} \quad (2.43)$$

$$k_2 = f(\xi_2) = \frac{u_{c,2}}{u_{t,2}} \quad (2.44)$$

Відповідно висота стиснутої та розтягнутої зон в перерізах елемента буде рівна:

$$h_{c,1} = \frac{h}{1+k_1}; \quad h_{t,1} = h - h_{c,1} \quad (2.45)$$

$$h_{c,2} = \frac{h}{1+k_2}; \quad h_{t,2} = h - h_{c,2} \quad (2.46)$$

Пошарові відносні деформації для розрахунку зусиль $F_{x,1}$ та $F_{x,2}$ визначаються:

$$u_{c,1} = \xi_1 \cdot h_{c,1}; \quad u_{c,h,1} = \xi_1 \cdot (h_{c,1} - h_2) \quad (2.47)$$

$$u_{c,2} = \xi_2 \cdot h_{c,2}; \quad u_{c,h,2} = \xi_2 \cdot (h_{c,2} - h_2) \quad (2.48)$$

В залежності від отриманих відносних деформацій розраховуємо зусилля $F_{x,1}$ та $F_{x,2}$ та визначаємо середнє значення відносних деформацій на виділеній ділянці τ_x :

$$\tau_x = bx(F_{x,1} - F_{x,2}) \quad (2.49)$$

Проведемо розрахунок дотичних напружень, які виникають в дерев'яному елементі при максимальному моменті, який може сприйняти поперечний переріз. При цьому сили, які діють на елементарний переріз (2.39) та (2.40), розрахуємо за допомогою проінтегрованих функцій:

$$F_{x,1} = by_{c,1} \left(\sum_{k=1}^4 \frac{w_k}{k+1} \cdot \frac{u_{c,1}^k}{u_{c,0,d}^{k-1}} \right) - by_{c,h,1} \left(\sum_{k=1}^4 \frac{w_k}{k+1} \cdot \frac{u_{c,h,1}^k}{u_{c,0,d}^{k-1}} \right) \quad (2.50)$$

$$F_{x,2} = by_{c,2} \left(\sum_{k=1}^4 \frac{w_k}{k+1} \cdot \frac{u_{c,2}^k}{u_{c,0,d}^{k-1}} \right) - by_{c,h,2} \left(\sum_{k=1}^4 \frac{w_k}{k+1} \cdot \frac{u_{c,h,2}^k}{u_{c,0,d}^{k-1}} \right) \quad (2.51)$$

Загальний вигляд отриманих епюр максимальних дотичних напружень по довжині згинального елемента для симетричного завантаження з урахуванням їх пружно-пластичної роботи у випадку, коли на дерев'яну балку діє максимальний момент, зображені на рис на рис. 2.18, рис. 2.19, рис.2.20.

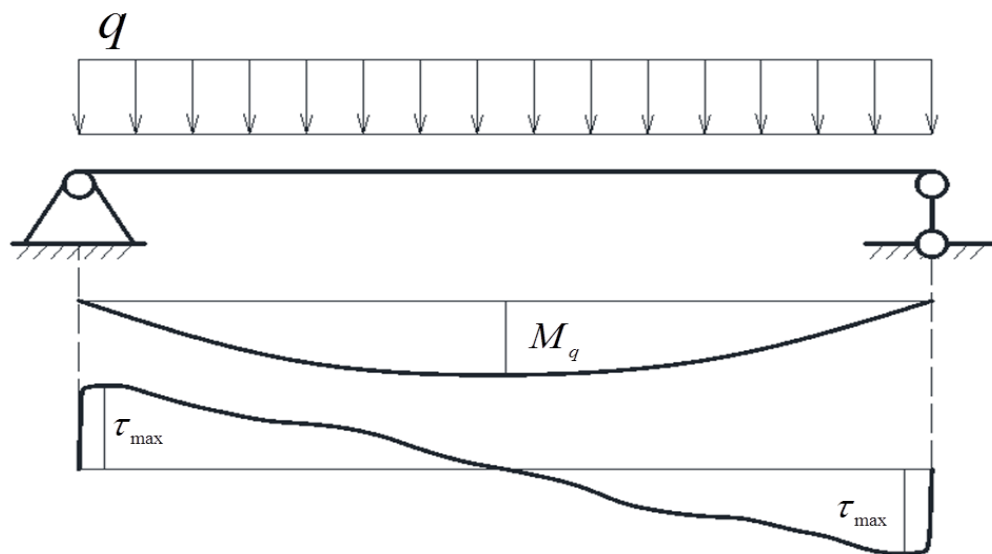


Рис 2.18. Розрахункова схема, епюра моментів та епюра максимальних дотичних напружень, які виникають від дії рівномірно-розподіленого навантаження q

2.3. Розрахунок непідсилених та підсилених згинальних дерев'яних елементів

2.3.1. Розрахунок непідсилених згинальних дерев'яних елементів

При проектуванні дерев'яних згинальних елементів інженер-конструктор повинен забезпечити міцність, надійність та економічність конструкції. Тому при проектуванні конструкцій з деревини слід передбачити можливі варіанти досягнення граничних станів. Схема підбору та перевірки елементів з деревини можна зобразити на схемі (рис. 2.21).

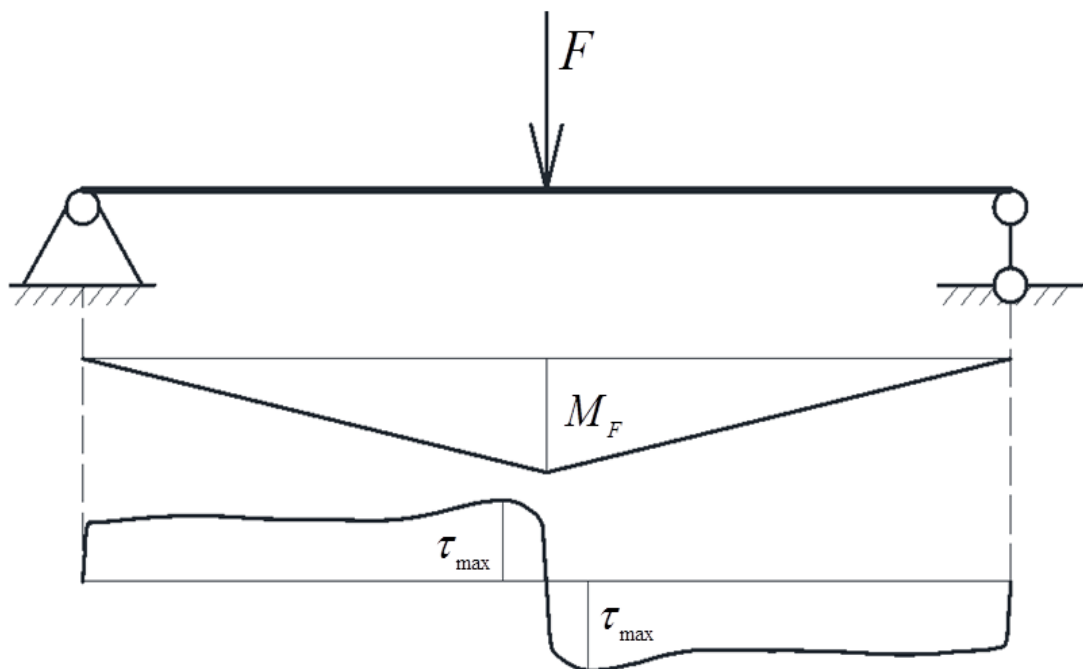


Рис 2.19. Розрахункова схема, епюра моментів та епюра максимальних дотичних напружень, які виникають від дії зосередженої сили в центрі перерізу балки навантаження F

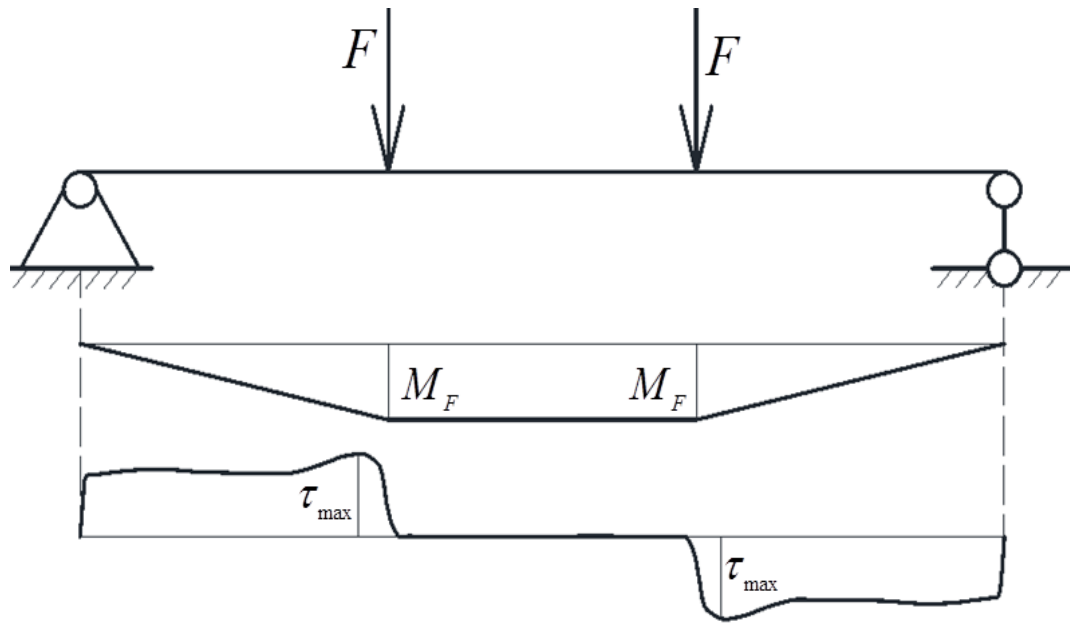


Рис 2.20 – Розрахункова схема, епюра моментів та епюра максимальних дотичних напружень, які виникають від дії симетрично розміщених зосереджених сил F .

Як видно з рис. 2.21 запропонована схема для проектування та перевірки конструкцій є схожими. Вони відрізняються лише тим, що при проектуванні потрібно визначити геометричні характеристики перерізу дерев'яної балки. Слід зауважити, що проектування конструкцій в залежності від максимально допустимого прогину є досить важливими тому, що саме він настає раніше. А перевірку на несучу здатність виконуємо за дотичними та нормальними напруженнями. Найменша витрата деревини при проектуванні конструкцій виникає за збільшення висоти перерізу балки. Тому для визначення висоти та ширини поперечного перерізу слід приймати співвідношення 1:3. Тоді, як довжину згинального елемента можна визначити з графіків (рис. 2.14), врахувавши дане співвідношення. Якщо таким чином запроєктувати згинальний елемент, то його несуча здатність буде вичерпуватись одночасно за граничним прогином і за досягнення максимальних значень міцності поперечного перерізу.

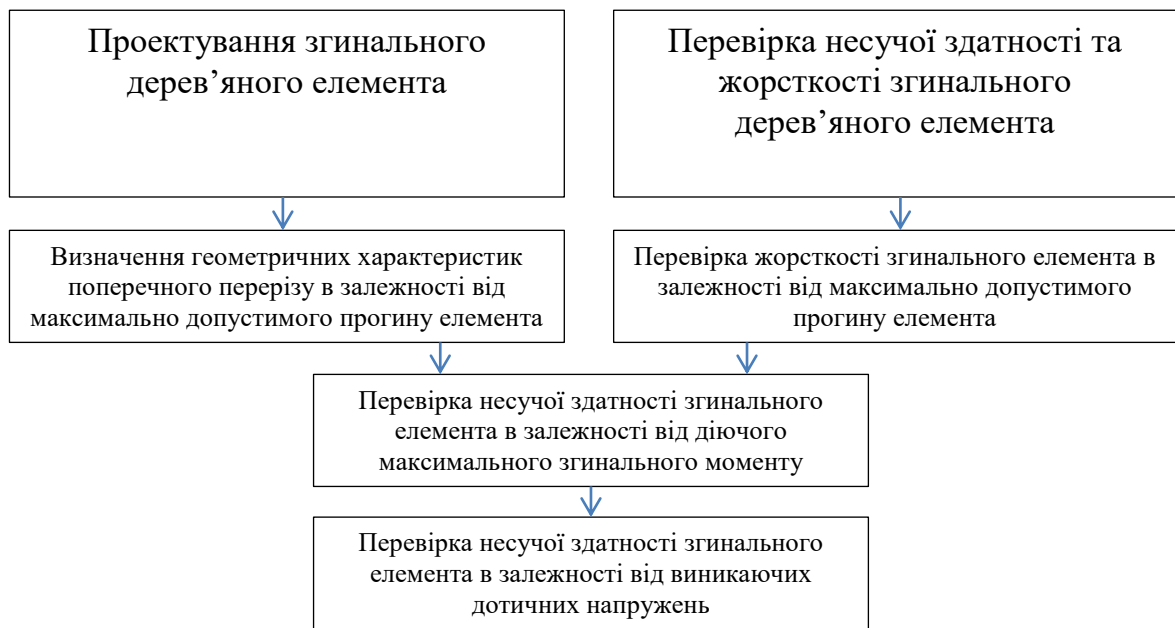


Рис. 2.21. Схема послідовності підбору та перевірки дерев'яних згинальних елементів

2.3.2. Проектування дерев'яного згинального елемента з урахуванням пружно-пластичної роботи матеріалу

Проектування дерев'яного згинального елемента слід проводити в такій послідовності:

1) Визначення геометричних характеристик перерізу в залежності від розрахункового прольоту $l_w \Rightarrow h_w = l_w / (10 \dots 15) \Rightarrow b_w = 0,3 \dots 0,4 h_w$.

2) Побудова графіку «момент-кривина» $M_w - \xi_w$ для визначеного перерізу з заданими характеристиками (рис. 2.6) та апроксимація його до функцій $M_w = f(\xi_w)$ та $\xi_w = f(M_w)$.

3) Встановлення навантаження, при якому досягається максимально допустимий прогин. Для цього шляхом інтегрування по довжині балки або методом скінченних елементів слід визначити прогин, для різного рівня навантаження за допомогою (2.35) з урахуванням умов кріплення згинального елемента на опорах.

4) За графіком «момент-кривина» визначити максимальний згинальний момент, що може сприйняти поперечний переріз дерев'яної балки та визначити зовнішнє навантаження, при якому досягається цей згинальний момент.

5) Встановити максимальні зусилля зовнішнього навантаження, які може сприйняти згинальний елемент.

6) Перевірити міцність згинального дерев'яного елемента за дотичними напруженнями використовуючи (2.49).

7) Встановити необхідну кількість елементів необхідних для сприйняття навантаження.

Перевірка на міцність та нормальну експлуатацію згинального дерев'яного елемента необхідно виконувати в такій послідовності:

1) Необхідно побудувати графік «момент-кривина» $M_w - \xi_w$ для визначеного перерізу із заданими характеристиками (рис. 2.6) та провести його апроксимацію до функцій $M_w = f(\xi_w)$ та $\xi_w = f(M_w)$.

2) Встановити навантаження, за якого досягається максимально допустимий прогин. Для цього шляхом інтегрування по довжині балки або методом скінченних елементів слід визначити прогин, для різного рівня навантаження за допомогою (2.36) та (2.39) з урахуванням закріплення згинального елемента. Провести порівняння граничного навантаження з прикладеним навантаженням.

3) За графіком «момент-кривина» визначити максимальний згинальний момент, що може сприйняти поперечний переріз дерев'яної балки. Порівняти діючий максимальний момент від зовнішнього навантаження, що діє на згинальний елемент з максимальним моментом, що може сприйняти поперечний переріз.

4) Перевірити міцність згинального дерев'яного елемента за дотичними напруженнями використовуючи (2.49).

5) Зробити висновки за трьома порівняннями.

2.3.3. Прогнозування роботи пасивно армованих згинальних дерев'яних елементів підсилені металевими матеріалами (гарячекатана арматура, металева стрічка)

Розглянемо напружено-деформований стан згинального дерев'яного елемента пасивно підсиленого металевими матеріалами. При цьому визначимо основні міцнісні та деформативні характеристики поперечного перерізу. Враховуючи результати отриманих оптимізованих діаграм повздовжнього деформування деревини виникає можливість збільшити точність розрахунку. Для прогнозування роботи поперечного перерізу, як і для непідсиленого елемента з деревини, задамося двома функціями напруження – деформація: для стиску - 2.22 та розтяг - 2.23. Та двома функціями роботи металу при стиску та розтягу відповідно 2.52 та 2.53.

$$\sigma_{s,c} = f_{s,c}(u_{s,c}) \quad (2.52)$$

$$\sigma_{s,t} = f_{s,t}(u_{s,t}) \quad (2.53)$$

Для пасивно підсиленого згинального елемента з деревини система рівнянь рівноваги має вигляд, такий же, як і для непідсиленого елемента, тобто проекція всіх внутрішніх і зовнішніх зусиль на повздовжню вісь x елемента повинна дорівнювати нулю та сума всіх моментів по відношенню до осі z має також дорівнювати нулю (2.54).

$$\begin{cases} \sum N_{x,arm} = 0; \\ \sum M_{z,arm} = 0; \end{cases} \quad (2.54)$$

В такому випадку можна передбачити такі варіанти напружено-деформованого стану для підсиленого згинального дерев'яного елемента (рис. 2.22).

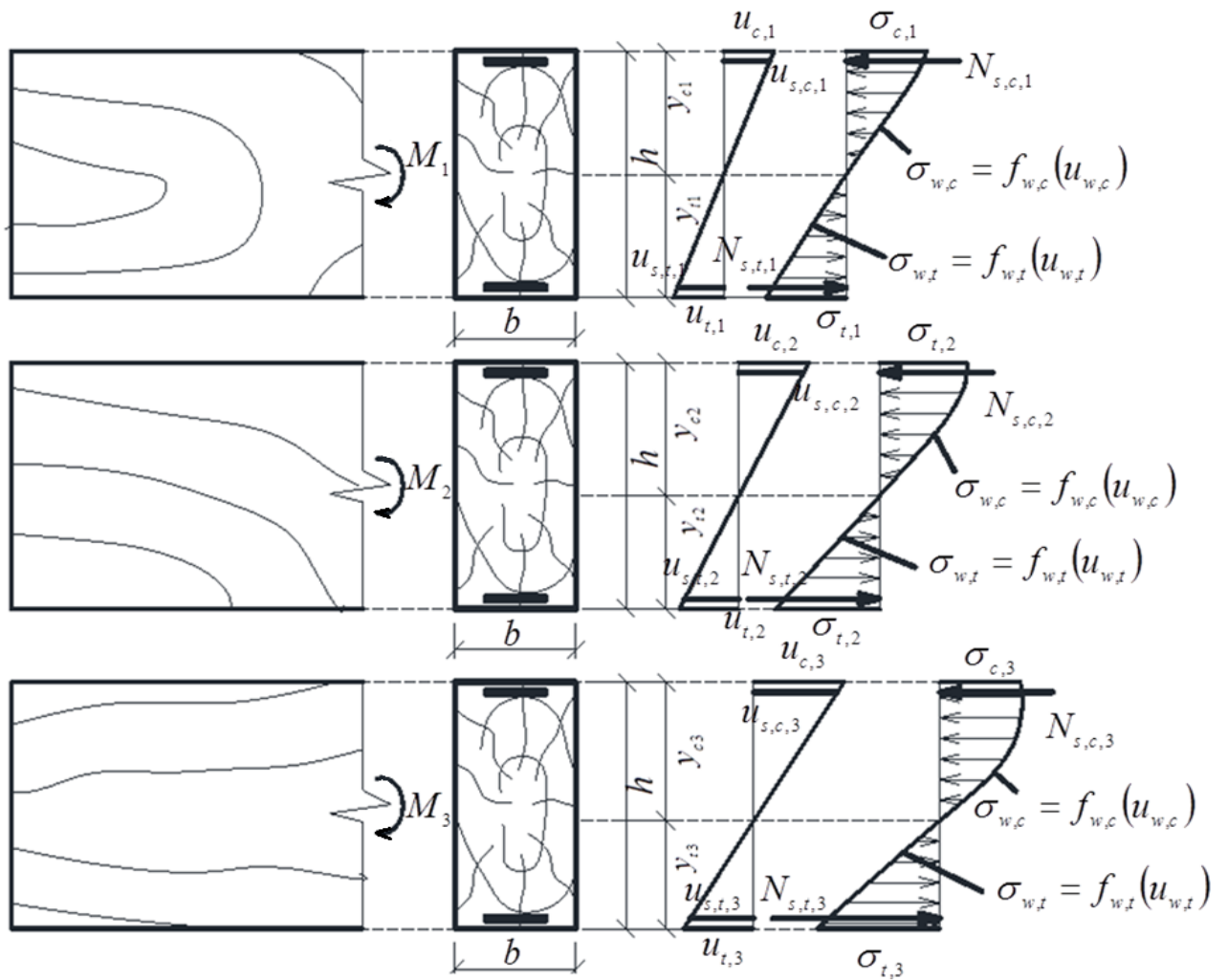


Рис. 2.22. Стадії напружено-деформованого стану пасивно підсиленого згинального дерев'яного елемента металевими матеріалами

Враховуючи те, що напруження виникає одночасно в деревині та металі система рівнянь рівноваги (2.54) для нашого перерізу прийме вигляд:

$$\begin{cases} N_{w,c} + N_{s,c} - N_{w,t} - N_{s,t} = 0; \\ M_i - M_{w,c} - M_{w,t} - M_{s,c} - M_{s,t} = 0, \end{cases} \quad (2.55)$$

де $M_{w,c}$ і $M_{w,t}$ – згинальні моменти, які виникають від дії зовнішнього моменту на i -тому ступені завантаження M_i , в підсиленій стиснутій та розтягнутій зонах деревини;

$M_{s,c}$ і $M_{s,t}$ – згинальні моменти, які виникають від дії зовнішнього моменту M_i , відповідно у стиснутій та розтягнутій арматурі;

$N_{w,c}$ і $N_{w,t}$ – рівнодіючі внутрішніх зусиль у стиснутій та розтягнутій зонах деревини згинаючого елемента;

$N_{s,c}$ і $N_{s,t}$ – рівнодіючі внутрішніх зусиль у арматурі стиснутої та розтягнутої зон поперечного перерізу пасивно армованого дерев'яного елемента.

Напруження, які виникають в нормальному перерізі згинального пасивно армованого елемента, з урахуванням функцій деформування деревини та металу, який використовується для армування:

$$N_{w,c} = b \cdot y_c \int_0^{u_c} f_{w,c}(u_{w,c}) \frac{1}{u_c} du - A_{s,c} f_{w,c}(u_{s,c}); \quad (2.56)$$

$$N_{w,t} = b \cdot y_t \int_0^{u_t} f_{w,t}(u_{w,t}) \frac{1}{u_t} du - A_{s,t} f_{w,t}(u_{s,t}); \quad (2.57)$$

$$M_{w,c} = b \cdot y_c^2 \int_0^{u_c} \frac{u_{w,c}}{u_c} f_{w,c}(u_{w,c}) du - A_{s,c} f_{w,c}(u_{s,c}) y_{s,c}; \quad (2.58)$$

$$M_{w,t} = b \cdot y_t^2 \int_0^{u_t} \frac{u_{w,t}}{u_t} f_{w,t}(u_{w,t}) du - A_{s,t} f_{w,t}(u_{s,t}) y_{s,t}. \quad (2.59)$$

Значення внутрішніх зусиль, що сприймають елементи підсилення в стиснутій та розтягнутій зонах згинального елемента визначаються за формулами:

$$N_{s,c} = A_{s,c} f_{s,c}(u_{s,c}) \quad (2.60)$$

$$N_{s,t} = A_{s,t} f_{s,t}(u_{s,t}) \quad (2.61)$$

де $A_{s,c}, A_{s,t}$ – площа поперечного перерізу елементів підсилення відповідно стиснутого та розтягнутого;

$u_{s,c}, u_{s,t}$ – відносні деформації в сталевих елементах армування.

Значення згинального моменту, що сприймає арматурне підсилення в стиснутій зоні та розтягнутій визначається з умов:

$$M_{s,c} = N_{s,c} y_{s,c} = A_{s,c} f_{s,c} (u_{s,c}) y_{s,c} \quad (2.62)$$

$$M_{s,t} = N_{s,t} y_{s,t} = A_{s,t} f_{s,t} (u_{s,t}) y_{s,t} , \quad (2.63)$$

де $y_{s,c}, y_{s,t}$ - відстань від нейтральної лінії до сили, яку сприймає елемент підсилення відповідно в стиснутій та розтягнутій зонах.

Алгоритм побудови графіку «момент-кривина» для пасивно підсиленого дерев'яного елемента, що працює на поперечний згин представлено на рис. 2.23.

Алгоритм побудови графіку «момент-кривина» для підсиленого дерев'яного елемента з використанням оптимізованих діаграм деформування представлена на рис. 2.24.

Таким чином, основою розрахунку дерев'яної балки є побудова графіку «момент-кривина», що показаний на рис. 2.24., для використання в подальшому проектуванні.

За допомогою алгоритму для побудови графіку «момент-кривина» для підсиленого дерев'яного елемента з використанням оптимізованих діаграм деформування, було змодельовано роботу поперечного перерізу підсиленого металевою арматурою з різним відсотком армування для різних варіантів перерізу балки. Один з варіантів показаний на рис. 2.25.

Також було проведено моделювання роботи перерізу підсиленого згинального елемента металевим матеріалом з однієї сторони та проведено розрахунки з різним відсотком армування перерізу підсиленних в стиснутій або розтягнутій зоні. Графіки залежності моменту від кривини з різним відсотком армування для згинального елемента підсиленого в стиснутій зоні показаний на рис 2.26, а графіки “момент-кривина”, які підсилені з розтягнутій зоні показані на рис. 2.27.

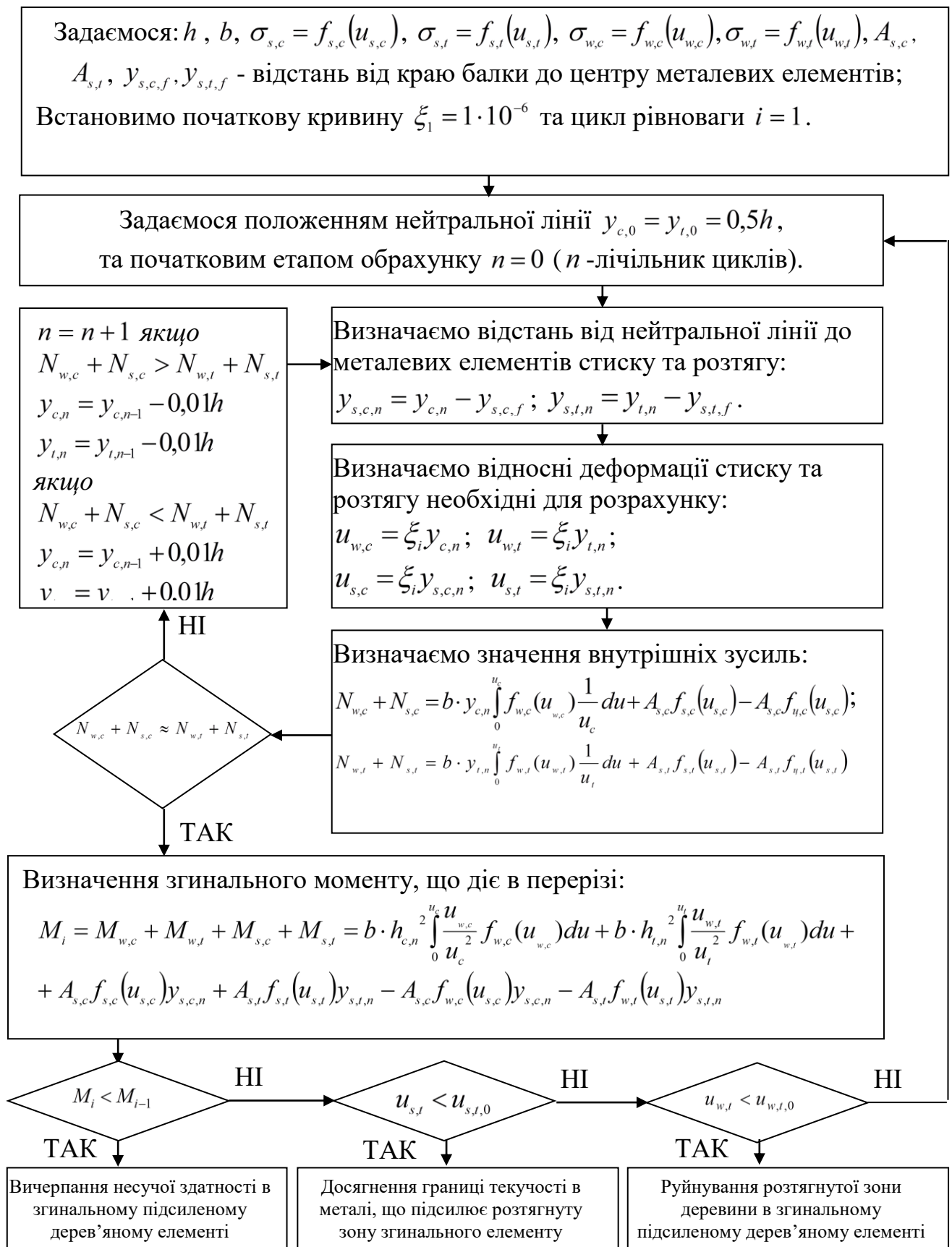


Рис. 2.23. Алгоритм побудови графіку «момент-кривина» для підсиленого дерев'яного елементу

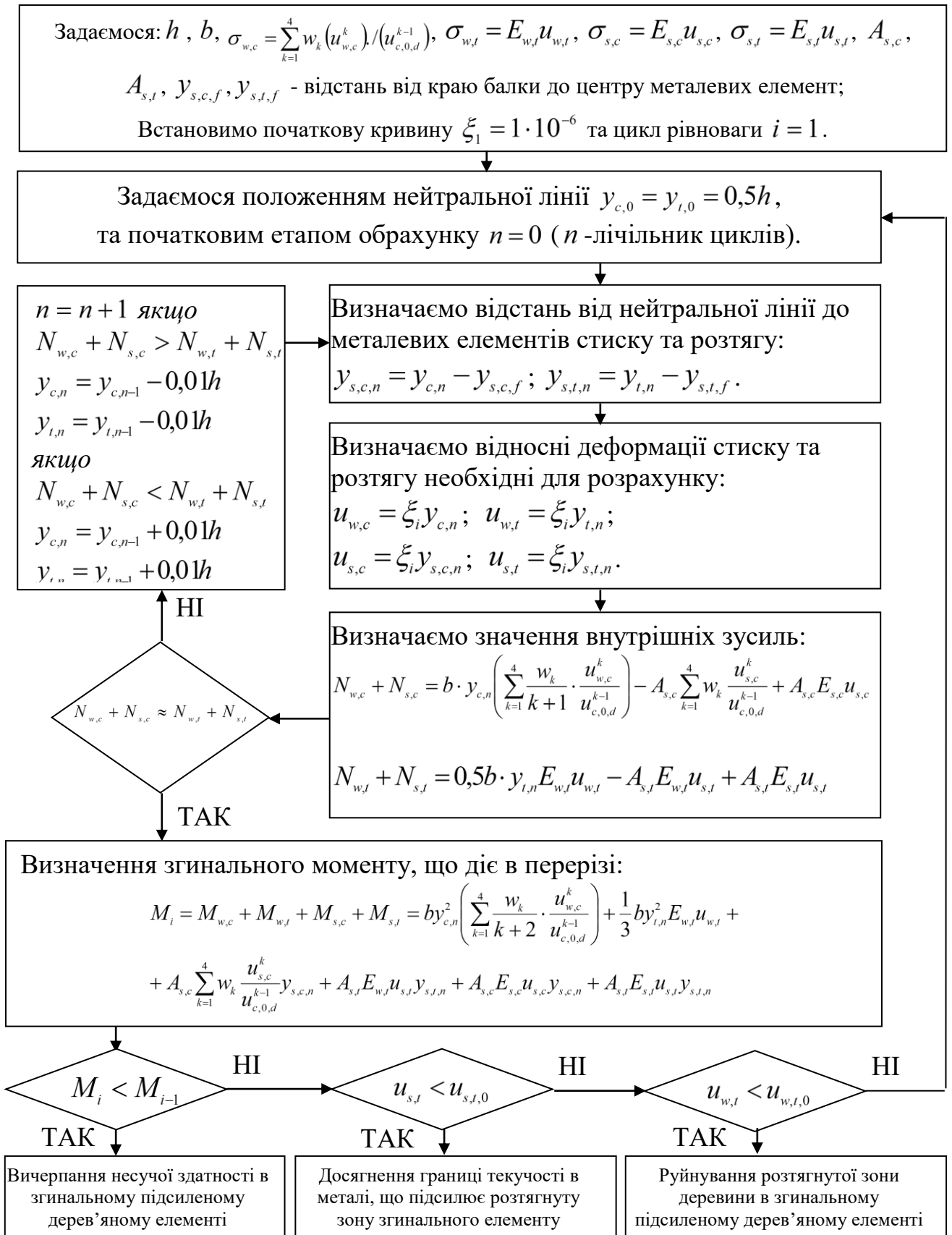


Рис. 2.24. Алгоритм побудови графіку «момент-кривина» для підсиленого дерев'яного елементу з використанням оптимізованих діаграм деформування

Як видно з рис. 2.24, 2.25, 2.26 результат армування різними способами дерев'яного підсиленого елемента має різний ефект в кожному з варіантів. Тому, можна сказати, що найкращий ефект від армування є при армуванні одночасно стиснутої та розтягнутої зони. Менший ефект від армування дає підсилення розтягнутої зони згинального дерев'яного елемента. І зовсім невеликий ефект - підсилення стиснутої зони.

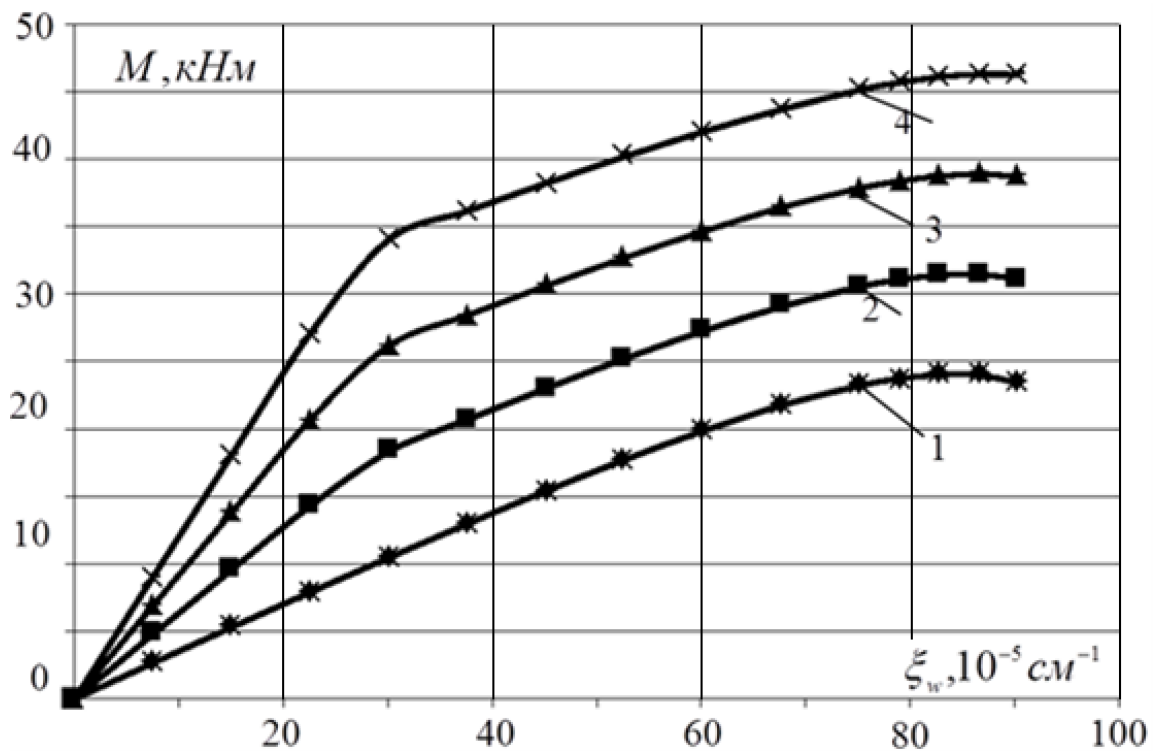


Рис. 2.25. Графіки «момент-кривина» для поперечних перерізів з різними відсотками армування та без: 1) поперечний переріз без армування; 2) згинальний елемент з 1% симетричним армуванням; 3) з 2%; 4) з 3%

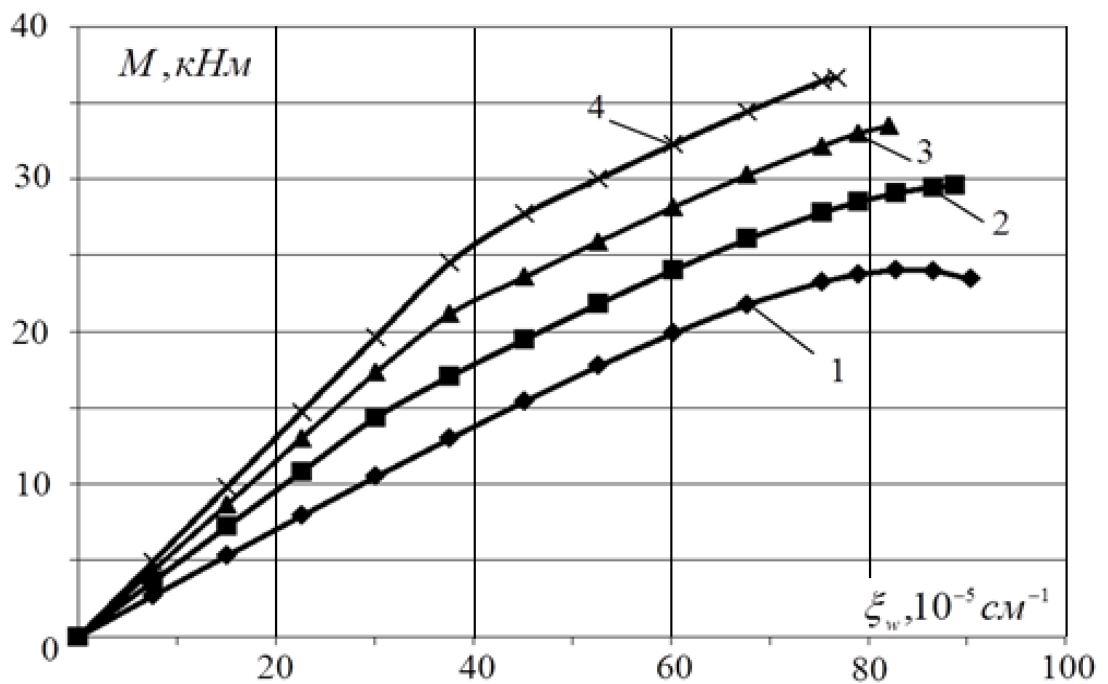


Рис. 2.26. Графіки «момент-кривина» для елемента підсиленого в стиснутій зоні та без: 1) поперечний переріз без армування; 2) згинальний елемент з 1% відсотком симетричного армування; 3) з 2%; 4) з 3% армуванням стиснутої зони

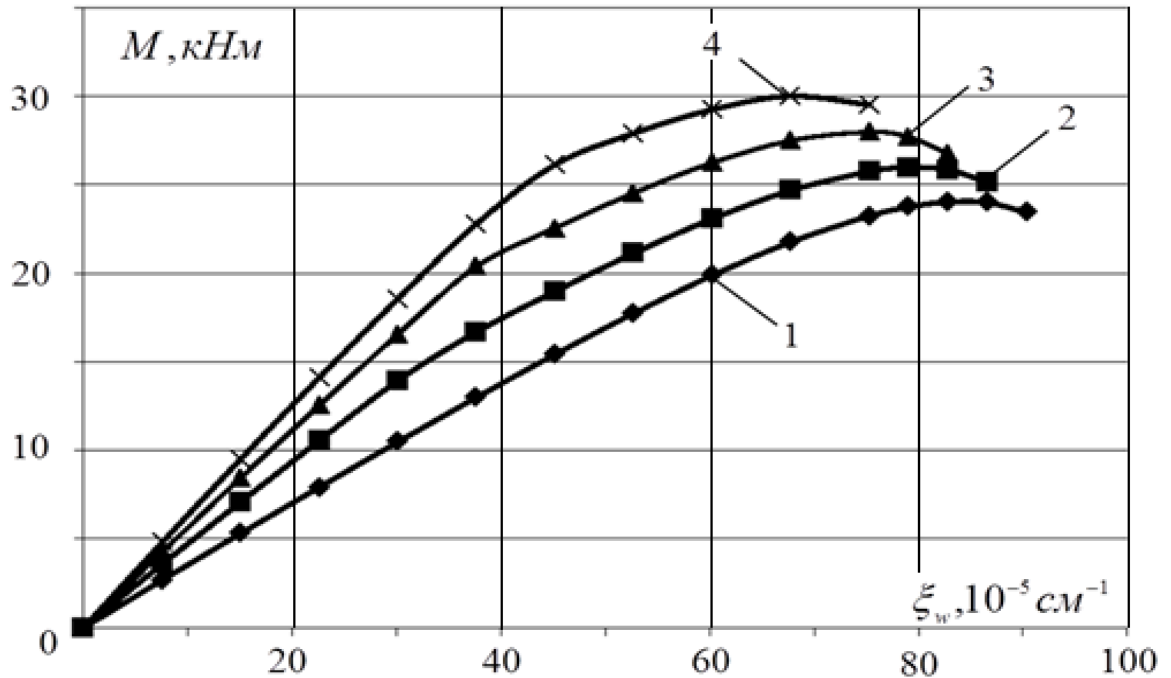


Рис. 2.27. Графіки «момент-кривина» для елемента підсиленого в розтягнутій зоні та без: 1) поперечний переріз без армування; 2) згинальний елемент з 1% відсотком симетричного армування; 3) з 2%; 4) з 3% армуванням розтягнутої зони

Можна зробити наступні висновки, що найкраще підвищення несучої здатності елемента настає при одночасному підсиленні стиснутої та розтягнутої зони згинального дерев'яного елемента. Також можливе застосування армування стиснутої зони для збільшення несучої здатності дерев'яних елементів. Підсилення розтягнутої зони слід застосовувати у випадках, якщо необхідно підвищити надійність цієї зони або підсилити елемент, який має дефекти в розтягнутій зоні. Результати досліджень приведено в табл. 2.1.

Таблиця 2.1

Збільшення несучої здатності згинального дерев'яного елемента за рахунок підсилення

Відсоток армування	Несуча здатність, kNm	Збільшення несучої здатності, %	Відносні деформації стиску деревини, $\mu_{w,c}$	Відносні деформації розтягу деревини, $\mu_{w,t}$
Неармована балка	24,03	-	0,00674	0,00567
Згинальний дерев'яний елемент з симетричним армуванням				
1%	31,46	30,92	0,00710	0,00588
2%	38,88	47,20	0,00706	0,00593
3%	46,30	57,28	0,00701	0,00597
Згинальний дерев'яний елемент з армуванням стиснутої зони				
1%	29,60	12,03	0,00694	0,00638
2%	33,48	31,93	0,00590	0,00638
3%	36,66	37,72	0,00511	0,00638
Згинальний дерев'яний елемент з армуванням розтягнутої зони				
1%	25,98	5,32	0,00676	0,00510
2%	27,98	15,20	0,00679	0,00451
3%	30,00	21,34	0,00645	0,00371

2.3.4. Аналіз прогинів згинального підсиленого елемента

Отримавши залежність у вигляді діаграми «згинальний момент – кривина» ми повністю вирішуємо проблему визначення прогину згинального підсиленого

елементу. Розглянемо як кривина використовується для визначення прогинів згинального елемента. Для спрощення розрахунку проводимо апроксимацію діаграми «момент-кривина» до функції залежності моменту від кривини. Запишемо таку залежність у вигляді функцій:

$$M_{arm,w} = f_M(\xi_{arm,w}) \quad (2.64)$$

$$\xi_{arm,w} = f_\xi(M_{arm,w}) \quad (2.65)$$

Етапи визначення прогину для згинального елемента з металевим армуванням:

1. Перш за все, побудуємо епюру моментів, що діють по довжині згинального елемента на кожній ділянці з використанням основних правил опору матеріалів. В результаті такого визначення ми отримаємо функцію, що описує зміну згинального моменту по його довжині, чи на певних відрізках цього згинального підсиленого елемента.

Все це, залежить від прикладеного зовнішнього навантаження. Загальний вигляд функції:

$$M_{arm,w} = f_{ext}(l_{arm,w}) \quad (2.66)$$

2. Для визначення кривини по довжині згинального елемента необхідно використати функцію (2.65), яка визначає зміну моменту по довжині згинального елемента. Та підставити у функцію, яка описує залежність кривини від згинального моменту. В результаті ми отримаємо залежність кривини в балці по її довжині, в нашому випадку така функція буде мати вигляд:

$$\xi_{arm,w} = f_\xi(f_{ext}(l_{arm,w})) \quad (2.67)$$

3. Як у випадку з неармованим елементом, визначення повороту згинального підсиленого елемента можна здійснити двома способами: у випадку коли дві функції є нескладними слід використати інтегрування; у випадку коли для описання зміни кривини по довжині балки використані складні функції для інтегрування необхідно використовувати метод скінчених елементів. За цим методом балку необхідно розділити на невеликі ділянки та

визначити кут повороту кожної i -ої ділянки. Кут повороту двох країв цієї ділянки буде рівним:

$$\alpha_{i,arm,w} = l_{i,arm,w} / R_{i,arm,w} \quad (2.68)$$

Кривина для такої ділянки буде оберненою величиною радіуса, тобто:

$$\xi_{i,arm,w} = 1 / R_{i,arm,w} \quad (2.69)$$

З урахуванням (2.69) формула (2.68) прийме вигляд:

$$\alpha_{i,arm,w} = \xi_{i,arm,w} l_{i,arm,w} \quad (2.70)$$

Кут повороту n -ої ділянки згинального підсиленого елемента за методом скінченних елементів можна визначити за формулою:

$$\alpha_{n,arm} = \sum_{i=1}^n \alpha_{i,arm,w} + \alpha_{0,arm,w} \quad (2.71)$$

Диференціюванням по довжині згинального підсиленого елемента ми отримаємо, що елементарний кут повороту згинального елемента рівний елементарній довжині згинального елемента помноженого на кривину, яка є на даній елементарній ділянці:

$$d\alpha = f_{\xi}(f_{ext}(l_{arm,w}))dl \quad (2.72)$$

Звідси слідує, що кут повороту ділянки згинального елемента рівний інтегральному виразу:

$$\alpha = \int f_{\xi}(f_{ext}(l_{arm,w}))dl \quad (2.73)$$

4. Так само, як і для визначення повороту балки, встановлення відхилення від початкового положення можна використати також два методи. Перший варіант - це метод скінченних елементів, розбивши згинальний елемент на скінчену кількість елементів та визначивши поворот кожної з них. Другий - проінтегрувати функцію зміни кривини по довжині балки.

Для визначення прогину згинальних елементів слід задатися початковими умовами. Для балки з симетричним навантаженням, вихідними даними будуть відомі положення нейтральної лінії або початкові кути повороту. Визначення прогину балки буде включати визначення кутів повороту ділянок балки, а також визначення прогинів на кожній ділянці цієї балки.

Прогин балки з симетричним навантаженням буде дорівнювати, сумі всіх прогинів ділянок з постійною кривиною, а також з початковим прогином точки, з якої ведеться визначення прогину:

$$f_{n,arm} = f_{0,arm} + \sum_{i=1}^n f_{i,arm} \quad (2.74)$$

Визначити зміну прогину для i -ої ділянки можна за формулою:

$$f_{i,arm} = R_{i,arm,w} \cos\left(\sum_{k=0}^{i-1} \alpha_{k,arm}\right) - R_{i,arm,w} \cos\left(\sum_{k=0}^i \alpha_{k,arm}\right) \quad (2.75)$$

$$f_{i,arm} = \frac{1}{\xi_{i,arm,w}} \cos\left(\sum_{k=0}^{i-1} \alpha_{k,arm}\right) - \frac{1}{\xi_{i,arm,w}} \cos\left(\sum_{k=0}^i \alpha_{k,arm}\right) \quad (2.76)$$

При цьому необхідно виконувати визначення прогинів з точки, де відоме значення, початкового кута повороту балки α_0 .

Для аналізу і прогнозування впливу армування деревини на прогин було розраховано згинальний елемент, в якому використовується деревина сосна. Визначені вже раніше графіки «момент-кривина» та за допомогою вище наведених формул було визначено прогини балок. Був визначений прогин елемента при максимальному моменті, який він може сприймати до втрати несучої здатності. А також був визначений прогин, при якому він відповідає дії моменту, що виникає в елементі при його руйнуванні. Результати розрахунків представлено в таблиці 2.2.

Покажемо розрахункову зміну прогину на рис. 2.28. З рисунку зрозуміло, що армування суттєво збільшує жорсткість згинального елемента, тобто при збільшенні несучої здатності через армування значення прогину зменшується. А в порівнянні зі значенням прогину неармованого елемента з армованим він суттєво зменшується при будь-якому варіанті армування.

З наведених рисунків видно, що армування деревини суттєво впливає на прогин згинальних дерев'яних елементів, зменшуючи прогин і підвищуючи його жорсткість.

Таблиця 2.2

Вплив армування на прогин дерев'яного елемента

Відсоток армування	Прогин при максим. моменті, $f_{M, \max}$	Зменшення максим. прогину у %	Прогин при максим. моменті не армованої балки $f_{M, \max, w}$	Зменшення прогину у %	Макс. момент M_{\max}	Рівень завантаження
Неарм. балка	5,92	0	5,92	0	24,03	100
Згинальний дерев'яний елемент з симетричним армуванням						
1%	5,74	3	3,53	40	31,46	76
2%	5,61	5	2,26	62	38,88	62
3%	5,51	7	1,51	74	46,30	52
Згинальний дерев'яний елемент з армуванням стиснутої зони						
1%	6,11	-3	4,41	26	29,60	81
2%	5,80	2	3,42	42	33,48	72
3%	5,49	7	2,68	55	36,66	66
Згинальний дерев'яний елемент з армуванням розтягнутої зони						
1%	5,55	6	4,58	23	25,98	92
2%	4,98	16	3,62	39	27,98	86
3%	4,74	20	3,03	49	30,00	80

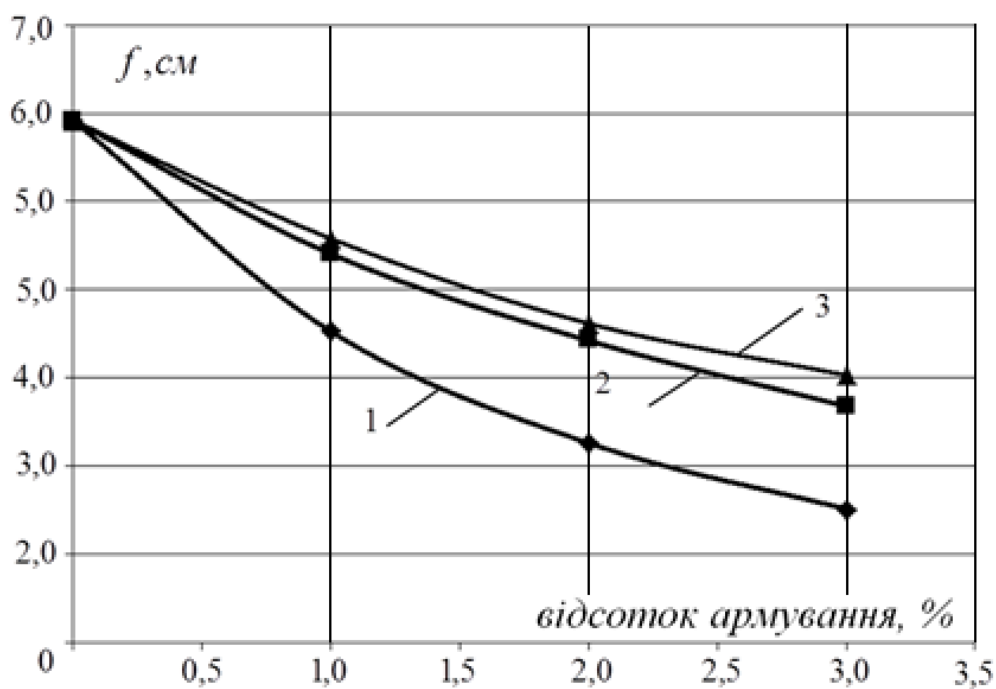


Рис 2.28. Залежність прогину балки від відсотка армування

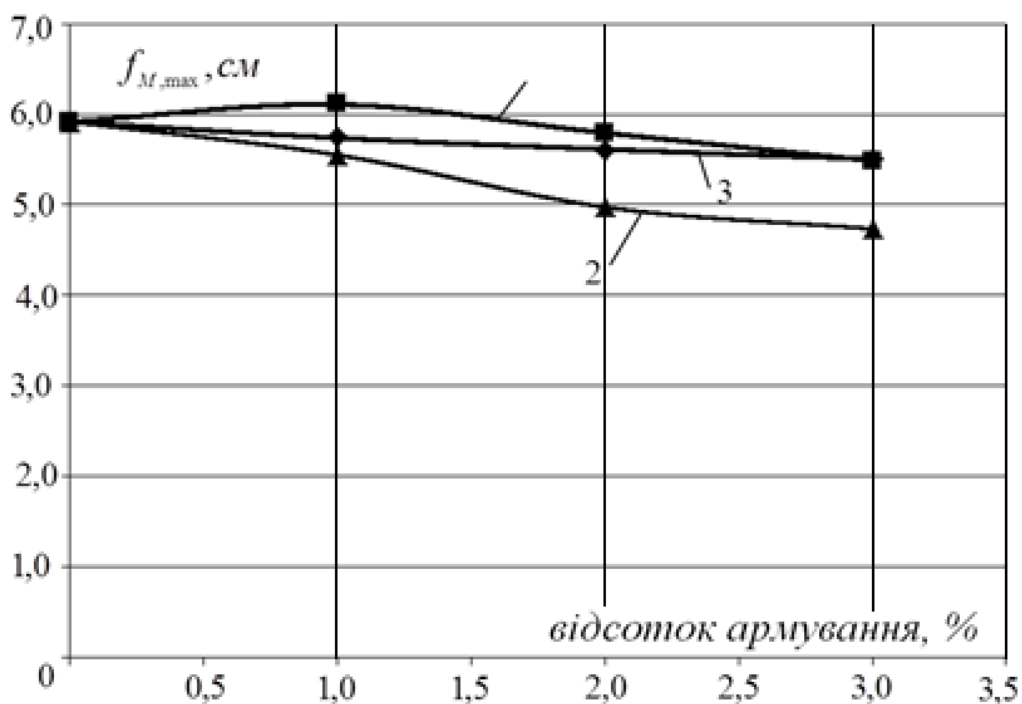


Рис 2.29. Залежність «прогин – відсоток армування» при максимальному моменті

З раніше наведеної таблиці 2.1 зрозуміло, що армування також підвищує несучу здатність нормального перерізу. При цьому досягнення граничного прогину елемента настає при суттєво менших розмірах, що дозволяє зберегти кількість матеріалу необхідного для забезпечення необхідної жорсткості.

2.3.5. Встановлення дотичних напружень в балці з деревини з стиснутою та розтягнутою арматурою

Армування деревини суттєво впливає на прогин згинальних дерев'яних елементів зменшуючи його. Це дозволяє перекривати більші прольоти. В такому випадку виникає необхідність визначення та перевірки дотичних напружень, що виникають по висоті балки від стиснутої арматури до розтягнутої.

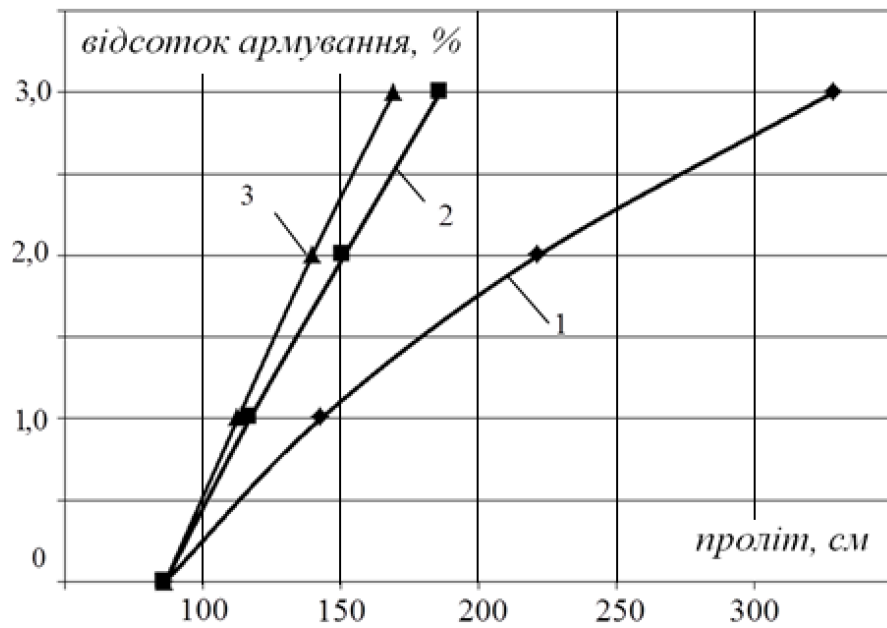


Рис 2.30. Діаграма «проліт балки - відсоток пасивного армування» за однакової висоти та навантаження

Для визначення таких дотичних напружень в існуючому елементі необхідно вирізати частину елемента та спроектувати внутрішні зусилля на осі для елементарної частинки. Нехай ми маємо певний елемент, в якому виникає змінний згинальний момент. Як варіант - це може бути консольно закріплена балка з деревини (рис. 2.31).

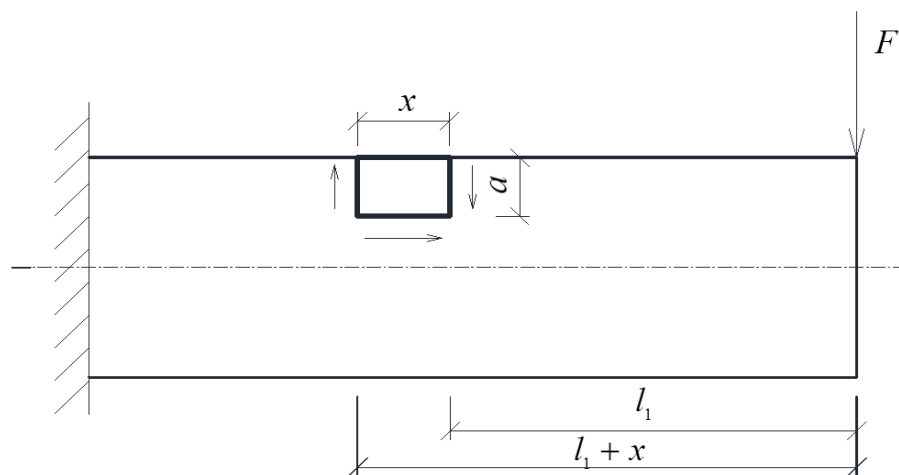


Рис. 2.31. Елементарна частина напружено-деформованого стану в консольно закріпленому згинальному елементі

Виріжемо елементарну частинку зі згинального елемента і отримаємо частину елемента, розміри якого показані на рисунку рис.2.32, на яку діє пара сил від дії згинального моменту та дотичні напруження, які цю різницю в силах сприймають.

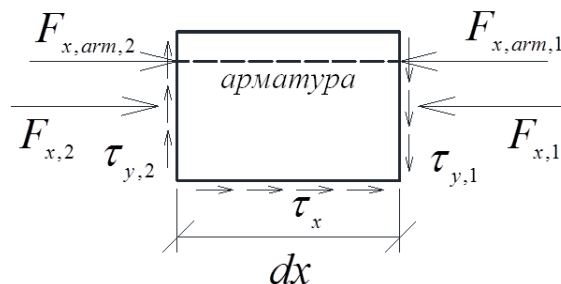


Рис. 2.32. Вирізана елементарна частина в напружено-деформованому стані

Напруження, які діють на елементарну частину балки спроектуюмо на осі та отримаємо такі рівняння рівноваги:

$$\begin{cases} \tau_{y,1} = \tau_{y,2} \\ \tau_x = bx(F_{x,arm,1} + F_{x,arm,2}) \end{cases} \quad (2.77)$$

Враховуючи попереднє рівняння рівноваги, можна стверджувати, що визначення дотичних напружень зводиться до визначення внутрішніх напружень, що діють по осі x . Для визначення цих напружень розглянемо два поперечних перерізи згинального елемента, краями яких і є площини, де діють внутрішні зусилля $F_{x,1}, F_{x,2}, F_{x,arm,1}, F_{x,arm,2}$.

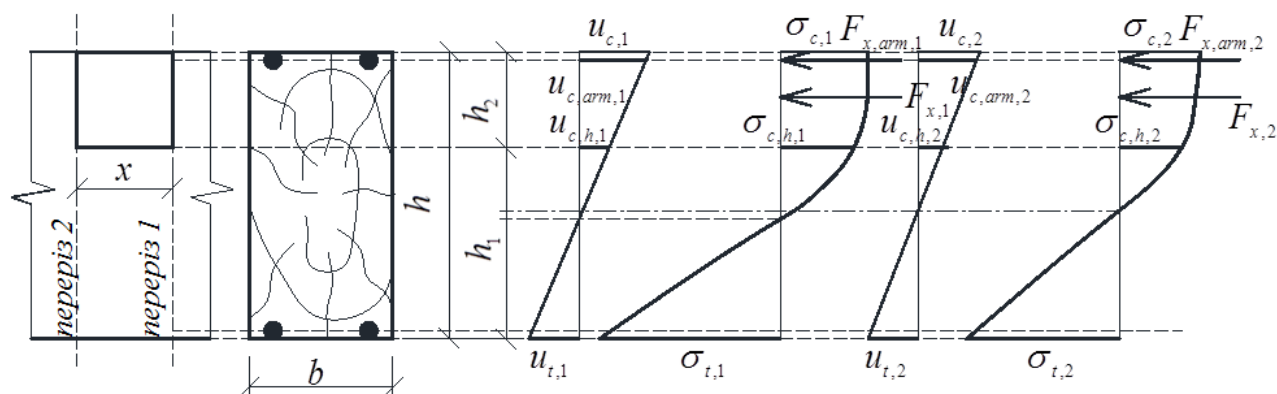


Рис. 2.33. Напружено-деформований стан в перерізах 1 та 2 від дії моментів M_1 та M_2 .

Запишемо рівняння внутрішніх зусиль $F_{x,1}$ та $F_{x,2}$, які виникають в перерізі 1 та 2 (рис.2.32) і є сумою напружень, що виникають в деревині:

$$F_{x,1} = b \int_{u_{c,h,1}}^{u_{c,1}} f(\sigma) du - \sigma(u_{c,arm,1}) A_s \quad (2.78)$$

$$F_{x,2} = b \int_{u_{c,h,2}}^{u_{c,2}} f(\sigma) du - \sigma(u_{c,arm,2}) A_s \quad (2.79)$$

Зусилля, що сприймає арматура в перерізі 1 та 2 будуть рівними:

$$F_{x,arm,1} = u_{c,arm,1} E_s A_s \quad (2.80)$$

$$F_{x,arm,2} = u_{c,arm,2} E_s A_s \quad (2.81)$$

Для визначення відносних деформацій задіючих моментів скористаємося апроксимованою функцією графіку «кривина – момент» для армованого дерев'яного елемента та визначимо значення кривини в перерізі 1 та 2.

$$\xi_1 = G_1 M_1^2 + G_2 M_1 \quad (2.82)$$

$$\xi_2 = G_1 M_2^2 + G_2 M_2 \quad (2.83)$$

Для встановлення положення нейтральної лінії використаємо графік зміни положення нейтральної лінії та визначимо коефіцієнт співвідношення стиснутої зони до розтягнутої.

$$k_1 = f(\xi_1) = \frac{u_{c,1}}{u_{t,1}}, \quad (2.84)$$

$$k_2 = f(\xi_2) = \frac{u_{c,2}}{u_{t,2}}. \quad (2.85)$$

Відповідно стиснута та розтягнута зона в перерізі буде рівна:

$$h_{c,1} = \frac{h}{1+k_1}; \quad h_{t,1} = h - h_{c,1}; \quad (2.86)$$

$$h_{c,2} = \frac{h}{1+k_2}; \quad h_{t,2} = h - h_{c,2}. \quad (2.87)$$

Відносні деформації для розрахунку зусиль $F_{x,1}$ та $F_{x,2}$ будуть рівними:

$$u_{c,1} = \xi_1 \cdot h_{c,1}; \quad \sigma_{w,t} = f_{w,t}(u_{w,t}) \quad (2.88)$$

$$u_{c,2} = \xi_2 \cdot h_{c,2}; \quad u_{c,h,2} = \xi_2 \cdot (h_{c,2} - h_2) \quad (2.89)$$

Відносні деформації для розрахунку зусиль $F_{x,1}$ та $F_{x,2}$ будуть рівними:

$$u_{c,arm,1} = (h_{c,1} - d) \frac{\varepsilon_{c,1}}{h_{c,1}}; \quad (2.90)$$

$$u_{c,arm,2} = (h_{c,2} - d) \frac{\varepsilon_{c,2}}{h_{c,2}}. \quad (2.91)$$

В залежності від отриманих відносних деформацій розраховуємо зусилля $F_{x,1}$ та $F_{x,2}$ та визначаємо середнє значання деформацій на ділянці τ_x :

$$\tau_x = bx(F_{x,1} - F_{x,arm,1} - F_{x,2} - F_{x,arm,2}) \quad (2.92)$$

Проведемо розрахунок дотичних напружень, які виникають в дерев'яному елементі за максимального моменту, який може сприйняти поперечний переріз. При цьому сили, які діють на елементарний переріз (2.78) та (2.79) розрахуємо за проінтегрованими функціями:

$$F_{x,1} = by_{c,1} \left(\sum_{k=1}^4 \frac{w_k}{k+1} \cdot \frac{u_{c,1}^k}{u_{c,0,d}^{k-1}} \right) - by_{c,h,1} \left(\sum_{k=1}^4 \frac{w_k}{k+1} \cdot \frac{u_{c,h,1}^k}{u_{c,0,d}^{k-1}} \right) - \sum_{k=1}^4 w_k \cdot \frac{u_{c,arm,1}^k}{u_{c,0,d}^{k-1}} A_s; \quad (2.93)$$

$$F_{x,2} = by_{c,2} \left(\sum_{k=1}^4 \frac{w_k}{k+1} \cdot \frac{u_{c,2}^k}{u_{c,0,d}^{k-1}} \right) - by_{c,h,2} \left(\sum_{k=1}^4 \frac{w_k}{k+1} \cdot \frac{u_{c,h,2}^k}{u_{c,0,d}^{k-1}} \right) - \sum_{k=1}^4 w_k \cdot \frac{u_{c,arm,2}^k}{u_{c,0,d}^{k-1}} A_s \quad (2.94)$$

2.4. Визначення дотичних напружень на межі клейового з'єднання

До основного принципу моделювання дерев'яних елементів пасивно підсилених арматурою є їх сумісна робота, тобто всі відносні деформації, що виникають в перерізі самого елемента мають відповідати відносним деформаціям в матеріалах цього елемента. Щоб забезпечити сумісну роботу деревини та арматури слід виконувати перевірку на те, щоб арматурний стержень не втратив зчеплення з матеріалом дерева (тобто не просковзнув). Для цієї перевірки є обов'язковим є визначення дотичних напружень, що виникають на стику (розтягу) арматури, клею та деревини. Але через те, що самим слабким матеріалом в даному композиті є деревина, то необхідно визначити дотичні

напруження на межі з'єднання деревини та арматури. Для цього наведемо приклад визначення таких дотичних напружень в дерев'яній балці прямокутної форми. Для визначення цих дотичних напружень скористаємося нелінійною моделлю деформування деревини.

Для встановлення дотичних напружень на межі з'єднання деревини та арматури, як у випадку з дотичними напруженнями в деревині нам необхідно вирізати частину арматури з самої балки (рис.2.34).

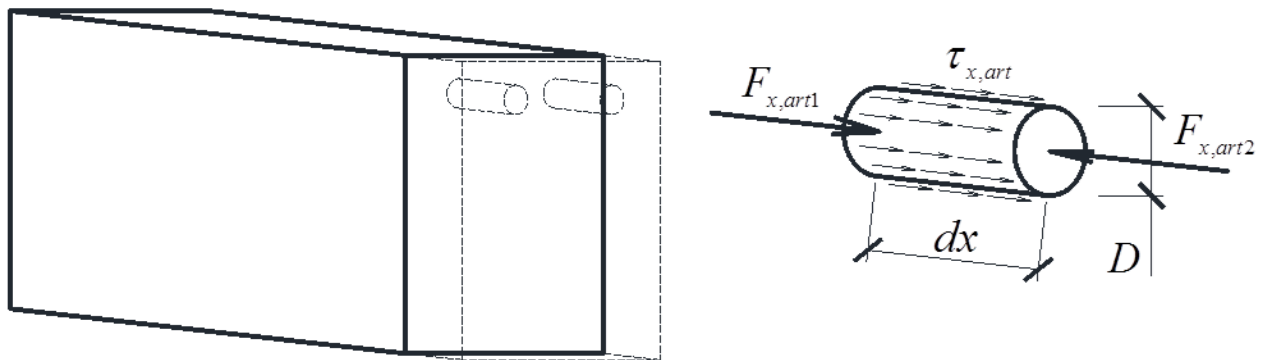


Рис. 2.34. Напружено-деформований стан елементарної частини вирізаної арматури з дерев'яної армованої балки

На рис.2.34 показано напружено-деформований стан елементарної частини вирізаної арматури з дерев'яної армованої балки. Спроектуємо на осі внутрішні зусилля та отримаємо такі рівняння рівноваги:

$$\begin{cases} \tau_{y,1} = \tau_{y,2} \\ \frac{\tau_{x,arm}}{\pi D dx} = dF_{x,arm} \end{cases} \quad (2.95)$$

З попереднього досвіду визначення дотичних напружень в дерев'яному елементі, зрозуміло, що для пошуку внутрішніх зусиль, які виникають в арматурі необхідно визначити внутрішні напруження, які в свою чергу виникають в згинальному елементі від дії зовнішнього навантаження. Для визначення таких напружень розглянемо два поперечних перерізи, як і при визначенні дотичних напружень в деревині, та отримаємо напружено-

деформований стан для такого випадку (рис. 2.34). Тут враховано зміну напружень в деревині, а також в арматурі відповідно до відносних деформацій, які виникають при згині.

Щодо пошуку зусиль, що виникають в арматурі $F_{x,arm,1}, F_{x,arm,2}$ необхідно скористатися уже описаним раніше алгоритмом приведеними на рис. 2.23 та рис. 2.24. Після побудови графіку «момент-кривина» ми отримаємо основні дані для визначення дотичних напружень на межі арматури та деревини. Щоб визначити напруження в арматурі в розглянутому перерізі скористаємося формулами (2.80, 2.81). Відносні деформації, як у випадку визначення дотичних напружень в деревині, встановлюються за крайовими відносними деформаціями та положенню нейтральної лінії згинального пасивно підсиленого елемента. Так для нашої арматури вони мають визначатися за формулами (2.90, 2.91). Дотичні ж напруження, що виникають на краю арматури з деревиною, використавши рівняння рівноваги (2.95), будуть рівними:

$$\tau_{x,arm} = \pi D dx dF_{x,arm} \quad (2.96)$$

де D - діаметр арматури;

dx - елементарна частинка, на якій визначаються дотичні напруження;

$F_{x,arm,1}, F_{x,arm,2}$ - зусилля, що діють на краях арматури.

Формула (2.96) дає можливість визначення дотичних напружень на елементарній ділянці dx . Щоб визначити середнє значення дотичних напружень на ділянці l можна скористатися формулою:

$$\tau_{x,arm} = \pi D l (F_{x,arm,1} - F_{x,arm,2}) \quad (2.97)$$

2.5. Врахування напружень зрізу вздовж волокон в армованих та неармованих балок

Якщо проаналізувати сучасний стан досліджень визначення прогинів на даний час існує два підходи: 1) перший - запропонований Ейлером-Бернуллі,

який враховує згин від дії згинального моменту та нехтує зсувом; 2) другий - описаний на прикладі балки Тимошенко, що враховує зсув. Проте, не зважаючи на те, що обидва підходи використовуються для пружної постановки задачі, слід враховувати досвід запропонований вище згаданими авторами. Тимошенко зробив висновок, що для балок, які мають співвідношення довжини до висоти елемента більше 6 слід нехтувати відносними деформаціями поперечного зрізу, а для балок, в яких цей показник менше 6 слід проводити його врахування. Також автором було встановлено, що методика за балкою Тимошенко може враховувати анізотропію матеріалу, що є позитивним у визначенні прогину, особливо для дерев'яних елементів. Проте, в літературних джерелах зустрічається хибне твердження про те, що саме із-за анізотропії деревини потрібно враховувати прогин, який виникає від зсуву деревини, і пояснюється співвідношеннями модулів пружності $E_w/G_w = 16..24$. Тому дослідникам слід не забувати, що виникнення прогину залежить не від модуля зсуву, а від відносних деформацій γ_w зсуву, які виникають в перерізі. При цьому в пружній постановці проблеми відносні деформації зсуву слід визначати за формулою (2.98), а відносні деформації стиску/розтягу (2.99).

$$\gamma_w = \tau_w / G_w ; \quad (2.98)$$

$$u_w = \sigma_w / E_w . \quad (2.99)$$

Враховуючи те, що модуль зсуву рівний $G_w = 500..1000 \text{ МПа}$, модуль пружності $E_w = 0,7 \cdot 10^4 .. 1,6 \cdot 10^4 \text{ МПа}$, граничні напруження стиску/розтягу $\sigma_{w,m} = 30 \text{ МПа} .. 100 \text{ МПа}$, зрізу $\tau_{w,m} = 2 \text{ МПа} .. 6 \text{ МПа}$, то співвідношення відносних деформацій для деревини буде приблизно рівним одиниці, як і для інших ізотропних матеріалів (2.100)

$$u_w / \gamma_w = \sigma_w G_w / \gamma_w E_w \approx 1. \quad (2.100)$$

Враховуючи вище сказане, можна стверджувати, що при визначенні прогинів можливо враховувати зріз, дотримуючись твердження Тимошенко для дерев'яних елементів. Але для згинальних дерев'яних елементів, які використовуються в якості будівельних конструкцій і мають при цьому

довжину на порядок більшу за висоту, а також мають обмеження у вигляді граничного прогину, врахування зрізу не є необхідним. Проте, коли поставлена задача визначити прогин у коротких або в криволінійних згинальних елементах, які не мають обмеження переміщення (а це переміщення необхідно визначити), тоді необхідно проводити врахування дотичних напружень зрізу, що виникають в перерізі по всій довжині. Врахування відносних деформацій зрізу по висоті балки можна виконати шляхом врахування функції залежності дотичних напружень від відносних деформацій зсуву (2.101).

$$\tau_w = f_w(\gamma_w). \quad (2.101)$$

В свою чергу можна отримати зворотну функцію залежності відносних деформацій зсуву від дотичних напруг (2.102).

$$\gamma_w = f_{w,\tau}(\tau_w). \quad (2.102)$$

Зобразимо напружено-деформований стан згинального дерев'яного елемента з зображенням напружень зсуву на рис. 2.35.

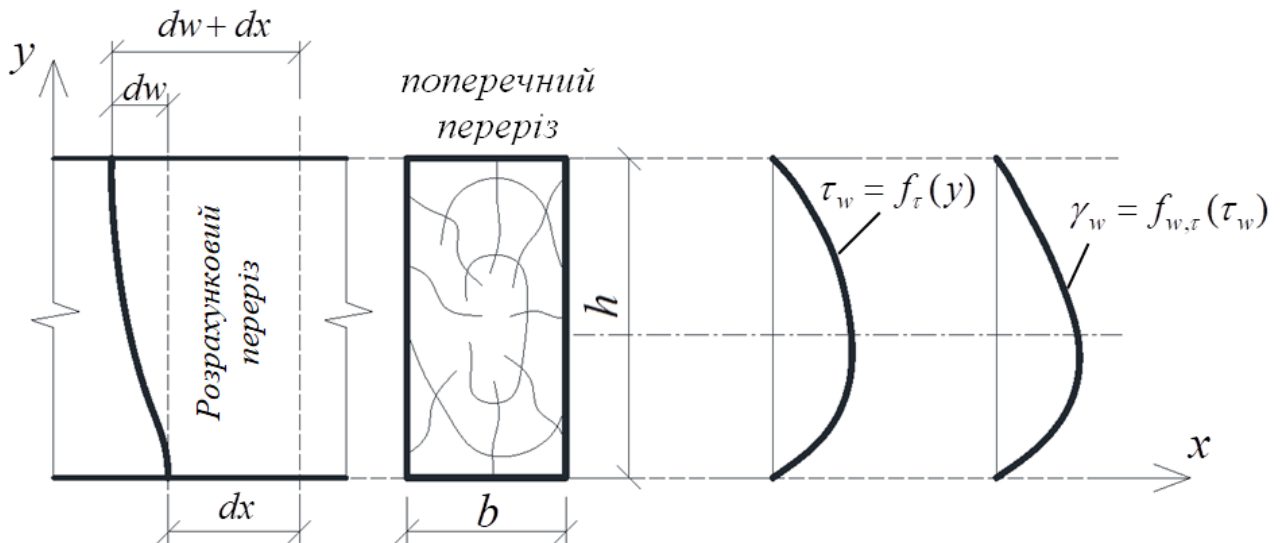


Рис. 2.35. До визначення деформацій від зрізу в згинальному дерев'яному елементі

Деформації зміщень нижньої частини балки по відношенню до верхньої частини w на ділянці dx будуть рівними

$$dw = \int_0^h f_{w,\tau}(\tau_w) dy. \quad (2.103)$$

З врахуванням того, що відносні деформації зрізу γ_w залежать від дотичних напружень τ_w згідно залежності (2.102), то формула (2.103) прийме наступний вигляд

$$dw = \int_0^h f_{w,\gamma}(y) dy. \quad (2.104)$$

Від дії дотичних напружень виникає кривина в згинальному елементі, яка визначається

$$\xi_\gamma = \frac{dw}{(dx + dw)h}. \quad (2.105)$$

Зміну кривини балки від відносних деформацій зрізу по довжині можна врахувати рівнянням (2.106)

$$\xi_\gamma = f_\gamma(l). \quad (2.106)$$

Для врахування дотичних напружень при розрахунку прогину слід замінити формулу з (2.33) та представити її у вигляді (2.107)

$$d\alpha = \xi_u(l)dl + \xi_\gamma(l)dl. \quad (2.107)$$

Необхідно зазначити, що врахування дотичних напружень є актуальним і для армованих елементів.

Розглянемо постановку задачі за методом скінчених елементів.

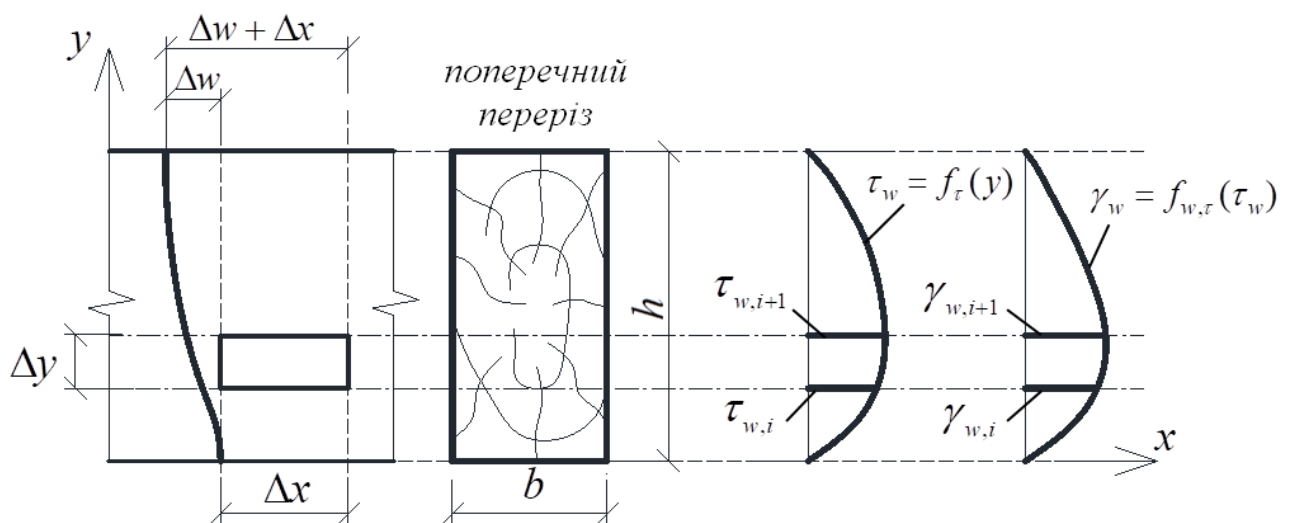


Рис. 2.36. До визначення відносних деформацій зрізу в згинальному дерев'яному елементі з використанням методу скінчених елементів

Загальне зміщення поперечного перерізу по висоті балки від зусилля зрізу на ділянці Δx буде рівним

$$\Delta w_i = \frac{1}{2} \Delta y_i (\gamma_{w,i} + \gamma_{w,i+1}). \quad (2.108)$$

З врахуванням того, що відносні деформації зрізу γ_w залежить від дотичних напружень τ_w згідно залежності (2.103), формула (2.104) набуде наступного вигляду

$$\Delta w_i = \frac{1}{2} \Delta y_i (f_{w,\gamma,i}(\tau_w) + f_{w,\gamma,i+1}(\tau_w)). \quad (2.109)$$

Тоді середня кривина в згинальному елементі на ділянці Δx буде рівною

$$\xi_{\gamma,i} = \frac{\sum_o^k \Delta w_i}{\left(\Delta x + \sum_o^k \Delta w_i \right) h}. \quad (2.110)$$

Для врахування в подальших розрахунках впливу зсуву слід сумувати кривину від зсувних зусиль з кривиною від дії моменту та продовжити розрахунок прогинів.

2.6. Висновки до другого розділу

1. Обґрунтовано та сформульовано основні гіпотези, передумови та допущення, на базі яких розроблено методологію моделювання оцінки механізму деформування та напружено-деформованого стану нормального поперечного перерізу та роботи елементів з суцільної і клеєної деревини за дії короткочасних навантажень з урахуванням оптимізованих діаграм «момент-кривина» та деформування матеріалу.

2. Обґрунтовано сумісність роботи деревини та вибір матеріалів, що використовуються в підсиленні елементів з клеєної деревини, які піддаються згину.

3. Розроблено методику побудови діаграми деформування « $\sigma - \varepsilon$ » на стиск для деревини на основі експериментальних досліджень дерев'яних згинальних елементів.

4. Обґрунтовано та розроблено механізм встановлення оптимальних розмірів поперечного нормального перерізу та довжини елементів з деревини, що працюють на згин.

5. Розроблено алгоритми для визначення внутрішніх зусиль, визначення прогинів та переміщень для армованих елементів з деревини за згину та проведено розрахунки з критичними внутрішніми зусиллями.

6. Побудовано епюри максимальних дотичних напружень, що виникають по довжині балок з деревини з урахуванням пружно-пластичної роботи матеріалу.

7. Розроблено методику встановлення дотичних напружень в балці з деревини зі стиснутою та розтягнутою арматурою.

8. Надані пропозиції з визначення несучої здатності за двома групами граничного стану неармованих та пасивно армованих елементів сталевією арматурою з суцільної та клеєної деревини, які працюють за прямого поперечного згину при дії одноразових короткочасних навантажень.

Матеріали розділу опубліковані в роботах [173, 174, 176, 177, 179, 180, 181, 182, 183, 184, 187, 194, 218, 219, 220, 192, 191, 221, 222, 223].

РОЗДІЛ 3

МОДЕЛЮВАННЯ РОБОТИ ЕЛЕМЕНТІВ З ДЕРЕВИНИ ІЗ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНИМ КОМБІНОВАНИМ АРМУВАННЯМ НА БАЗІ ДІАГРАМ «МОМЕНТ-КРИВИНА»

3.1. Моделювання та розрахунок пасивно армованих згинальних дерев'яних елементів композитними матеріалами

3.1.1. Моделювання та розрахунок нормальних перерізів та кривини пасивно армованих згинальних дерев'яних елементів композитними матеріалами

Застосування композитних матеріалів для будівельних конструкцій є актуальним в наші дні, бо сучасні композитні матеріали є надзвичайно міцними та водночас мають високий модуль пружності, можуть використовуватись у формі арматури чи стрічок. Нині в будівництві може використовуватись три види полімерної арматури - це арматура з скловолокном, базальтом та вуглецева арматура. Всі ці види арматури можуть також використовуватись для покращення роботи згинального дерев'яного елемента, збільшуючи його несучу здатність та надійність. Проте, якщо врахувати їх модуль пружності, то найбільший ефект від підсилення дерев'яного згинального елемента дає вуглецева арматура (з модулем пружності близьким до сталевій арматури). Саме використання такої арматури в розтягнутій зоні та сталевій арматури в стиснутій зоні дозволить максимально збільшити жорсткість дерев'яного згинального елемента. Але для врахування всіх факторів необхідно провести моделювання таких згинальних елементів з комбінованим армуванням. Потрібно визначити, яке співвідношення сталевій арматури до композитної, найкраще застосовувати в згинальних елементах. Для цього нам необхідно змоделювати напружено-деформований стан в таких згинальних елементах. Зрозуміло, що стиснуту зону ми будемо армувати сталевими стержнями, а

розтягнуту зону композитною арматурою. Для визначення напружено-деформованого стану нам потрібно задатися основними передумовами. Основною передумовою є вибір функцій, за якими будемо описувати процес деформування деревини, сталевोї та композитної арматури. Для опису деформування деревини скористаємося функціями, які ми раніше приймали для визначення напружено-деформованого стану в деревині згинального елемента без армування (2.22), (2.23). А для опису роботи металу на стиск скористаємося функцією (2.52), для композитної арматури використаємо функцію, яка описує деформування її на розтяг (3.1):

$$\sigma_{cs,t} = f_{cs,t}(u_{cs,t}), \quad (3.1)$$

де - $\sigma_{cs,t}$ - напруження, які виникають в композитній арматурі в залежності від відносних деформацій;

$f_{cs,t}$ - функція залежності напружень від відносних деформацій;

$u_{cs,t}$ - відносні деформації композитної арматури.

Система рівнянь рівноваги для визначення напружено-деформованого стану поперечного перерізу підсиленого згинального елемента буде та ж, що і для звичайних згинальних елементів, а саме (2.55). Стадії напружено-деформованого стану для елемента підсиленого композитним матеріалом (рис. 3.1) також схожі з варіантом підсилення тільки металевими матеріалами (рис. 2.22). Проте основною різницею у встановленні напружено-деформованого стану нормального поперечного перерізу сполучених матеріалів в одному згинальному елементі - це відсутність в композитному матеріалі площадки текучості, а також дуже високий розрахунковий опір розтягу, який в сумісній роботі дерев'яного елемента досягти неможливо. Саме це суттєво впливає на жорсткість такого елемента з комбінованим армуванням збільшуючи її, а також збільшуючи його несучу здатність. Стадії напружено-деформованого стану в згинальному елементі зображено на рис. 3.1, в якості підсилення стиснутої зони використаємо арматуру, а розтягнутої зони вуглецеву стрічку з композитних матеріалів.

Враховуючи те, що напруження виникає одночасно в деревині та металі система рівнянь рівноваги (2.55) для нашого перерізу прийме вигляд:

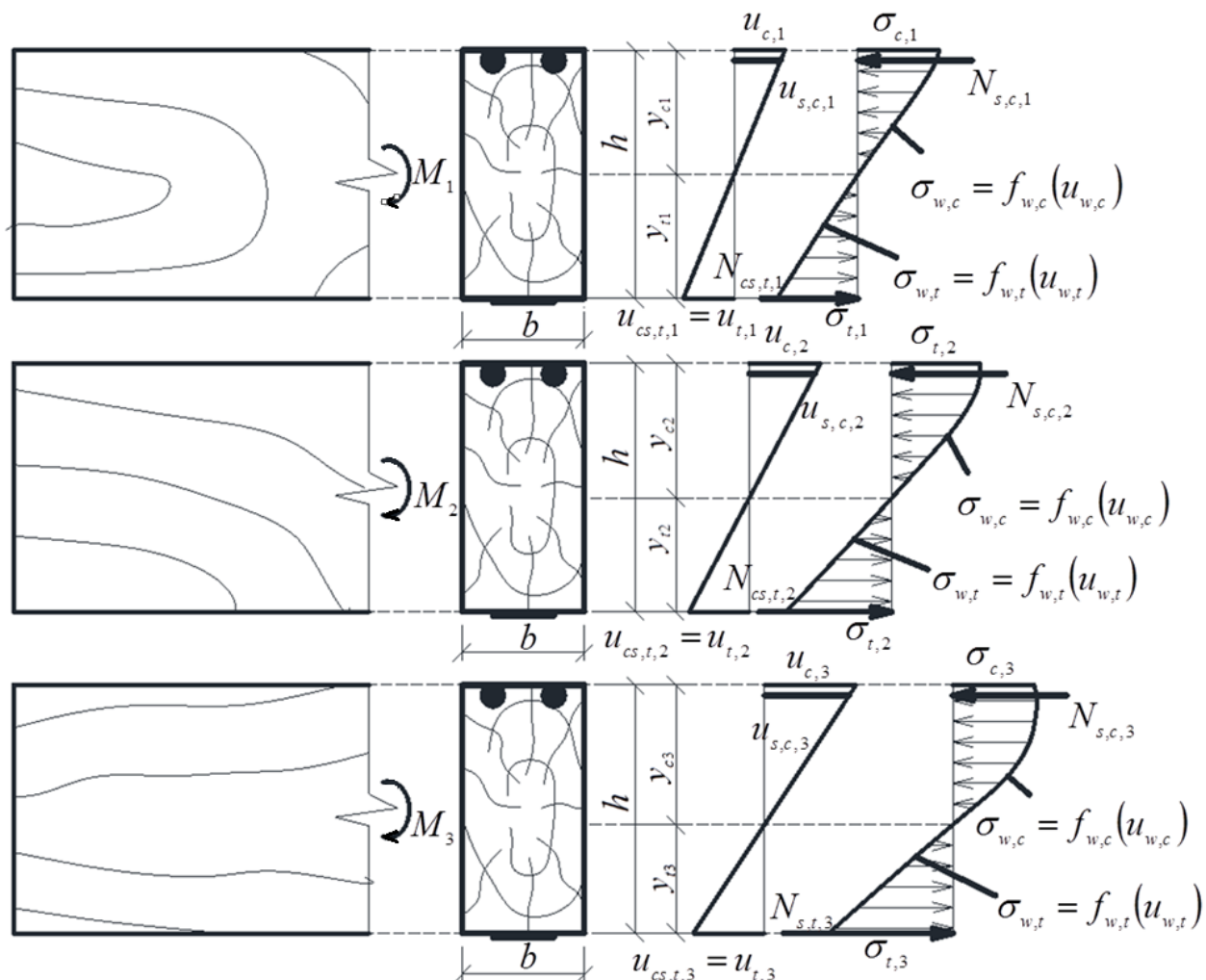


Рис. 3.1. Стадії напружено-деформованого стану підсиленого згинального дерев'яного елемента металевими та композитними матеріалами

$$\begin{cases} N_{w,c} + N_{s,c} - N_{w,t} - N_{cs,t} = 0; \\ M_i - M_{w,c} - M_{w,t} - M_{s,c} - M_{cs,t} = 0, \end{cases} \quad (3.2)$$

де згинальні моменти $M_{w,c}$, $M_{w,t}$ – які виникають від дії зовнішнього моменту в деревині;

$M_{s,c}$ – в металевих стержнях; $M_{cs,t}$ – в композитних матеріалах.

$N_{w,c}$ і $N_{w,t}$ – внутрішні зусилля у стиснутій та розтягнутій зонах деревини;

$N_{s,c}$ – внутрішні зусилля в стиснутих металевих стержнях;

$N_{cs,t}$ – внутрішні зусилля у розтягнутій композитній стрічці.

Зусилля та згинальні моменти, що виникають в підсиленому елементі з комбінованим армуванням є однаковими, як і у елементах армованих лише сталевую арматурою. Тому формули (2.56), (2.58), (2.60) використовуємо в розрахунку балки підсиленій комбінованим армуванням, проте зміни будуть присутні в розтягнутій зоні. При підсиленні металевими матеріалами враховувались отвори під сталеву арматуру в розтягнутій зоні, оскільки в нашому випадку цих отворів немає, тому формули (2.57) та (2.59) будуть мати вигляд:

$$N_{w,t} = b \cdot y_t \int_0^{u_t} f_{w,t}(u_{w,t}) \frac{1}{u_t} du; \quad (3.3)$$

$$M_{w,t} = b \cdot y_t^2 \int_0^{u_t} \frac{u_{w,t}}{u_t^2} f_{w,t}(u_{w,t}) du. \quad (3.4)$$

Значення внутрішніх зусиль (сили та моменти), що сприймає підсилення сталевую арматурою в стиснутій зоні буде рівним (2.60) та (2.62). Для розтягнутої зони, де частину моменту та зусилля сприймає композитний матеріал, зусилля та момент, що він сприймає буде рівний (3.5) та (3.6) відповідно

$$N_{cs,t} = A_{cs,t} f_{cs,t}(u_{cs,t}) \quad (3.5)$$

$$M_{cs,t} = N_{cs,t} y_{cs,t} = A_{cs,t} f_{cs,t}(u_{cs,t}) y_{cs,t} \quad (3.6)$$

де $N_{cs,t}$ - зусилля, що сприймає композитна стрічка; $A_{cs,t}$ - площа композитної стрічки; $u_{cs,t}$ - відносні деформації, які виникають в композитній стрічці; $M_{cs,t}$ - момент, що сприймає композитна стрічка; $y_{cs,t}$ - відстань від нейтральної лінії до композитного матеріалу.

Як вже зазначалося раніше, суттєвою відмінністю роботи балки в розтягнутій зоні підсиленої сталевими матеріалами з композитною стрічкою - це є наявність зони текучості арматури. В композитній стрічці відсутня зона текучості, а також високий розрахунковий опір розтягу. Тому алгоритм для

побудови графіку «момент-кривина» також прийме зміни відповідно до заданих параметрів і матиме вигляд, що показано рис. 3.2.

Для побудови графіків «момент-кривина» та для моделювання самої роботи, а також для порівняння варіантів з практичними даними побудуємо графіки «момент-кривина» для різних варіантів армування.

Для розуміння роботи згинального дерев'яного елемента підсиленням композитом та сталеву арматурою побудуємо графік «момент-кривина» для різних варіантів армування стиснутої та розтягнутої зони. Було уже доведено, що для найкращого ефекту підсилення, потрібно застосовувати армування і стиснутої, і розтягнутої зони. Тому в аналіз необхідно включити підсилення і стиснутої, і розтягнутої зони згинального елемента. На рис. 3.3 представлені графіки «момент-кривина» для поперечного перерізу, в якому використовувалось армування сталеву арматурою в кількості 0,5% стиснутої зони та змінним композитним армуванням розтягнутої зони перерізу від 0,25% до 1% та графік 1 - без армування.

На рис. 3.4 та рис. 3.5 зображені графіки для поперечного перерізу з армуванням сталеву арматурою в 1% та 2% від площі перерізу згинального елемента та змінним значенням площі композитного матеріалу.

З рис.3.2, рис.3.3, рис.3.4, рис.3.5 зрозуміло, що одночасне армування стиснутої та розтягнутої зони комбінованим армуванням згинального елемента дає суттєвий результат у збільшенні несучої здатності перерізу, а також впливає на кривину самого елемента. Проте збільшення відсотка композитного матеріалу в розтягнутій зоні відносно металевого армування стиснутої зони не приводить до суттєвих змін в зменшенні кривини.

Найкращий варіант лежить в межах від 50% до 100% армування металом, при збільшенні відсотка композита ефект зменшується. В результаті армування з використанням комбінованого армування елемента з деревини момент, який може сприйняти переріз виріс від 17% до 103%, а кривина зменшується від 26 до 69%, і саме це зменшує прогин всієї балки.

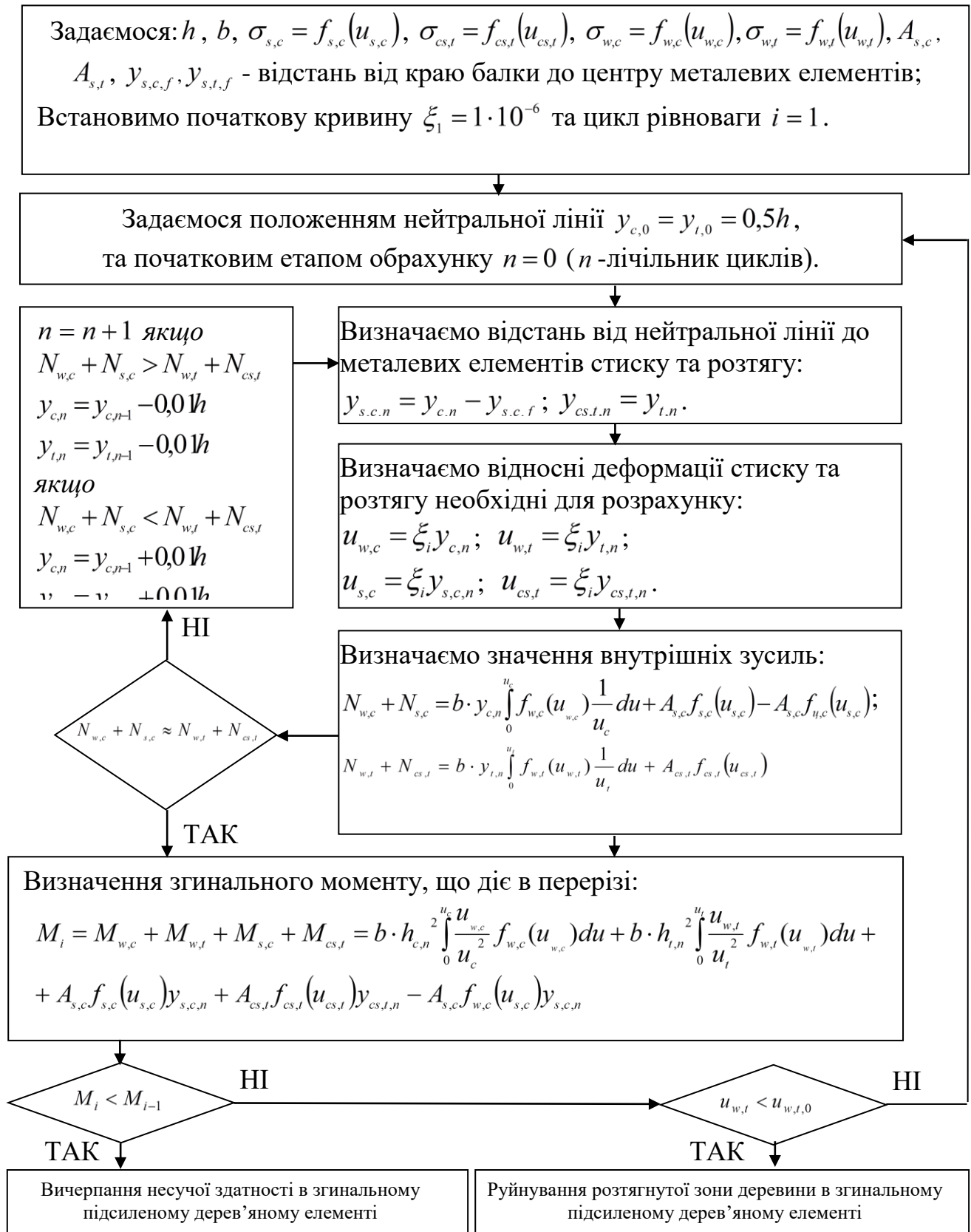


Рис. 3.2. Алгоритм побудови графіку «момент-кривина» для пасивно підсиленого комбінованим армуванням дерев'яного елемента

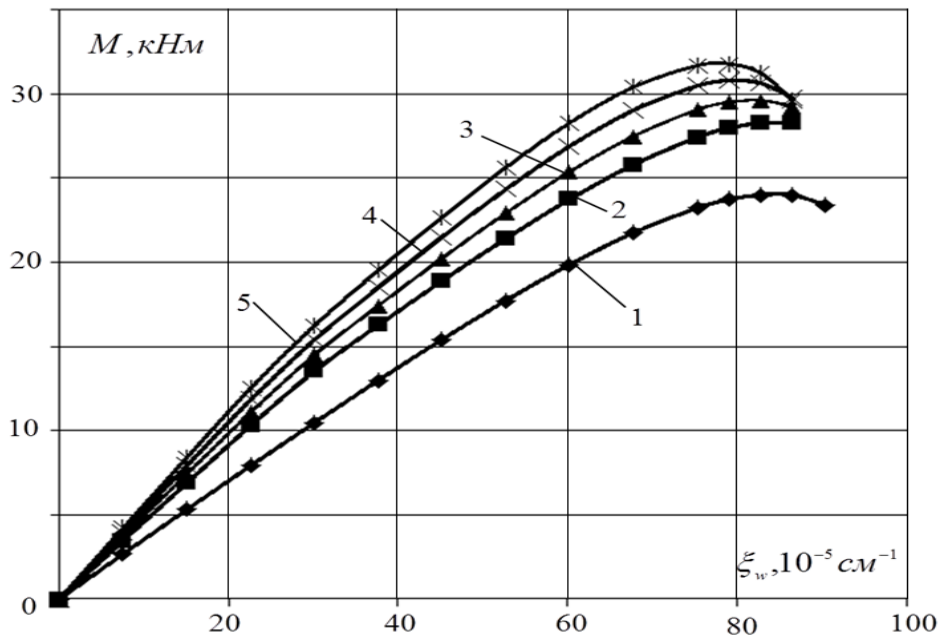


Рис. 3.3. Графіки «момент-кривина» для згинального елемента: 1) без підсилення; 2-5 армовані в стиснутій зоні сталеву арматурою площею 0,5% від площі перерізу елемента та композитним матеріалом з вуглецю: для графіку 2 – 0,25%; 3 – 0,5%; 4 – 0,75%; 5 – 1% від площі стиснутої арматури.

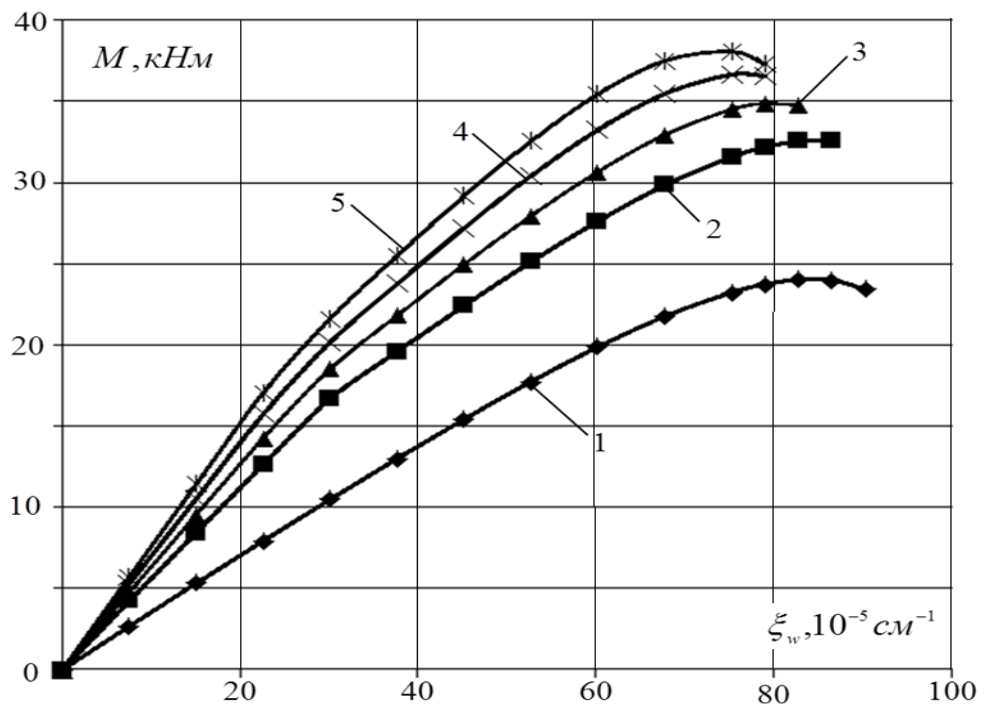


Рис. 3.4. Графіки «момент-кривина» для згинального елемента: 1) без підсилення; 2- армовані в стиснутій зоні сталеву арматурою площею 1% від площі перерізу елемента та композитним матеріалом з вуглецю: для графіку 2 – 50%; 3 – 100%; 4 – 150%; 5 – 200% від площі стиснутої арматури.

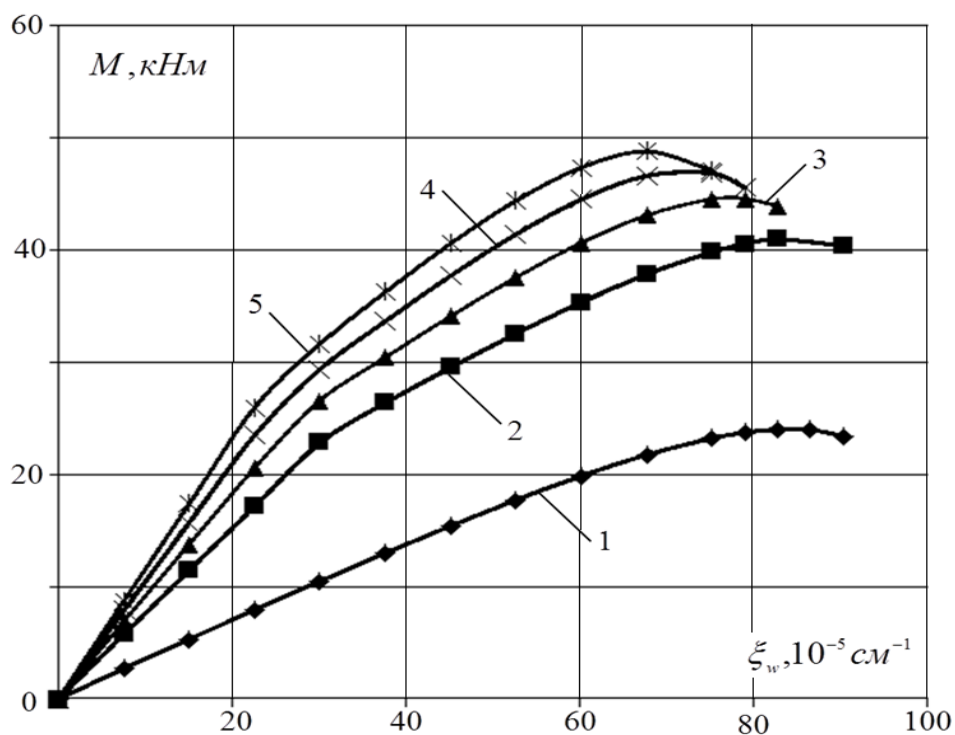


Рис. 3.5. Графіки «момент-кривина» для згинального елемента: 1) без підсилення; 2-5 армовані в стиснутій зоні сталеву арматурою площею 2% від площі перерізу елемента та композитним матеріалом з вуглецю: для графіку 2 – 50%; 3 – 100%; 4 – 150%; 5 – 200% від площі стиснутої арматури.

3.1.2. Розрахунок прогинів пасивно армованих згинальних дерев'яних елементів композитними матеріалами

На основі отриманих графіків «момент-кривина» для балки з комбінованим армуванням, можна визначити прогин балок. Для визначення прогину використаємо ті ж самі розміри поперечного перерізу, що будуть використовуватись у експериментальних дослідженнях, а також ту саму довжину. Теоретичне визначення прогину згинальних елементів, що підсилювались в стиснутій зоні сталеву арматурою та в розтягнутій зоні композитним матеріалом, по суті не відрізняється від визначення прогину балки армованих тільки сталеву арматурою в обох зонах поперечного перерізу.

Процес теоретичного визначення прогину буде проходити в такі етапи:

1. Проведення апроксимації графіку «момент-кривина» до функції залежності моменту від кривини та навпаки (2.64), (2.65).

Таблиця 3.1

Результати моделювання роботи згинального дерев'яного елемента за рахунок підсилення пасивним комбінованим армуванням

Армув. композитним матеріалом	Кривина	Момент, кНм	Зменшення кривини	Зменшення кривини, %	Збільшення несучої здатності, %	Відсоток стиснутої зони, %	Граничні відносні деформації стиску	Граничні відносні деформації розтягу
Неармована балка								
-	82,82	24,0	-	-	-	54	0,0067	0,0057
Підсилення арматурою в стиснутій зоні в 0,5%								
0,25%	82,82	28,3	61,23	26,1	17,7	55	0,0068	0,0056
0,5%	82,82	29,6	56,03	32,3	23,3	57	0,0071	0,0054
0,75%	79,05	30,8	51,84	34,4	28,2	58	0,0069	0,0050
1%	79,05	31,8	48,56	38,6	32,3	60	0,0071	0,0048
Підсилення арматурою в стиснутій зоні в 1%								
0,5%	82,82	32,5	49,65	40,0	35,5	55	0,0069	0,0056
1%	79,05	34,9	42,92	45,7	45,1	58	0,0069	0,0050
1,5%	75,29	36,7	38,21	49,2	52,6	61	0,0068	0,0045
2%	75,29	38,1	34,79	53,8	58,4	64	0,0072	0,0041
Підсилення арматурою в стиснутій зоні в 2%								
1%	82,82	41,0	32,65	60,6	70,5	56	0,0070	0,0055
2%	79,05	44,6	26,88	66,0	85,6	62	0,0073	0,0046
3%	75,29	46,9	23,26	69,1	95,0	66	0,0074	0,0039
4%	67,76	48,8	20,87	69,2	103,1	68	0,0069	0,0033

2. Виконуємо визначення згинальних моментів по довжині досліджуваного згинального елемента з урахуванням основних правил опору матеріалів (2.66).

3. Визначаємо кривину балки по її довжині (2.67).

4. Визначаємо кут повороту елементарних площадок балки по її довжині, відносно початкового положення балки (2.73).

5. Визначаємо прогин балки (2.76). Ці всі перетворення запишемо однією схемою (рис. 3.6), яку можна буде в подальшому використовувати для визначення прогинів.

Зрозуміло, коли переріз по довжині балки має різну форму поперечного перерізу чи армування, то для кожного з таких перерізів необхідно будувати графіки «момент-кривина».

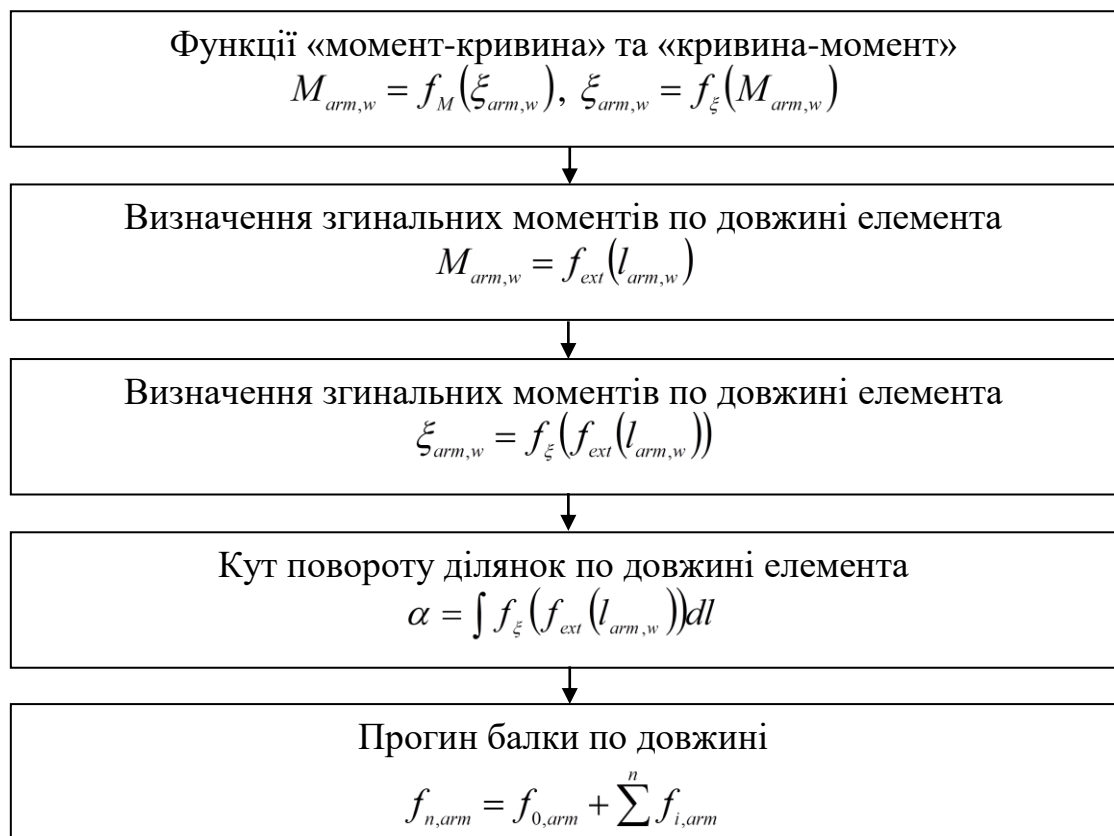


Рис. 3.6. Схема визначення прогинів неармованих та пасивно комбіновано армованих балок

Було проведено один з елементів моделювання роботи згинальних елементів, а саме визначення прогинів для балок з різним відсотком комбінованого армування. Для визначення використано вже раніше побудовані графіки «момент-кривина», які наведено на рисунках рис. 3.2, рис.3.3, рис.3.4., рис.3.5. Теоретичні значення прогинів згинальних елементів встановлено за

максимального моменту, що може сприймати нормальний переріз елемента з деревини з різним відсотком армування. Також порівняно прогини за різного варіанту армування та приведено в табл. 3.2.

Таблиця 3.2

Вплив армування на прогин дерев'яного елемента

Відсоток армування	Прогин при максим. моменті, $f_{M, \max}$	Зменшення прогину у %	Прогин при максим. моменті не армованої балки, $f_{M, \max, w}$	Зменшення прогину у %	Макс. Момент, M_{\max}	Рівень завантаження
Неарм. балка	5,92	0	5,92	0	24,03	100
Згинальний дерев'яний елемент з армуванням стиснутої зони 0,5%						
0,25%	5,84	2	4,47	24	28,29	85
0,5%	5,73	3	4,03	32	29,64	81
0,75%	5,55	6	3,74	37	30,80	78
1,0%	5,43	8	3,47	41	31,79	76
Згинальний дерев'яний елемент з армуванням стиснутої зони 1,0%						
0,5%	5,79	2	3,60	39	32,55	74
1,0%	5,51	7	3,14	47	34,88	69
1,5%	5,20	12	2,84	52	36,66	66
2,0%	5,02	15	2,64	55	38,07	63
Згинальний дерев'яний елемент з армуванням стиснутої зони 2,0%						
1%	5,72	3	2,52	57	40,97	59
2%	5,28	11	2,26	62	44,61	54
3%	4,84	18	1,90	68	46,86	51
4%	4,54	23	1,61	73	48,81	49

Графіки зміни прогинів від зростання зовнішнього моменту зображені на рис.3.7, рис.3.8, рис. 3.9. З рисунку зрозуміло, що армування суттєво збільшує

жорсткість згинального елемента, при цьому при збільшенні несучої здатності через армування, теоретичне значення прогину зменшується. Величина прогину армованого елемента з неармованим елементом суттєво зменшується, при будь-якому варіанті армування.

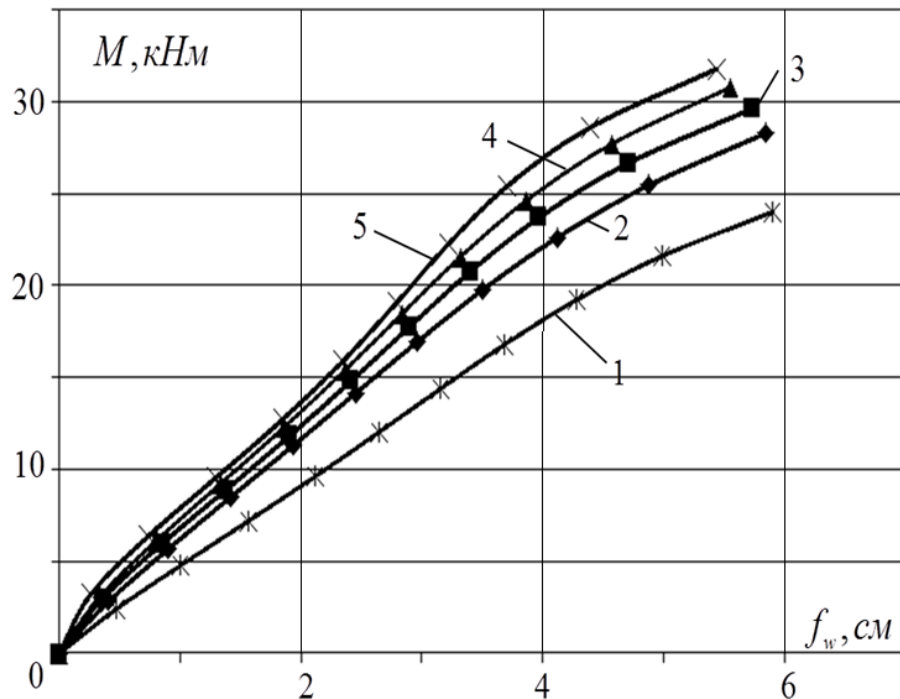


Рис. 3.7. Графіки прогинів від згинальних моментів у балках: 1) без підсилення; 2-5) армовані в стиснутій зоні арматурою площею 0,5% від площі перерізу елемента та композитним матеріалом з вуглецю: для графіку 2 – 50%; 3 – 100%; 4 – 150%; 5 – 200% від площі стиснутої арматури.

В залежності від відсотку армування розтягнутої зони встановлено, що при збільшенні армування саме розтягнутої зони ефект від армування спадає. Найефективнішою площею пасивного армування композитом для згинального елемента є армування, яке менше або рівне армуванню стиснутої зони. Це пов'язано з формою розподілення в стиснутій та розтягнутій зоні нормальних напружень, що виникають в деревині.

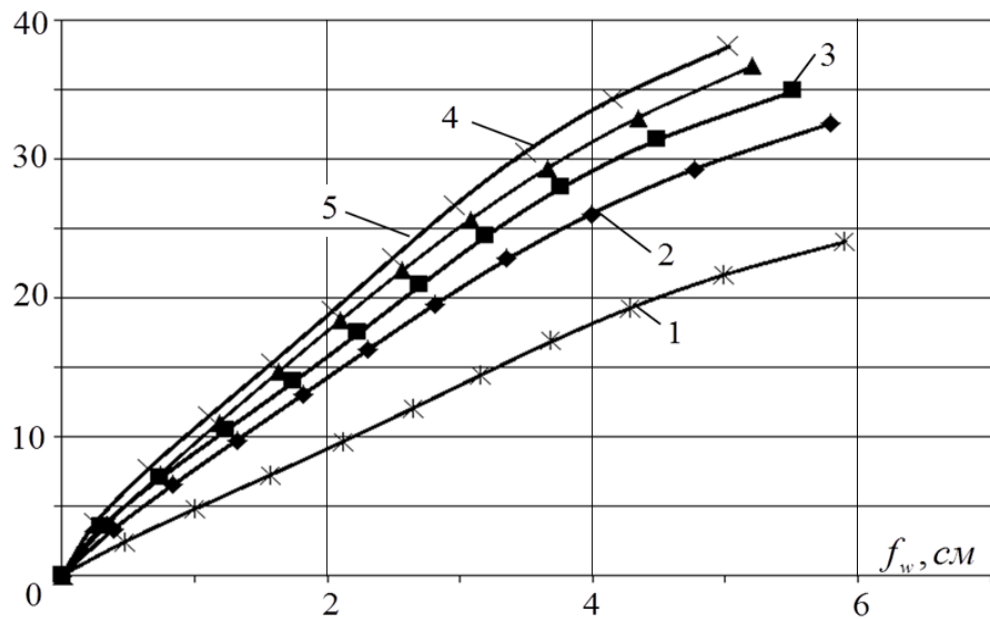


Рис. 3.8. Графіки прогинів від згинальних моментів у балках: 1) без підсилення; 2-5) армовані в стиснутій зоні арматурою площею 1% від площі перерізу елемента та композитним матеріалом з вуглецю: для графіку 2 – 50%; 3 – 100%; 4 – 150%; 5 – 200% від площі стиснутої арматури.

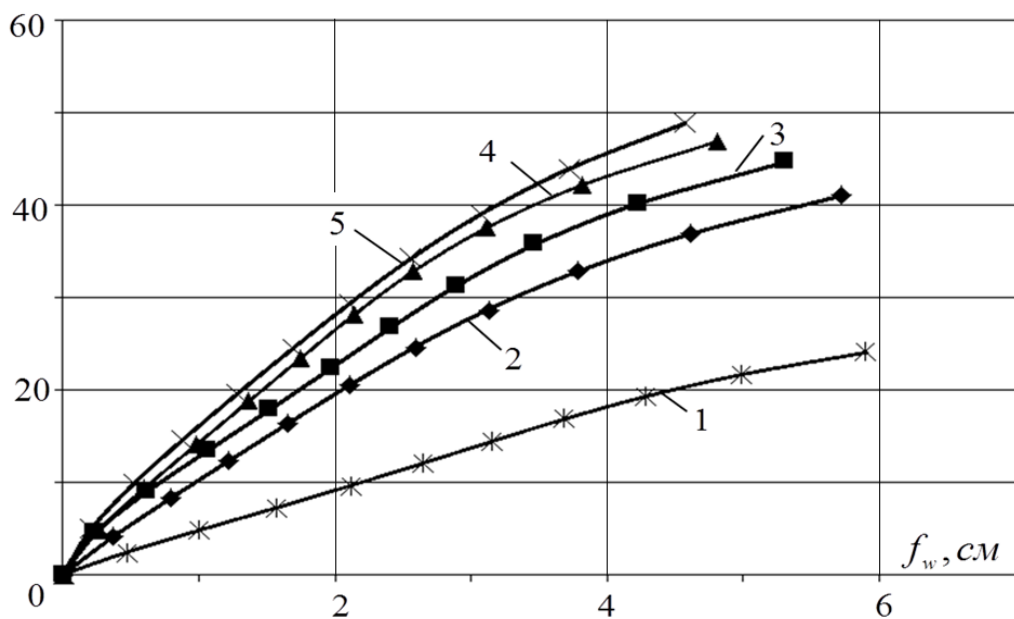


Рис. 3.9. Графіки прогинів від згинальних моментів у балках: 1) без підсилення; 2-5) армовані в стиснутій зоні арматурою площею 2% від площі перерізу елемента та композитним матеріалом з вуглецю: для графіку 2 – 50%; 3 – 100%; 4 – 150%; 5 – 200% від площі стиснутої арматури.

Якщо ж порівняти ефективність армування дерев'яного елемента, що працює на поперечний згин, тільки сталевую арматурою в обох зонах з армуванням сталевую арматурою в стиснутій зоні і композитним армуванням в розтягнутій, то ефективність армування в поєднанні сталі з композитними матеріалами є вищою.

А отже, суттєвою перевагою пасивного комбінованого армування є збільшення несучою здатності згинального елемента за двома групами граничних станів.

Армування балки також збільшує жорсткість згинального елемента майже в 2-3 рази, що дає можливість зменшувати висоти поперечного перерізу згинального елемента. Та, мабуть, самою суттєвою перевагою комбінованого армування згинального елемента з деревини - є можливість збільшення прольоту, який може перекрити згинальний елемент, що дозволить зменшити загальні витрати на всю будівлю.

3.1.3. Моделювання та розрахунок максимальних дотичних напружень пасивно армованих згинальних дерев'яних елементів композитними матеріалами

Проте зі збільшенням нормальних напружень, які виникають в елементі з деревини з пасивним комбінованим армуванням, суттєво збільшуються і дотичні напруження, які діють вздовж волокон по висоті згинального елемента, що є дуже небезпечним при роботі на поперечний згин. На даному етапі проведемо теоретичні розрахунки з визначення дотичних напружень в зоні, де виникають розтягнуті нормальні напруження, тобто в розтягнутій зоні згинального елемента з комбінованим армуванням, що сприймає навантаження від зовнішніх сил і працює на поперечний згин .

Частина згинального елемента розтягнутої зони балки з комбінованим армуванням, в якій необхідно визначати дотичні напруження для визначення несучої здатності, показана на рис. 3.10. На рис. 3.11. зображено вирізану

елементарну частинку цієї розтягнутої зони згинального елемента з деревини з пасивним комбінованим армуванням з усіма внутрішніми зусиллями, що діють на неї.

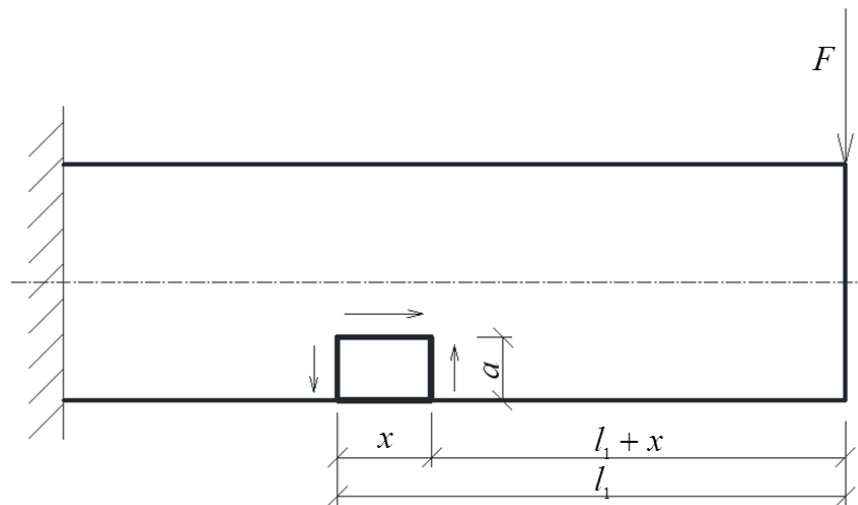


Рис. 3.10. Консольно закріплений згинальний елемент з елементарною частиною в розтягнутій зоні

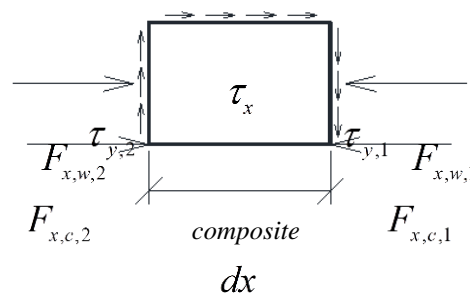


Рис. 3.11. Елементарна частина напружено-деформованого стану

Спроекуємо внутрішні зусилля на осі і ми отримаємо таку систему рівноваги:

$$\begin{cases} \tau_{y,1} = \tau_{y,2} \\ \tau_x bx = F_{x,w,1} + F_{x,c,1} - F_{x,w,2} - F_{x,c,2} \end{cases} \quad (3.6)$$

Як і у випадку для стиснутої зони, нам необхідно розглянути два поперечних перерізи згинального елемента, краями яких є площини, в яких діють внутрішні зусилля $F_{x,w,1}, F_{x,w,2}, F_{x,c,1}, F_{x,c,2}$ (рис.3.12).

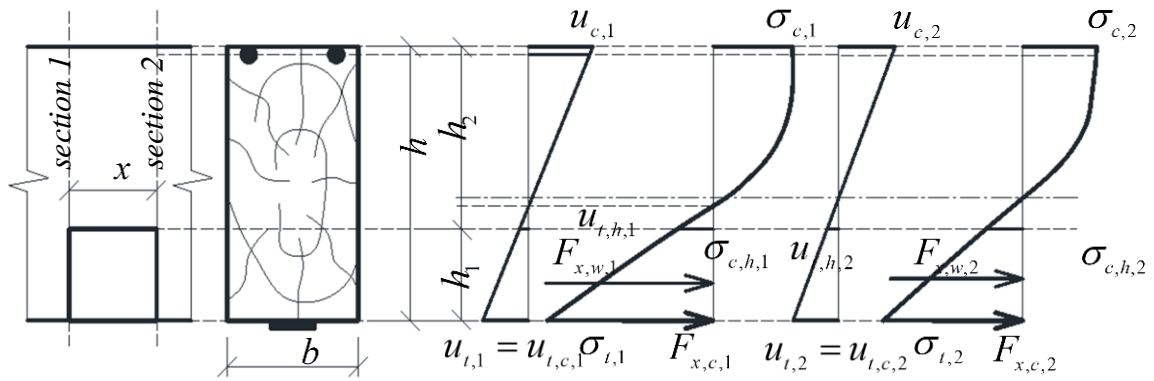


Рис. 3.12. Напружено-деформований стан в розтягнутій зоні згинальних елементів з деревини з комбінованим армуванням в перерізах 1 та 2 від дії моментів M_1 та M_2 .

Сприйняте зусилля композитною арматурою в перерізі 1 та 2 буде рівними:

$$F_{x,c,1} = u_{t,c,1} E_c A_c. \quad (3.9)$$

$$F_{x,c,2} = u_{t,c,2} E_c A_c. \quad (3.10)$$

Після визначення напружено-деформованого стану в перерізах, внутрішніх відносних деформацій в зоні, де ми визначаємо дотичні напруження, ми можемо визначити зусилля, що діють в деревині та композитній арматурі.

$$F_{x,w,1} = 0,5bh_1 E_{w,t} u_{t,1} - 0,5bh_1 E_{w,t} u_{t,h,1}. \quad (3.11)$$

$$F_{x,w,2} = 0,5bh_1 E_{w,t} u_{t,2} - 0,5bh_1 E_{w,t} u_{t,h,2}. \quad (3.12)$$

3.2. Вибір оптимального варіанту підсилення пасивним комбінованим армуванням згинальних дерев'яних елементів для збільшення несучої здатності за першою групою граничних станів

Для вибору оптимального варіанту підсилення було змодельовано роботу згинального дерев'яного елемента комбінованого армованого сталевією в стиснутій зоні та композитною арматурою в розтягнутій зоні та неармованого

зовсім. Для оптимізації вибору зробимо невеликий аналіз проведених теоретичних досліджень, які здійснені раніше та представлені в попередніх параграфах даної роботи. Було встановлено, що пасивне комбіноване армування потрібно влаштовувати в стиснутій та розтягнутій зоні різними матеріалами. Стиснуту зону, як найбільш піддатливу для створення більшої жорсткості, сталевую арматурою з більше як на порядок вищим модулем пружності, а розтягнуту – композитною, з надзвичайно високою міцністю. Коли пасивне армування згинального елемента з деревини проводиться лише сталевую арматурою обох зон – стиснутої і розтягнутої, то співвідношення арматури в цих зонах має бути один до одного. У випадку ж з пасивно комбінованим армуванням композитною арматурою в розтягнутій зоні в поєднанні з сталевую в стиснутій зоні елемента з деревини, що працює на поперечний згин, суттєвим фактором для оптимального підсилення є фізико-механічні характеристики композитного матеріалу. В обох випадках при будь-якому армуванні перерізу відбувається збільшення моменту, який може сприйняти поперечний переріз згинального елемента. Це все відбувається за рахунок додаткової пари сил, яка утворюється в нормальному поперечному перерізі згинального армованого елемента з деревини та сприймає частину навантажень. Для більшої наочності побудуємо графік залежності збільшення несучої здатності від армування (рис.3.13).

З рис 3.13 зрозуміло, що максимальний згинаючий момент, який може сприйняти нормальний поперечний переріз згинального елемента з деревини пропорційний відсотку підсилення арматурою. Чим більші поперечні розміри армованого елемента з деревини, тим більше цей елемент може сприйняти зовнішнє навантаження. Також ще можна сказати, що підсилення одночасно арматурою та композитом приблизно на 20-30% результативніше від армування обох зон сталевую арматурою. Окрім жорсткості та несучої здатності нормальних перерізів, слабким місцем в дерев'яних елементах є опір зсуву вздовж волокон.

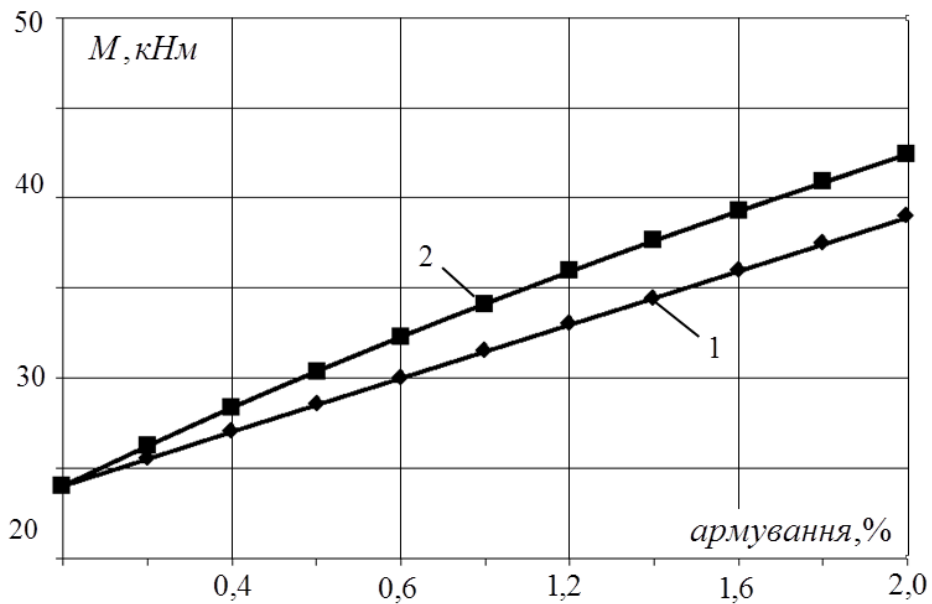


Рис 3.13. Залежність максимального згинаючого моменту, що може сприйняти поперечний переріз згинального елемента від відсотка армування

Визначення дотичних напружень в згинальному елементі з урахуванням нелінійної роботи деревини є досить складним процесом, в якому важко передбачити вплив всіх факторів, що негативно впливають на нього. Ця складність в основному пов'язана зі зміною положення нейтральної лінії по довжині елемента та зміною рівня згинального моменту, а також постійною зміною напружено-деформованого стану. Проте з використанням апроксимованих функцій «момент-кривина» та методу скінчених елементів їх можна побудувати та проаналізувати. Отже, виходячи з цих міркувань, для аналізу виникнення максимальних дотичних напружень в кожному із нормальних поперечних перерізів елемента побудуємо епюри цих дотичних максимальних напружень по довжині балки для неармованих та з різним варіантом відсотку армування перерізів (0,5-2%) (рис.3.14, рис.3.15, рис. 3.16).

З рис.3.14, рис.3.15, рис.3.16 видно, що максимальні дотичні напруження в кожному поперечному перерізі згинального елемента за максимального моменту зростають суттєво.

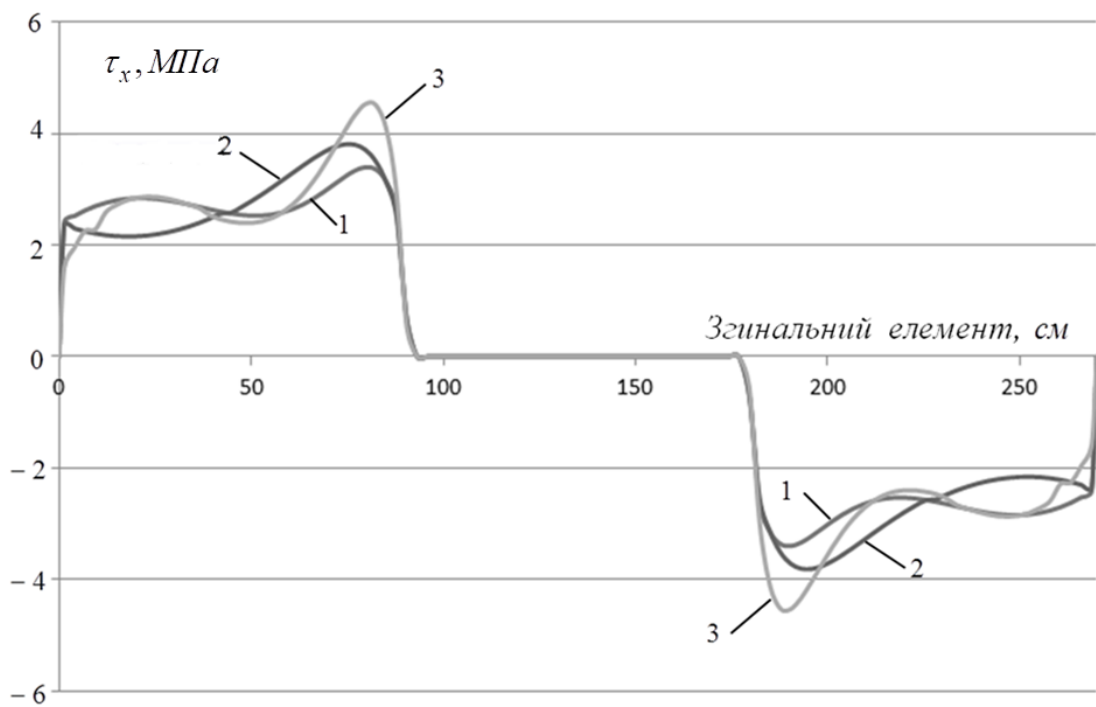


Рис 3.14. Порівняння епюр максимальних дотичних напружень з симетричним армуванням в 0,5% для балок з деревини армованих і не армованих: 1) неармована балка; 2) симетрично армовані сталеву арматурою; 3) комбіновано армовані сталеву і композитною арматурою

Це означає, що при армуванні згинальних елементів слід приділити велику увагу, також, і підсиленню перерізів вздовж волокон. Виникнення великих максимальних дотичних напружень може спричинити до передчасного виходу з ладу конструкцій, ще до того, коли в нормальному перерізі виникнуть максимальні нормальні напруження. Епюри максимальних дотичних напружень вказують на те, що ці напруження в елементі з використанням армування зростають по відношенню до дотичних напружень в неармованому елементі. За рахунок армування зростає несуча здатність нормальних перерізів, тобто руйнівний момент дії зовнішнього навантаження, і за рахунок цього зростають максимальні дотичні напруження.

З графіків порівняння епюр видно (рис.3.14), (рис.3.15), (рис.3.16) виникнення максимальних дотичних напружень. І ці екстремуми максимальних дотичних напружень при армуванні сталевими стержнями в 0,5% зростають на

12%, при армуванні в 1,0% на 34%, при армуванні в 2,0% на 62%. За комбінованого армування одночасно сталюю і композитною арматурою, зростання на ділянках екстремумів максимальних дотичних напружень ще більше, так при армуванні в 0,5% дотичні напруження збільшуються на 33%, при армуванні в 1,0% на 44%, а при армуванні в 2% більш ніж в 2 рази.

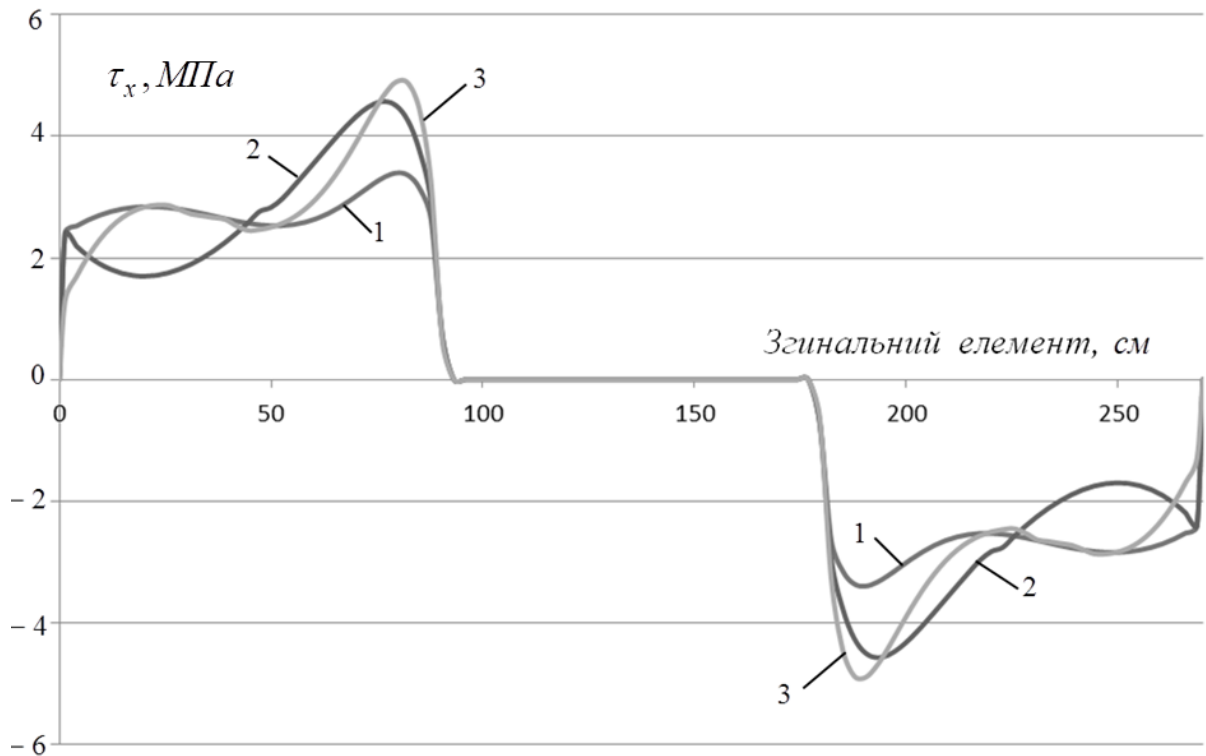


Рис 3.15. Порівняння епюр максимальних дотичних напружень з симетричним армуванням в 1,0% для балок армованих і не армованих: 1) неармована балка 2) симетрично армовані сталюю арматурою 3) комбіновано армовані сталюю і композитною арматурою

Проте, це збільшення напружень відноситься тільки до екстремальних ділянок максимальних напружень, які виникають в згинальному елементі. Якщо розглянути максимальні напруження на ділянках, де немає екстремумів, то збільшення дотичних максимальних напружень не є таким критичним. Так при армуванні сталюю арматурою на ділянках без екстремумів дотичні напруження зростають при армуванні в 0,5% лише на 1%, при 1,0% на 2%, при 2,0% на 4%.

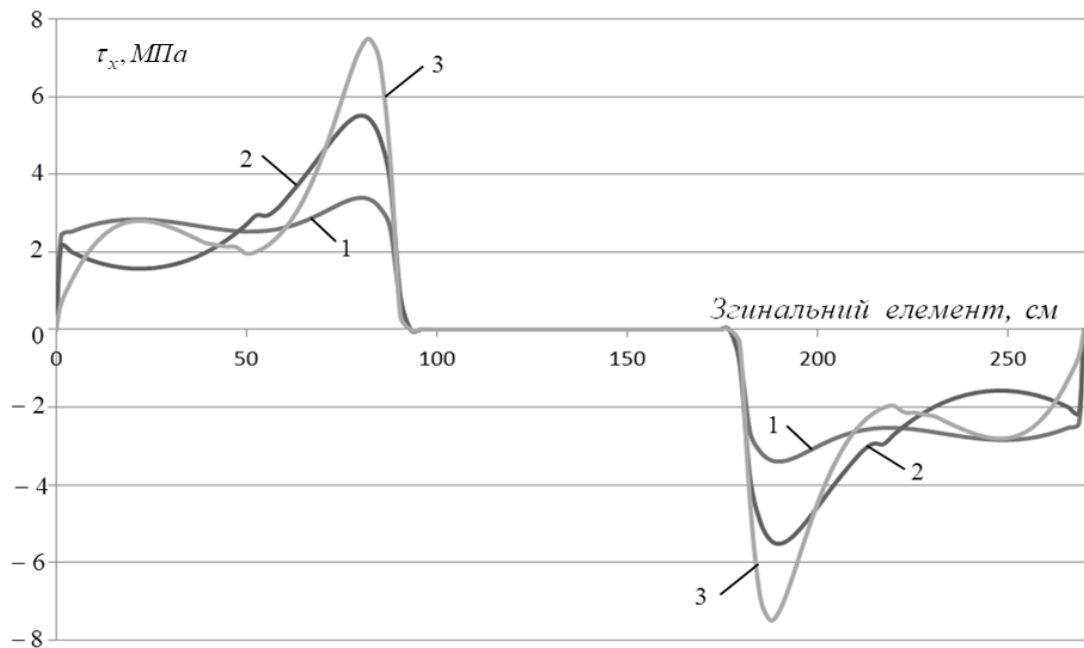


Рис 3.16. Порівняння епюр дотичних напружень з симетричним армуванням в 2,0% для балок армованих і не армованих: 1) неармована балка 2) армовані сталлю арматурою 3) армовані сталлю і композитною арматурою

При комбінованому армуванні одночасно сталеву арматурою в стиснутій зоні та композитною - в розтягнутій, зростання дотичних напружень на ділянках без екстремумів в згинальному елементі є більш значними по відношенню до армування лише сталевими стержнями. Так, максимальні дотичні напруження на цих ділянках в комбіновано армованих елементах зростають на 4%, 8% та 14% відповідно за армування в 0,5, 1,0%, 2,0%. Тому в згинальних дерев'яних елементах, які мають армування, обов'язково повинні визначатися дотичні напруження та здійснюватись перевірка несучої здатності за дотичними напруженнями, які діють вздовж волокон. Підсилення таких елементів є не досить складним і виконується шляхом використання матеріалів, які мають великий опір зрізу. При моделюванні роботи згинального дерев'яного елемента, максимальні дотичні напруження в нормальних поперечних перерізах визначалися по всій довжині елемента. Також було встановлено, що максимальні дотичні напруження знаходяться не в центрі нормального поперечного перерізу, а між центром перерізу та нейтральною

силовою лінією перерізу. Зазвичай вони лежать в районі 0,35%-0,5% від висоти перерізу згинального елемента. Проте положення максимальних дотичних напружень може змінюватись в залежності від зміни положення самої нейтральної лінії.

При моделюванні згинальних дерев'яних елементів та при аналізі їх армування, однозначно встановити оптимальний варіант армування не є можливим без економічного порівняння самих конструкцій. Це пов'язано з постійним пропорційним зростанням міцності при зростанні відсотка армування такого елемента. Проте, якщо взяти до уваги практичний досвід, застосування армування в згинальних елементах, то оптимальним комбінованим армуванням елемента з деревини, що працює на поперечний згин буде в межах від 0,5 до 1,5% площі самого перерізу. Так само, без додаткових експериментально-теоретичних досліджень не можна дати відповідь на питання наскільки надійнішим армований дерев'яний елемент є за простий дерев'яний. Це потребує додаткових дуже великих за об'ємом досліджень та їх аналізу, які зможуть встановити надійність таких конструкцій і дадуть можливість використати додатковий прихований запас міцності деревини та прихований запас несучої здатності.

3.3. Рекомендації по підсиленню пасивним комбінованим армуванням згинальних дерев'яних елементів для отримання найкращого ефекту збільшення несучої здатності за другою групою граничних станів

На відміну від першої групи граничних станів, які потребують додаткових економічних розрахунків ефекту підсилення дерев'яних елементів, ефект від підсилення за другою групою є явним. Це можливість використання меншим поперечним перерізом балок перекриття тих самих прольотів будівель та споруд. Перевагою також є можливість використання тих же самих стандартних розмірів деревини для різного виду прольотів, але з різним відсотком армування. Саме ж армування стиснутої та розтягнутої зони

забезпечує високу жорсткість, а в деяких випадках збільшення прольоту, що може перекрити елемент з деревини. Такий проліт за певних умов армування може зрости в декілька разів, при цьому не перевищуючи межу граничних прогинів. Крім того, найчастіше саме друга група граничних станів є обмеженням використання деревини в згинальних несучих елементах у будівлях та спорудах. Застосування ж комбінованого армування з клеєною деревиною може вивести такий елемент на зовсім інший, вищий рівень, використання в капітальному будівництві.

3.4. Прогнозування роботи згинального дерев'яного елемента під час попереднього напруження композитної арматури

В роботі розглянемо збільшення жорсткості згинальних елементів за допомогою різних варіантів армування. Проте для збільшення несучої здатності за другою групою граничних станів елемента з деревини можна використати попереднє напруження для створення попереднього вигину. А деревина є досить зручний матеріал, він легко піддається обробці, а також є досить гнучким. Як вже згадувалось раніше, це є недоліком елементів, що працюють на поперечний згин, але в разі надання попереднього напруження є перевагою, так як можна виконати попереднє напруження шляхом приклеювання армованого матеріалу до вигнутої деревини. Сам технологічний процес надання попереднього напруження згинальним елементам є простий. Проте, визначення необхідних зусиль для створення необхідного вигину балки для забезпечення надійної роботи та запобіганню руйнуванню елемента під час надання попереднього напруження і під час експлуатації є досить складним.

Під час створення попереднього напруження моделювання роботи елемента можна розділити на три етапи:

- 1) моделювання роботи згинального елемента з деревини під час згину для утворення проектного вигину перед приклеюванням вуглецевої стрічки;

2) моделювання роботи елемента від зняття навантаження, що створював вигин до стану попередньо напруженого елемента та встановлення конструкції на місце експлуатації;

3) прогнозування роботи згинального попередньо напруженого елемента під час експлуатації.

Моделювання роботи попередньо напружених конструкцій з армованої деревини базується на застосуванні всіх відомих науці знань роботи деревини та роботи армуючих матеріалів, що використовуються для цього. Це є основою задачею для сучасної науки на даному етапі застосування дерев'яних конструкцій. Тому під час моделювання на всіх етапах роботи попередньо напружених комбіновано армованих елементів з деревини обов'язкове використання нелінійних діаграм деформування деревини, які найточніше описують її роботу на всіх рівнях завантаження при різних варіантах напружено-деформованого стану поряд з обов'язковим використанням діаграм деформування армуючих матеріалів.

3.4.1. Підготовка до попереднього напруження та розрахунок максимального можливого попереднього напруження згинальних дерев'яних елементів

Розглянемо один із способів попереднього напруження, а саме спосіб за, яким балка отримує внутрішні напруження за рахунок відпуску згинального елемента після дії зовнішнього навантаження шляхом вклеювання армованих елементів. Принцип створення такого попереднього напруження елемента з деревини можна описати в такій послідовності:

1. Створюємо в згинальному елементі вигин, діючи на елемент зовнішнім розрахунковим навантаженням (рис. 3.17). При цьому висота вигину елемента з деревини попередньо обчислюється та встановлюється проектантом і складатиме f_1 .

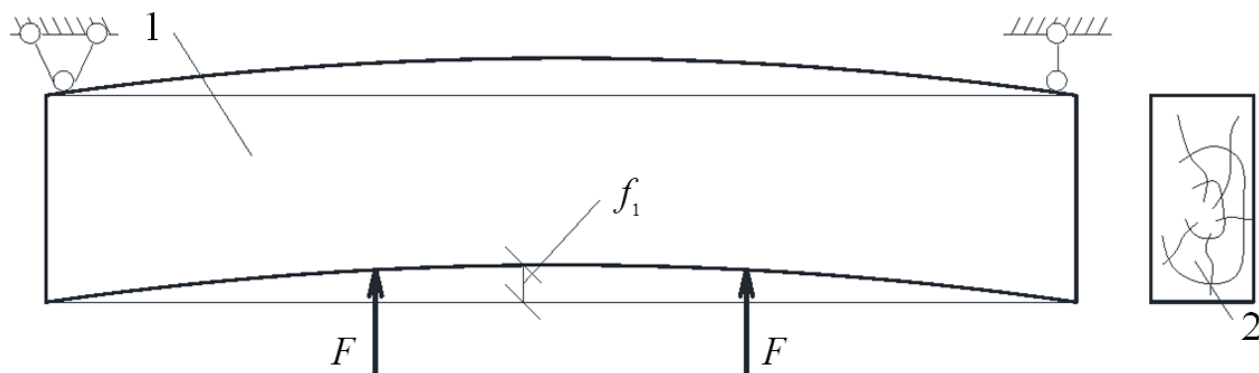


Рис. 3.17. Створення вигину згинального елемента для створення попереднього напруження: 1 – згинальний дерев’яний елемент; 2 – поперечний переріз згинального дерев’яного елемента; f_1 – попередній вигин елемента; F – зосереджена сила

2. Встановлюємо армуючий елемент у вигляді полімерної полоси в нижню зону згинального елемента та за допомогою полімерного клею кріпимо його (рис.3.18). При цьому нам обхідно знати, за якого саме напружено-деформованого стану було встановлено армуючий елемент, щоб можна було спрогнозувати його подальшу роботу.

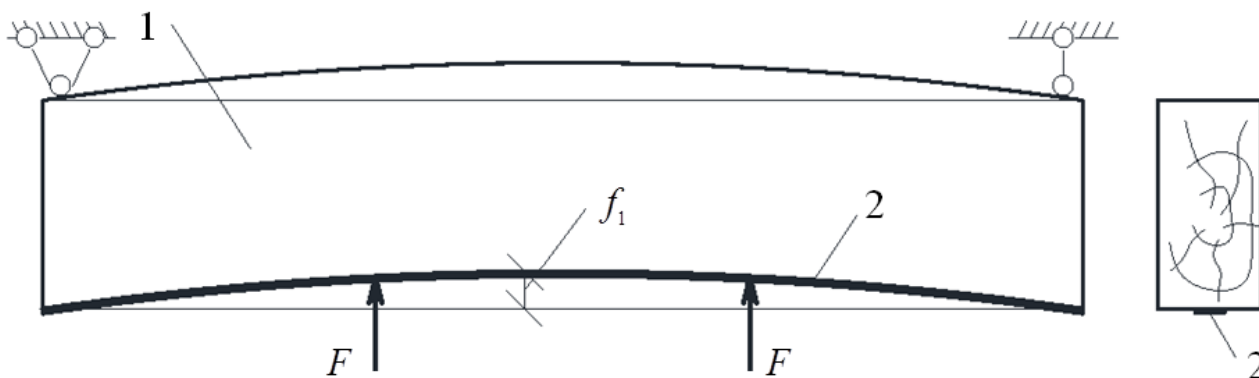


Рис. 3.18. Вклеювання армуючого елемента в розтягнуту зону згинального дерев’яного елемента: 1 – згинальний дерев’яний елемент; 2 – армуючий матеріал; f_1 – попередній вигин елемента; F – зосереджена сила

3. Знімаємо зосереджене зовнішнє навантаження F , яким ми створювали вигин з згинальному дерев’яному елементі, при цьому елемент хоче набути його початкової форми, проте цьому буде заважати армуючий елемент, який

сприйме частину навантаження та буде створений розрахунковий вигин (рис.3.19). В цьому положенні потрібно завершити армування протилежної зони згинального елемента з деревини, вставивши в пази сталеву арматуру і закріпивши її за допомогою розчину створеного з епоксидного клею та піску.

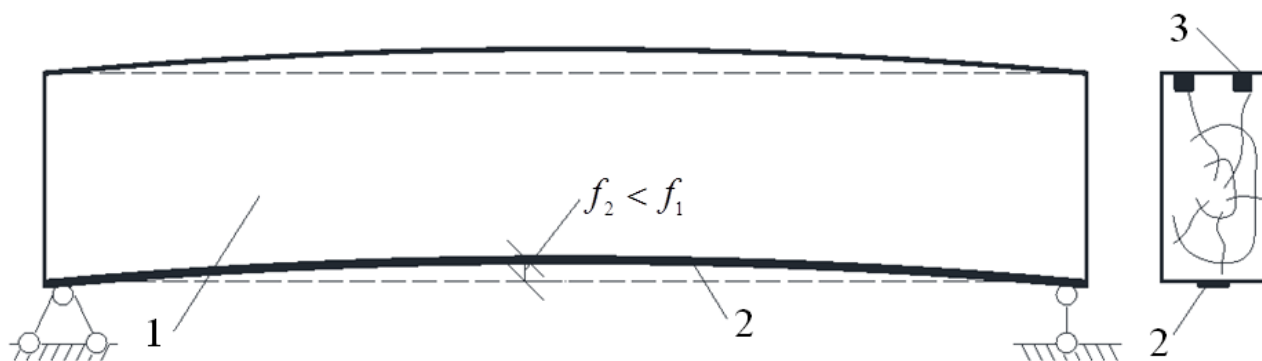


Рис. 3.19. Вклеювання армуючого елемента в стиснуту зону згинального дерев'яного елемента: 1 – згинальний дерев'яний елемент; 2 – арматура розтягнутої зони; 3 – арматура стиснутої зони; f_1 – вигин елемента; f_2 – залишковий вигин; F – зосереджена сила

Перш за все, змодельюємо роботу, згинального елемента з деревини з використанням різних значень попереднього вигину. При цьому робота згинального елемента не повинна виходити за межу, при якій може виникнути раптове руйнування згинального елемента.

Для визначення границь вигину згинального дерев'яного елемента приймемо такі основні рівні:

- 1) вигин не повинен перевищувати гранично допустимий прогин згинального елемента;
- 2) несуча здатність поперечного перерізу має складати не більше 0,8 від максимальної;
- 3) відносні деформації в стиснутій зоні не повинні виходити за критичне їх значення.

Врахування цих трьох обмежень необхідно виконувати в кожному із запроектованих майбутніх попередньо напружених елементів. Для

встановлення всіх необхідних параметрів згинального елемента нам спочатку потрібно встановити та обчислити основні параметри згинального елемента, а саме функції графіків «момент-кривина» та «кривина-момент», а також динаміку зміни положення нейтральної лінії. Послідовність отримання даних функцій уже розглядалась раніше за допомогою алгоритмів. Отримавши дані функції ми будемо епюри відносних деформацій та внутрішніх напружень поперечного перерізу, висоти стиснутої та розтягнутої зони у вигляді епюр по всій довжині згинального елемента. Для розрахунку використовуємо графік «момент-кривина», який був побудований на рис.3.20 для згинального елемента розміру 10x15 см з сосни стандартної вологості з розрахунковим прольотом 270 см.

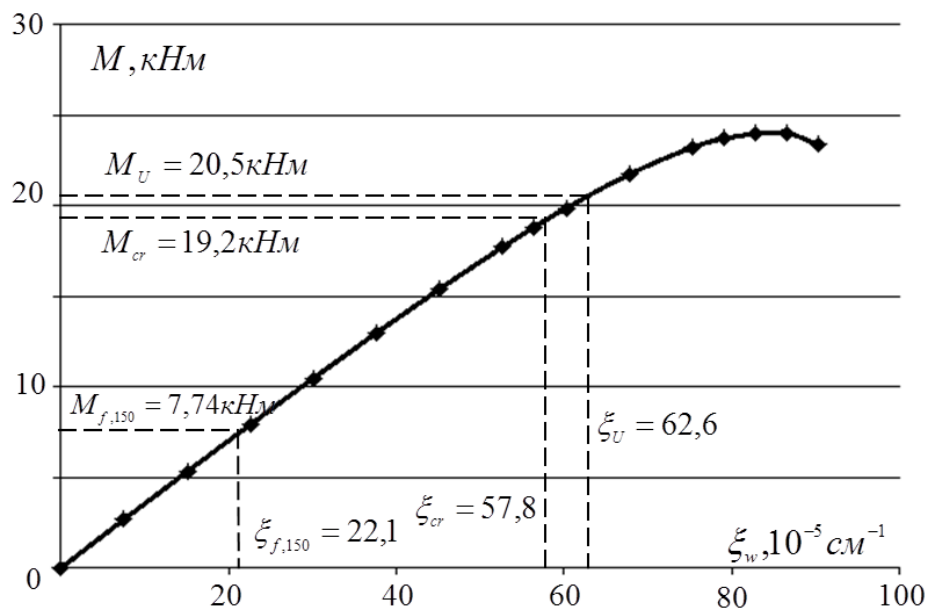


Рис 3.20. Діаграма «момент-кривина» для перерізу згинального дерев'яного елемента

В залежності від моделювання для нашого прикладу наведені згинальні моменти та кривини, які відповідають $M_{f,150}, \xi_{f,150}$ - момент, що відповідає граничному прогину балки, а саме $1/150$ від її розрахункової довжини; M_U, ξ_U - момент та кривина, яка рівна $0,8$ від максимального моменту, що може

сприйняти переріз; M_{cr}, ξ_{cr} - відповідають моменту та кривині, при якій відносні деформації досягають критичних значень.

З графіку отримуємо функції (2.64), (2.65), які можемо використати для побудови епюр по довжині згинального елемента. Перш за все побудуємо епюру згинального моменту, для дерев'яного елемента та епюру розподілу кривини по довжині балки (рис.3.21).

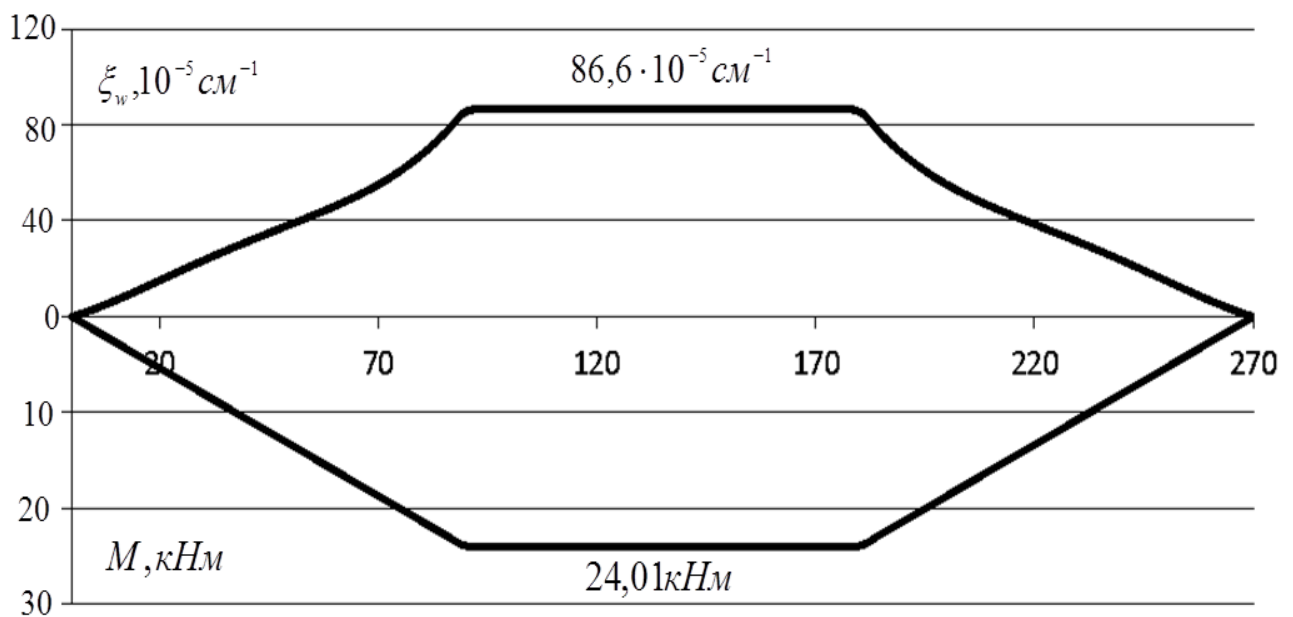


Рис. 3.21. Суміщена епюра згинального моменту, що діє в перерізах по довжині балки (нижня епюра) та епюра кривини по довжині балки (верхня епюра)

В залежності від графіку «момент-кривина», а також епюри напружень було побудовано графік залежності прогину від згинального моменту (рис.3.22). На цьому графіку встановлені та позначені основні точки, які можна буде використати в подальших розрахунках.

В загальному, підсумовуюючи досвід з моделювання згинальних дерев'яних елементів, можна виділити три основні зони при наданні прогину під час попереднього напруження:

- 1) зона найменшого впливу на згинальний елемент вона лежить в межах від 0 до $(0,25 - 0,33)M_{\max}$;
- 2) $(0,33 - 0,75)M_{\max}$ експлуатаційна зона згинального елемента;
- 3) зона , в якій явно присутні залишкові деформації до $(0,75 - 0,85)M_{\max}$;
- 4) критична зона, в якій відбувається поява складок і можлива швидка втрата несучої здатності в поперечному перерізі.

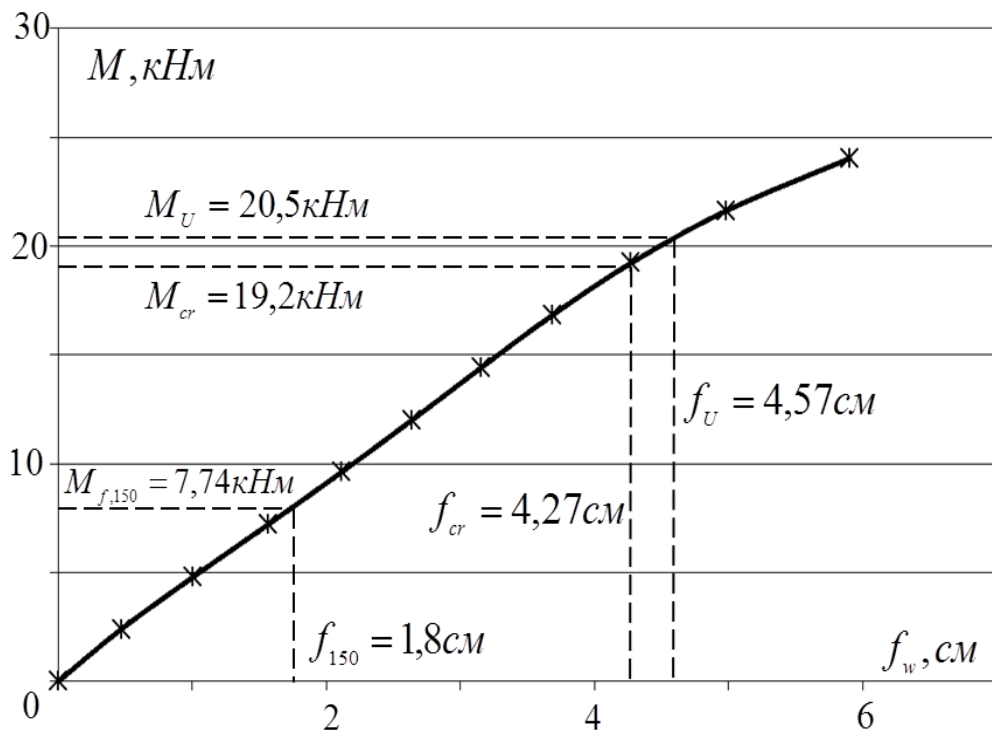


Рис.3.22. Залежність прогину від згинального моменту з винесеними критичними точками

Проектування основного вигину в згинальному дерев'яному елементі не повинен перевищувати 0,7 від максимального прогину згинального елемента. В нашій роботі при проектуванні ми будемо використовувати різні рівні попереднього напруження з різним відсотком армування. При цьому слід не забувати про можливість коригування цих відсотків до оптимального варіанту, в залежності до остаточної прогину під навантаженням (рис.3.23).

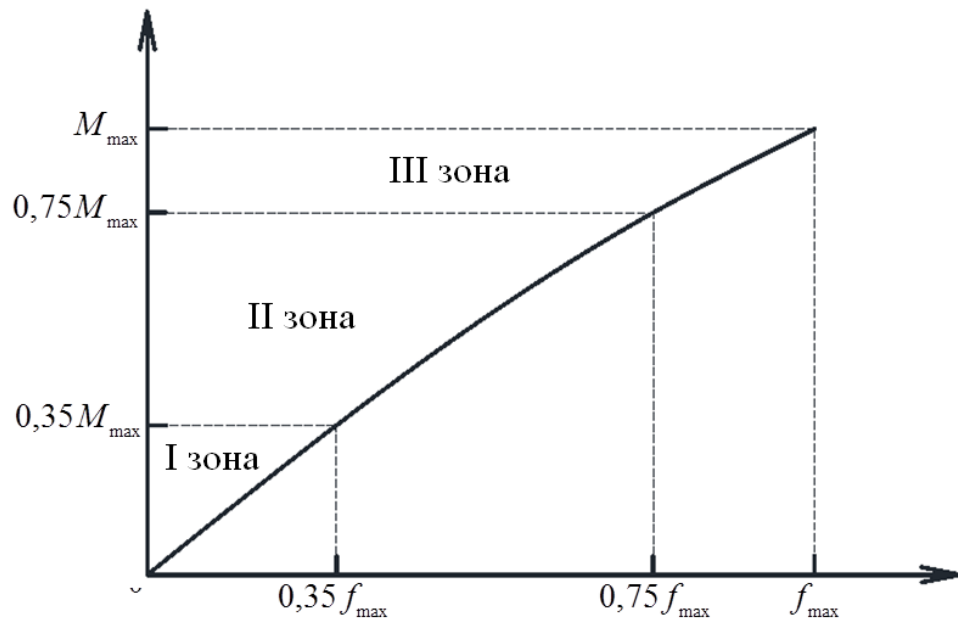


Рис. 3.23. Рівні попереднього напруження для згинального елемента

3.4.2. Напружено-деформований стан поперечного перерізу до і після вклеювання армуючого матеріалу

В попередньому параграфі було встановлено етапи та рівень напружень, а також рівень прогину, який ми можемо надати нашому нормальному поперечному перерізу при створенні попереднього напруження в згинальному елементі. Для визначення попереднього напруження встановимо, які саме етапи напружено-деформованого стану проходить згинальний елемент, що виникають під час і після вклеювання армуючого матеріалу та зняття зовнішнього зусилля. При цьому можна виділити 3 рівні напружено-деформованого стану (рис.3.24).

На всіх етапах напружено-деформованого стану згинальний елемент знаходиться у від'ємній кривизні. Нижня частина згинального елемента стиснута, а верхня розтягнута на всіх стадіях. На першому етапі стиснута зона складає більшу частину ніж розтягнута, відносні деформації стиснутої нижньої зони, куди має кріпитись матеріал, який армує балку, складають $u_{c,1}$. Саме ці відносні деформації є початковим стартом для роботи армованого елемента.

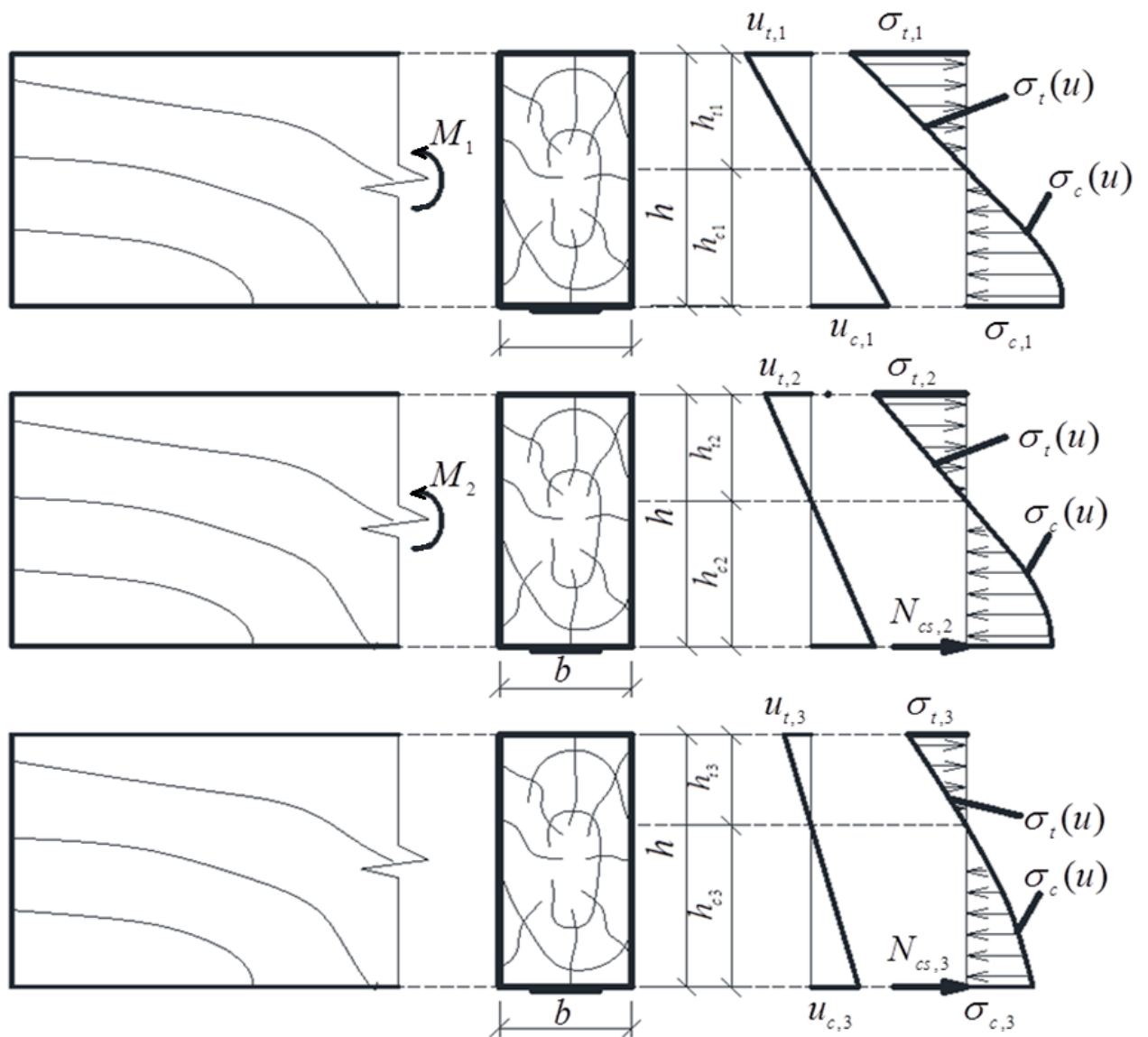


Рис.3.24. Зміна напружено-деформованого стану за процесу попереднього напруження згинального дерев'яного елемента

Рівняння рівноваги нормального поперечного перерізу елемента на першому етапі запишеться наступними умовами (3.13):

$$\begin{cases} M_1 = M_{c,1} + M_{t,1}; \\ N_{c,1} = N_{t,1}, \end{cases} \quad (3.13)$$

де M_1 - момент від дії зовнішнього навантаження;

$M_{c,1}$, $M_{t,1}$ - внутрішні моменти, які сприймають стиснута та розтягнута зона;

$N_{c,1}$, $N_{t,1}$ - внутрішні зусилля, що сприймає стиснута та розтягнута зона.

На другому етапі при зменшенні зовнішнього згинального моменту від M_1 до моменту M_2 проходить внутрішній перерозподіл зусиль. Окрім моменту, що сприймає стиснута та розтягнута зона виникає момент і від розтягнутого армованого елемента, при цьому рівняння внутрішньої рівноваги зміниться на (3.13), також і зміниться рівновага внутрішніх зусиль, що спроектована на вісь x з появою внутрішнього зусилля, що сприймає розтягнута арматура $N_{cs,1}$:

$$\begin{cases} M_2 = M_{c,2} + M_{t,2} - M_{sc,2}; \\ N_{t,2} + N_{sc,2} - N_{c,2} = 0; \end{cases} \quad (3.14)$$

де $M_{sc,2}$, $N_{sc,2}$ - згинальний момент та внутрішнє зусилля, що сприймає армований елемент.

Третій етап характеризується відсутністю зовнішнього навантаження, а це спричиняє рівновагу між внутрішніми зусиллями згинального попередньо напруженого елемента. Рівняння рівноваги для такого перерізу запишеться у вигляді (3.15):

$$\begin{cases} M_{sc,3} = M_{c,3} + M_{t,3}; \\ N_{t,3} + N_{sc,3} - N_{c,3} = 0; \end{cases} \quad (3.15)$$

З останнього рівняння рівноваги зрозуміло, що все попереднє напруження забезпечує саме армуючий матеріал. Запишемо чому дорівнює згинальний момент та внутрішнє зусилля, що він сприймає

$$N_{sc,3} = A_{sc} f_{sc}(u) \quad (3.16)$$

$$M_{sc} = N_{sc} y_{sc} = A_{sc} f_{sc}(u) y_{sc} \quad (3.17)$$

Використовуючи відомі формули з визначення внутрішніх зусиль в нормальному поперечному перерізі дерев'яного згинального елемента, а також внутрішніх зусиль в армуючому матеріалі, можна побудувати графіки «момент-кривина» для попередньо напруженого елемента. Загальна форма графіків «момент-кривина» для такого елемента буде мати форму представлену на рис.3.25.

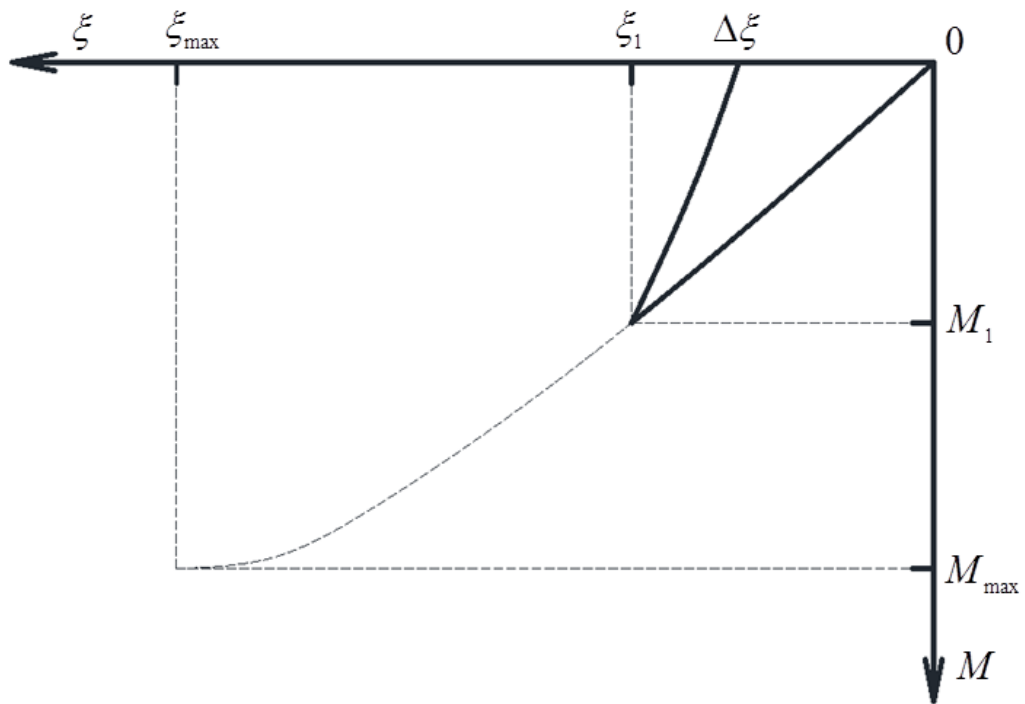


Рис.3.25 – Графік «момент-кривина» для попереднього напруження згинального дерев'яного елемента

Рівень попереднього напруження, а саме кривина, яку набуває згинальний елемент після попереднього напруження залежить від початкової кривини дерев'яного елемента, яку надають для створення попереднього напруження, а також від площі поперечного перерізу та фізико-механічних характеристик армуючого матеріалу.

Для варіантів зі встановлення рівня попереднього напруження виконаємо порівняння з різним початковим навантаженням. Для цього за точку, коли необхідно приклеювати полімерний армуючий елемент до балки приймемо рівні 0,3, 0,4, 0,5, 0, та 0,7 від максимального згинального моменту. Спрогнозуємо, що армування будемо виконувати вуглецевою арматурою у вигляді стрічки прощеною в 0,5% від площі перерізу. Графіки «момент-кривина» згинального дерев'яного елемента з різним рівнем попереднього напруження зображені на рис.3.26.

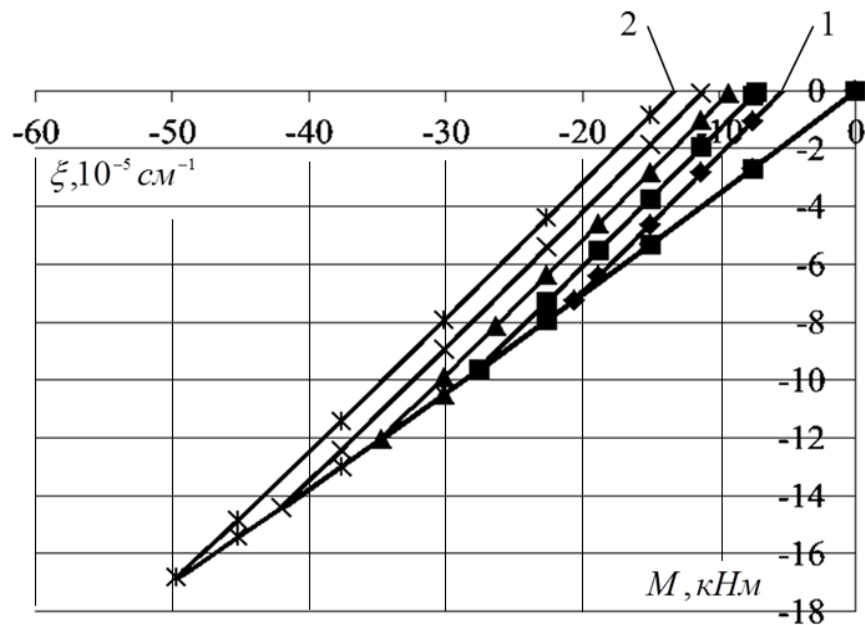


Рис.3.26. Графіки попереднього напруження з армуванням вуглецевою арматурою в 1,0% від площі перерізу: 1- рівень завантаження $0,3 M_{\max}$;
2 – рівень завантаження $0,7 M_{\max}$

Враховуючи здійснене порівняння, можна стверджувати, що рівень попереднього напруження збільшується пропорційно рівню попереднього завантаження, це все є спричиненим прийнятим до розрахунку пропорційним деформуванням армованої вуглецевої арматури. Побудуємо графік зміни залишкової кривини після створення попереднього напруження від рівня початкового попереднього навантаження та побудуємо графік залежності між ними (рис.3.27).

Проведемо моделювання роботи перерізу з однаковим рівнем попереднього навантаження та з різним відсотком армування нормального поперечного перерізу згинального елемента. Прийmemo для порівняння армування з відсотком в 0,5%, 1,0% та 2,0% від поперечного перерізу елемента (рис.3.28). Для створення вигину використаємо момент, за якого рівень попереднього напруження складає 0,5 від максимального моменту M_{\max} , що може сприйняти переріз без армування.

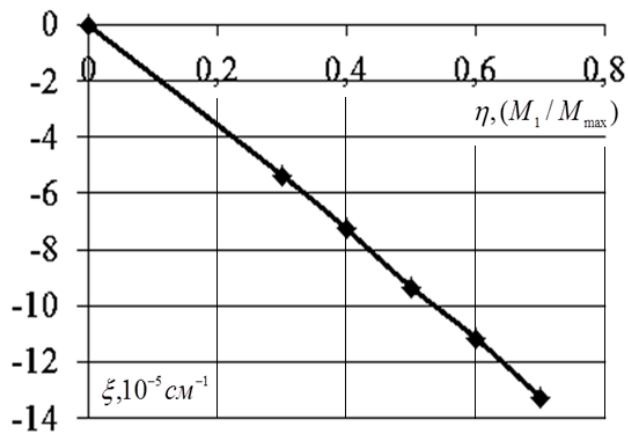


Рис. 3.27. Залежність залишкової кривини від рівня початкового попереднього навантаження

Як видно з рис. 3.28 зі збільшенням відсотку армування суттєво збільшується залишкова кривина. Залежність зміни залишкової кривини від відсотку армування нормального поперечного перерізу внаслідок створення попереднього напруження зображено на рис.3.29.

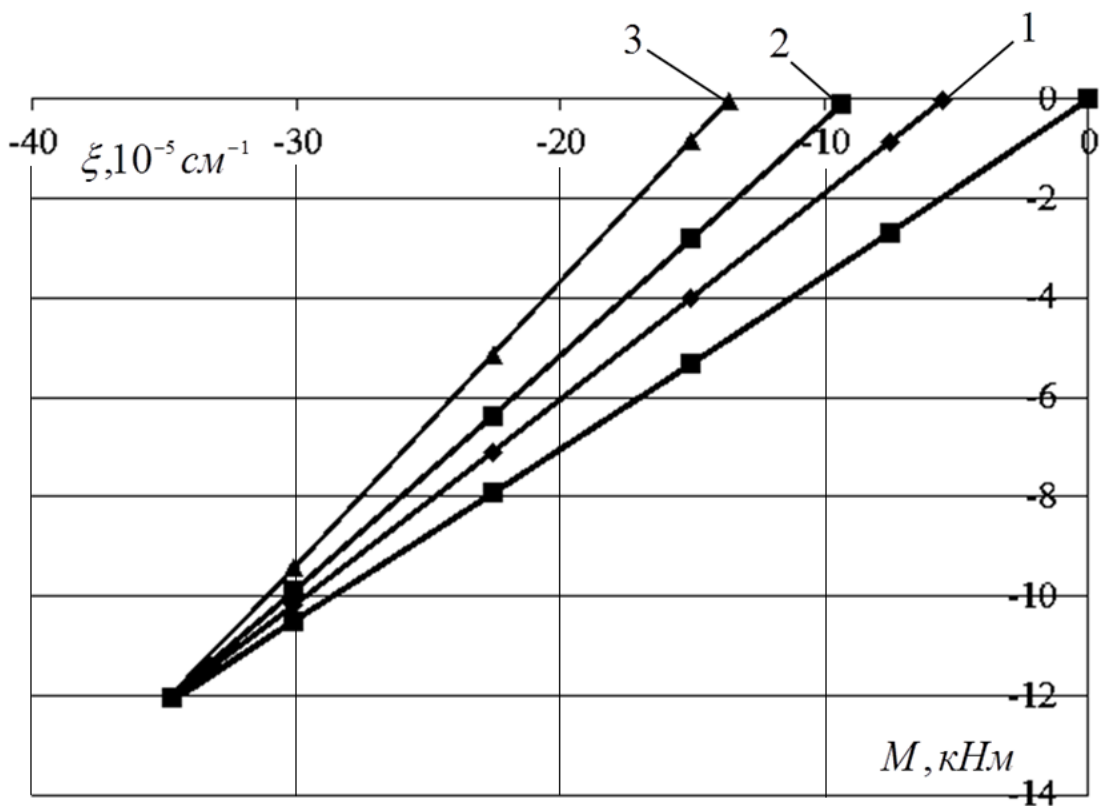


Рис.3.28. Графіки «момент-кривина» з попереднім напруженням неармованого елемента рівнем 0,5 від M_{\max} : 1- армування в 0,5%; 2 – 1,0% та 3 – 2,0%

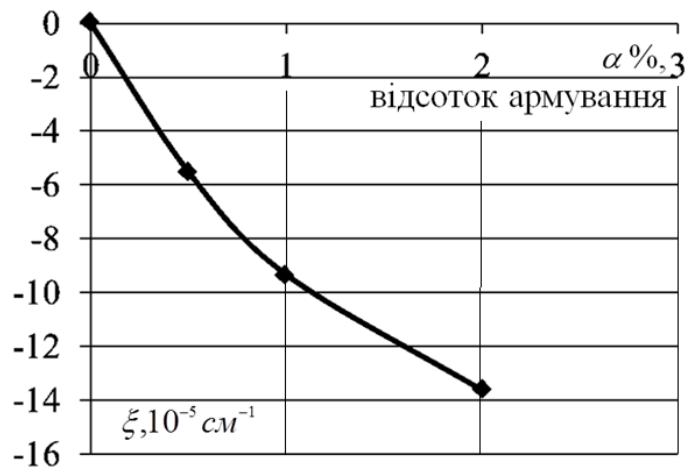


Рис. 3.29. Залежність залишкової кривини від відсотка армування

Отримані графіки зміни кривини в залежності від фізико-механічних властивостей деревини та армуючого елемента побудовані для перерізу з певним рівнем завантаження і з конкретним відсотком армування. Проте, якщо детальніше розглядати роботу згинального елемента, то спостерігаємо, що поперечний переріз сприймає згинальний момент, який є змінним по довжині самого елемента. Це означає, якщо завантажити балку до рівня максимального згинального моменту всередині прольоту, то рівень в інших поперечних перерізах, які наближаються до опор буде змінюватись по довжині балки. Саме це ускладнює моделювання роботи попередньо напруженого дерев'яного згинального елемента під навантаженням. Потрібно в кожному перерізі визначати напружено-деформований стан поперечного перерізу, а потім використовувати отримані результати в побудові прогинів.

Враховуючи те, що ми можемо визначити рівень попереднього напруження в кожній точці поперечного перерізу елемента, ми також можемо визначити залишкову кривину. А від кривини уже описаним раніше методом встановити залишковий прогин від попереднього напруження. Для цього побудуємо графік рівня отриманих прогинів від діючого рівня попереднього напруження (рис.3.30). Саме цим ми можемо змоделювати, який повний прогин ми отримаємо для даного елемента після створення попереднього напруження.

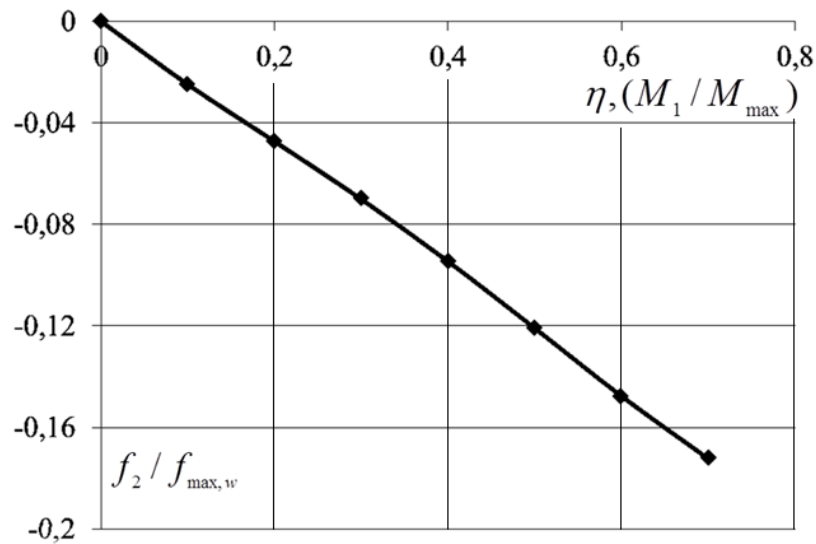


Рис. 3.30. Залежність залишкового відносного вигину до рівня завантаження при армуванні в 1%.

Встановлення рівня напружено-деформованого стану в згинальному елементі після розвантаження є дуже важливим, так само, як встановлення рівня напружено-деформованого стану під час надання початкового вигину. Саме на цих етапах необхідно також встановлювати відносні деформації по висоті перерізу шарів деревини, за яких ми армуємо згинальний елемент та використати їх в подальших розрахунках для визначення стадій роботи згинального елемента як несучої конструкції.

Тому визначення напружено-деформованого стану під час армування стиснутої і розтягнутої зони є обов'язковим, так само і визначення відносних деформацій шарів деревини по висоті нормального поперечного перерізу при армуванні в тому ж місці.

Після зняття зовнішнього навантаження та надання проектного вигину елементу з деревини слід виконати монтаж сталеві арматури шляхом клеювання в пази стиснутої зони. Після затвердіння клею попередньо напружений комбінований елемент з деревини можна експлуатувати. В подальшому моделювання роботи та розрахунки його перейдуть на стадію використання попередньо напруженого комбіновано армованого згинального елемента як несучої конструкції.

3.4.3. Робота попередньо напруженого згинального дерев'яного елемента під час експлуатації

Виконане моделювання згинального елемента з деревини з комбінованим армуванням під час попереднього напруження, надає змогу визначити відносні деформації та внутрішні напруження, які виникають в елементі, розрахувати залишкову кривину, а також вигин елемента. В подальшому під час використання елемента як несучої конструкції в період експлуатації поперечний переріз в елементі до руйнування може знаходитись на двох етапах роботи.

Перший етап - це коли кривина поперечного перерізу є від'ємною, а другий - коли переріз має додатню кривину. Вихідними параметрами для визначення будуть відносні деформації стиску та розтягу в крайніх волокнах деревини, відносні деформації в елементах армування, початкова кривина перерізу. Загальний вигляд графіку «момент-кривина» для найнебезпечнішого перерізу матиме вигляд на рис.3.31.

Для побудови графіка «момент-кривина» необхідно визначити напружено-деформований стан згинального елемента. В даному елементі можна виділи два основних напружено-деформованих етапи: 1) до досягнення нульової кривини (етап погашення початкового вигину до досягнення його природного початкового положення); 2) після досягнення нульової кривини (зі зростанням прогину). Це дуже добре відображається на рис.3.32.

Особливості цих двох напружено-деформованих етапів роботи проявляється у зміні положення стиснутої та розтягнутої зони. У першому випадку стиснута зона знаходиться в нижній частині елемента, а верхню частину займає розтягнута зона. Після того, як кривина змінює свій знак від від'ємного на додатній, верхня частина стає стиснутою, а нижня - розтягнутою в попередньо напруженому згинальному елементі.

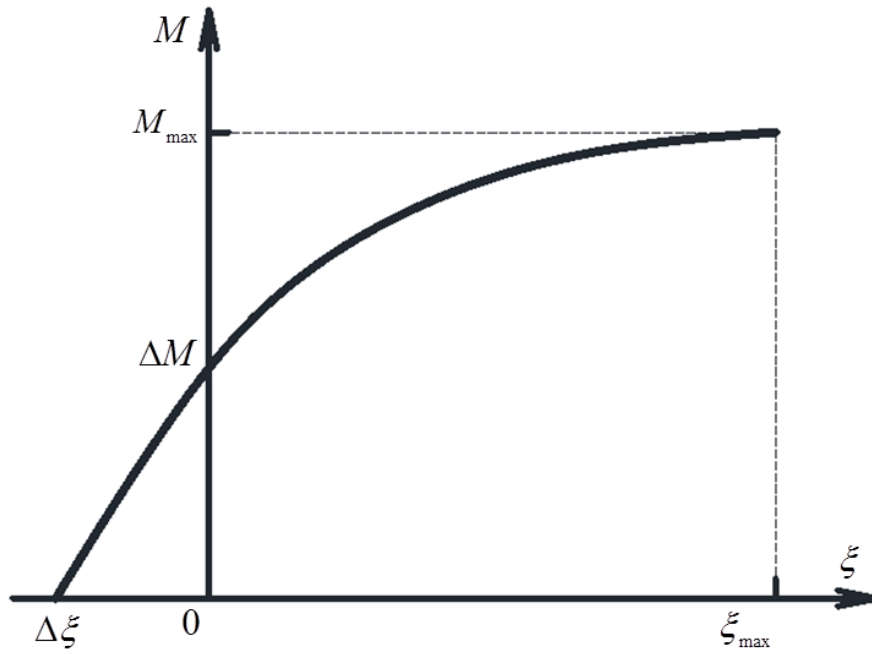


Рис. 3.31. Графік «момент-кривина» для попередньо напруженого елемента

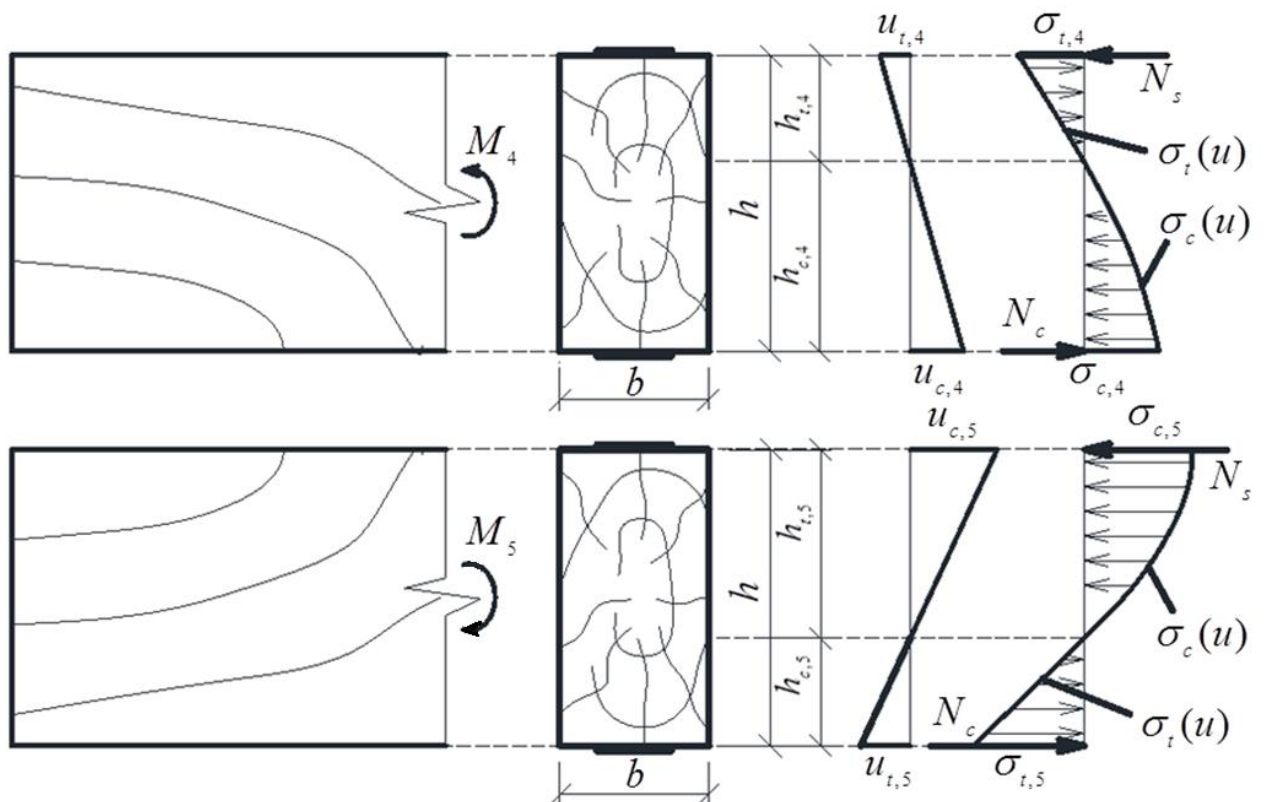


Рис. 3.32. Два випадки напружено-деформованого стану попередньо-напруженого згинального дерев'яного елемента

Для цих двох випадків рівняння рівноваги у поперечному перерізі будуть також різними. В першому випадку на початку роботи рівняння рівноваги будуть рівними:

$$\begin{cases} M_4 = M_{c,4} + M_{t,4} - M_{c,4} - M_{s,4}; \\ N_{t,4} - N_{c,4} + N_{c,4} - N_{s,4} = 0. \end{cases} \quad (3.18)$$

За другого випадку роботи напружено-деформований стан попередньо напруженого комбіновано армованого згинального елемента буде описуватися наступними рівняннями:

$$\begin{cases} M_4 = M_{c,4} + M_{t,4} + M_{c,4} + M_{s,4}; \\ N_{t,4} + N_{c,4} - N_{c,4} - N_{s,4} = 0. \end{cases} \quad (3.19)$$

При визначенні напружено-деформованого стану слід не забувати про те, що згинальний елемент на початку роботи має уже певний рівень напружено-деформованого стану. І тому початковими параметрами є значення відносних деформацій стиску, розтягу, як в стиснутій, так розтягнутій зонах попередньо напруженого комбіновано армованого згинального елемента. Відносні деформації в самих армуючих елементах будуть відрізнятися від деформацій деревини, що контактує з ними. І саме ці відносні деформації слід визначати та контролювати на подальших етапах роботи попередньо-напруженого згинального елемента, поряд з відносними деформаціями крайніх найбільш віддалених від нейтральної лінії шарів деревини. Внутрішні зусилля у верхньому армуючому елементі нормального поперечного перерізу (стальній арматурі) будуть визначатись за формулою (3.20):

$$N_{s,5} = A_s f_s(u) \quad (3.20)$$

$$M_{s,5} = N_{s,5} h_{t,5} = A_{s,5} f_{s,5}(u) h_{t,5} \quad (3.21)$$

Наведемо приклади графіків «момент-кривина» для різних варіантів напруження поперечного перерізу і роботи їх до максимального моменту, тобто аж до руйнування (рис.3.33). Для розрахунку приймемо напруження за рівня завантаження 0,3, 0,5 та 0,7 від максимального згинального моменту, що може

сприйняти неармований дерев'яний елемент M_{\max} , який працює на поперечний згин.

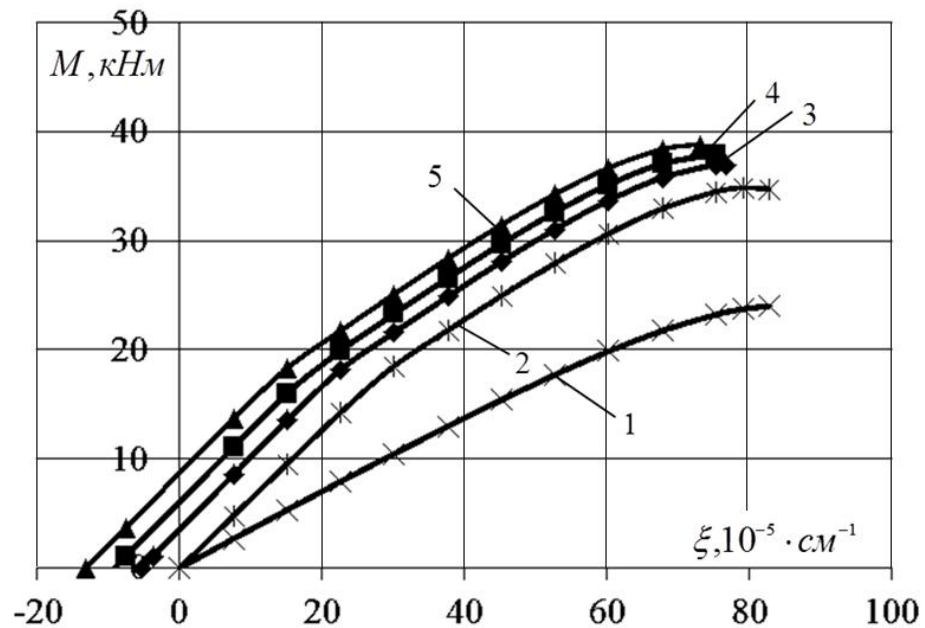


Рис. 3.33. Графіки «момент-кривина» для поперечного перерізу елемента : 1 - для неармованого; 2 - для армованого; 3 - для попередньо-напруженого з рівнем навантаження 0,3; 4 - для попередньо-напруженого з рівнем навантаження 0,5; 5 - для попередньо-напруженого з рівнем навантаження 0,7

Проаналізувавши графіки показані на рис.3.33 можна впевнено стверджувати, що попереднє напруження додатково зменшує кривину згинального елемента. Як армування позитивно впливає на зменшення кривини, так і попереднє напруження дозволяє ще на 10-50% зменшити кривину в перерізі елемента. Оскільки більша частина поперечних перерізів балки по довжині лежить в зоні де є невисокий рівень завантаження; або він рівний експлуатаційному навантаженню, який складає приблизно 0,3-0,4 від максимального значення моменту; або й нижчий, то попереднє напруження дозволить мінімізувати прогин при експлуатації. Це дає можливість без зміни поперечного перерізу згинального елемента збільшити проліт, на який можна встановлювати даний попередньо напружений комбіновано армований дерев'яний елемент. Крім зменшення кривини, попереднє напруження також

позитивно розкриває властивості армуючого елемента в розтягнутій зоні. Зобразимо два графіки виникнення відносних деформацій за зростання зовнішніх навантажень, що виникають у розтягнутому армуючому матеріалі (для розрахунку приймалась вуглецева стрічка) (рис.3.34).

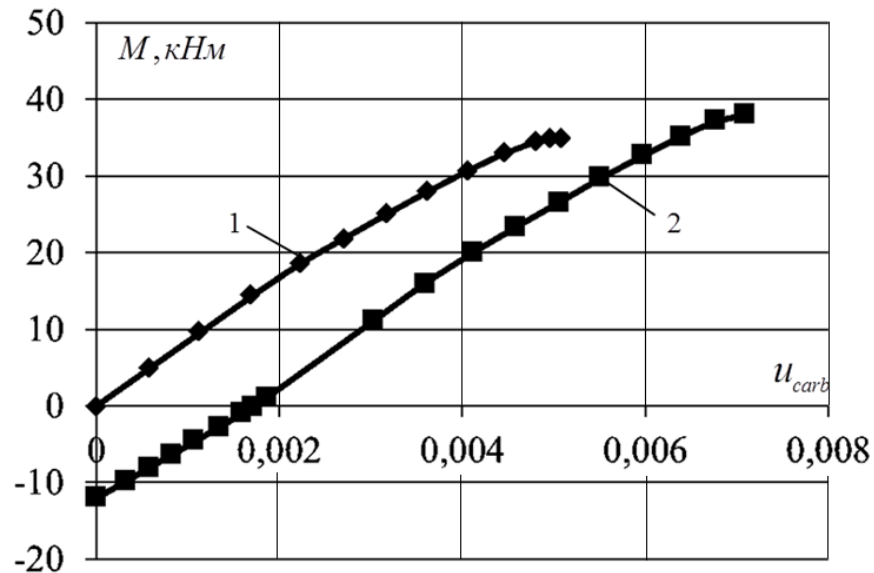


Рис. 3.34. Графіки відносних деформацій у вуглецевій стрічці при використанні: 1 – в армованому елементі; 2 – в попередньо-напруженому елементі

З графіків зміни відносних деформацій (рис.3.34) зрозуміло, що в згинальному армованому елементі без попереднього напруження при роботі вуглецева арматура змінює свої відносні деформації в діапазоні від 0 до 0,005. Це складає приблизно половину запасу міцності вуглецевої стрічки. В попередньо напруженому комбіновано армованому згинальному дерев'яному елементі відносні деформації у вуглецевій арматурі при її роботі змінюються від 0 до 0,007. Саме збільшення діапазону роботи арматури в попередньо напруженому елементі з деревини дозволяє забезпечити її більш ефективне використання. Проведемо порівняння роботи згинального дерев'яного елемента з різним відсотком армування. Для варіації використаємо відсотки 0,5%, 1,0% та 2,0% (рис.3.35).

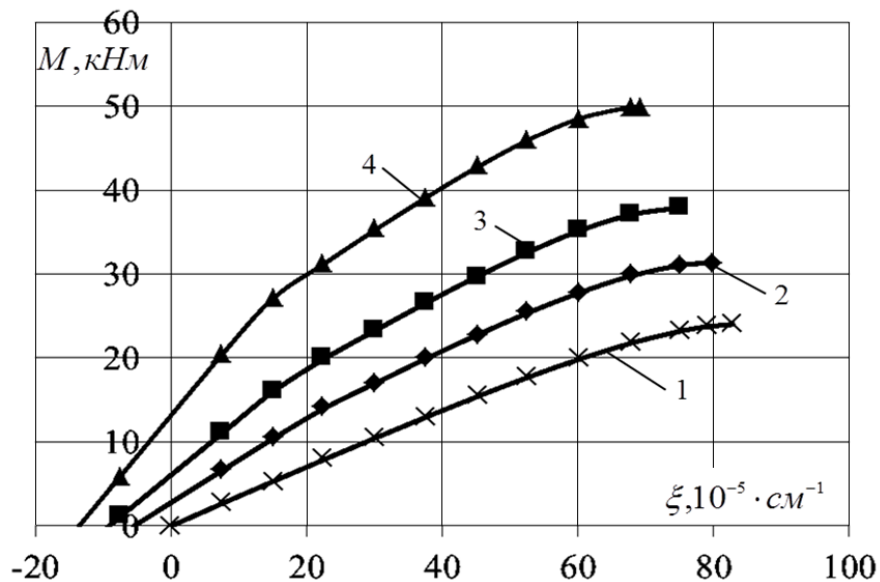


Рис. 3.35. Графіки «момент-кривина» для поперечного перерізу при попередньому напруженні армування: 1- для неармованого елемента ; 2- для попередньо-напруженого з рівнем армування 0,5; 3 - для попередньо-напруженого з рівнем армування 1,0 %; 4 – для попередньо-напруженого з рівнем армування 2%

Як вже зазначалося раніше, процес моделювання прогинів армованих згинальних елементів є досить складний процес, тому що згинаючий момент по величині змінний по довжині балки і перерізи мають різні режими завантаження. Після попереднього напруження моделювання ще складніше, бо необхідно враховувати те, що кожен переріз також отримує різний рівень попереднього напруження. Тому для моделювання роботи такого елемента потрібно визначити рівні, як від зовнішнього навантаження, так і від попереднього напруження по довжині згинального елемента та визначити всі початкові параметри для кожного перерізу. Після визначення початкових параметрів, наступним кроком є визначення кривини в кожному нормальному поперечному перерізі елемента. Наступним етапом ми встановлюємо максимальний згинаючий момент, що може сприйняти нормальний поперечний переріз балки. Було проведено розрахунок прогинів для балок з різним рівнем завантаження (рис.3.36). З даного графіка залежності видно, що максимальне

зменшення прогинів відбувається за рівня попереднього напруження більшому, ніж 0,3 від максимального можливого рівня завантаження. З більшим рівнем завантаження прогин зменшується в пропорційній залежності. Тому оптимальним варіантом для попереднього напруження, є якомога більший допустимий рівень.

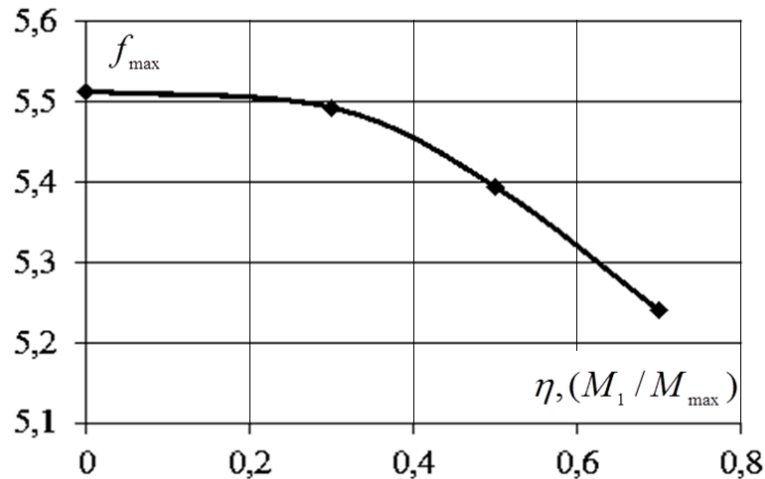


Рис. 3.36. Залежність максимального прогину попередньо-напруженої балки від рівня завантаження.

Побудуємо залежність прогину від відсотку армування для попередньо напруженого елемента та без попереднього напруження при рівні завантаження 0,5 від рівня максимального завантаження (рис.3.37).

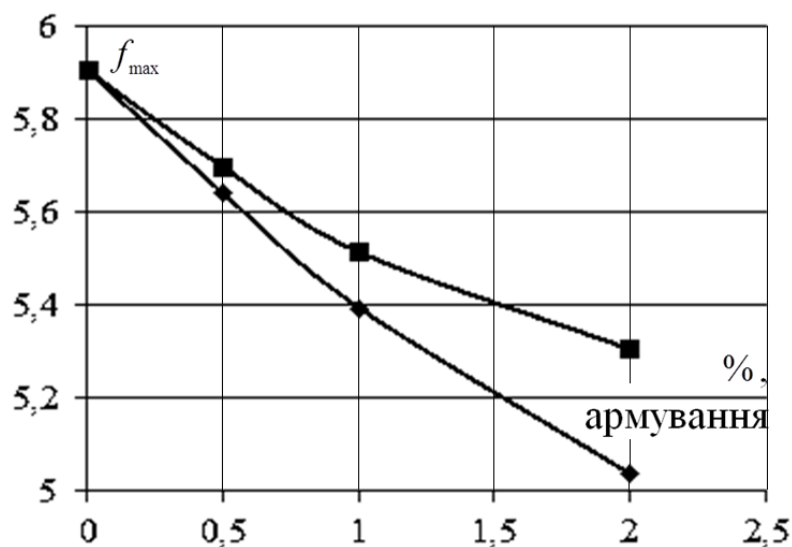


Рис. 3.37. Зменшення максимального прогину пасивно армованої та попередньо-напруженої балки від відсотку армування

Порівняння вихідних прогинів за різних рівнів попереднього напруження та різних відсотках армування наведено в таблиці 3.3.

Таблиця 3.3

Вплив попереднього напруження на згинальний дерев'яний елемент

Відсоток армування/рівень напруження	Прогин при максим. моменті, $f_{M, \max}$	Зменшення прогину у %	Макс. момент M_{\max}	Збільшення несучої здатності поперечного перерізу, %
Неарм. балка	5,92	0	24,03	0
Згинальний дерев'яний елемент з рівнем попереднього напруження в $0,5 M_{\max}$				
0,5%	5,64	4,74	31,33	30,4
1,0%	5,39	8,88	37,95	58,0
2,0%	5,04	14,92	49,90	107,7
Згинальний дерев'яний елемент з армуванням стиснутої зони 1,0%				
0,3	5,49	7,21	37,03	54,1
0,5	5,39	8,88	37,95	58,0
0,7	5,16	11,49	38,87	61,8

Побудуємо графік (рис.3.38) залежності прогину від зростання дії згинального моменту для дерев'яної балки без армування - 1, з пасивним комбінованим армуванням – 2 та для попередньо напруженим комбінованим армуванням з рівнем початкового напруження в 0,7 від максимального згинального моменту, що сприймає нормальний поперечний переріз елемента.

Якщо вирахувати граничний прогин в 1/150 від розрахункової довжини, то він складає 1,8 см, це і є саме граничним прогином для модельованого елемента. Тому використання елемента обмежується цим прогином і відповідним моментом. На графіку (рис.3.39) показано рівень, за якого настає граничний момент в армованому та попередньо напруженому елементі.

Було проведено визначення дотичних напружень по довжині згинального елемента з врахуванням попереднього напруження, при моделюванні роботи.

Було визначено дотичні напруження по всій довжині згинального елемента та по висоті.

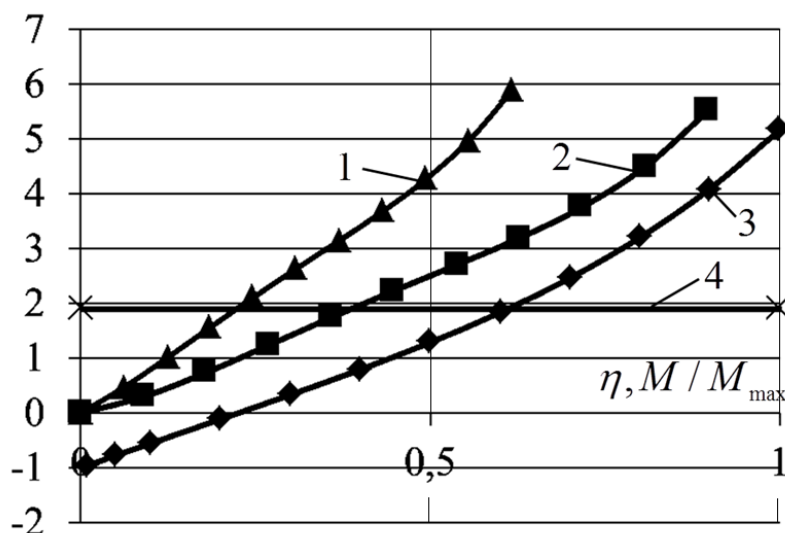


Рис. 3.38. Залежність прогину від дії зовнішнього навантаження для: 1-простої дерев'яної балки; 2- армованої балки з відсотком армування 1%; 3- попередньо-напруженої балки з відсотком армування 1% та рівнем попереднього напруження $0,7 M_{max}$

Проведено порівняння максимальних дотичних напружень, що виникають в попередньо напруженому елементі з рівнем в $0,5M_{max}$ та армуванням в 1%, з максимальними дотичними напруженнями, що виникають в армованому згинальному елементі з пасивним армуванням в 1% та з неармованим елементом. Епюри дотичних максимальних напружень, що виникають за дії граничних навантажень в перед руйнівному стані зображені на рис.3.39.

З рис.3.39 зрозуміло, що дотичні напруження в своєму екстремумі зростають і від пасивного армування балки та ще більше зростають з попереднім напруженням. При застосуванні армованих елементів з симетричним армування дотичні напруження зросли для пасивно армованого елемента в порівнянні з неармованим на 44,2%; для попередньо напруженого елемента армованим тією ж арматурою на 59,6%. Різниця між дотичними напруженнями в елементів з попередньо напруженою арматурою та пасивно

армованою склала близько 15%. Проведемо порівняння максимальних дотичних напружень на ділянках згинальних елементів, де немає екстремумів.

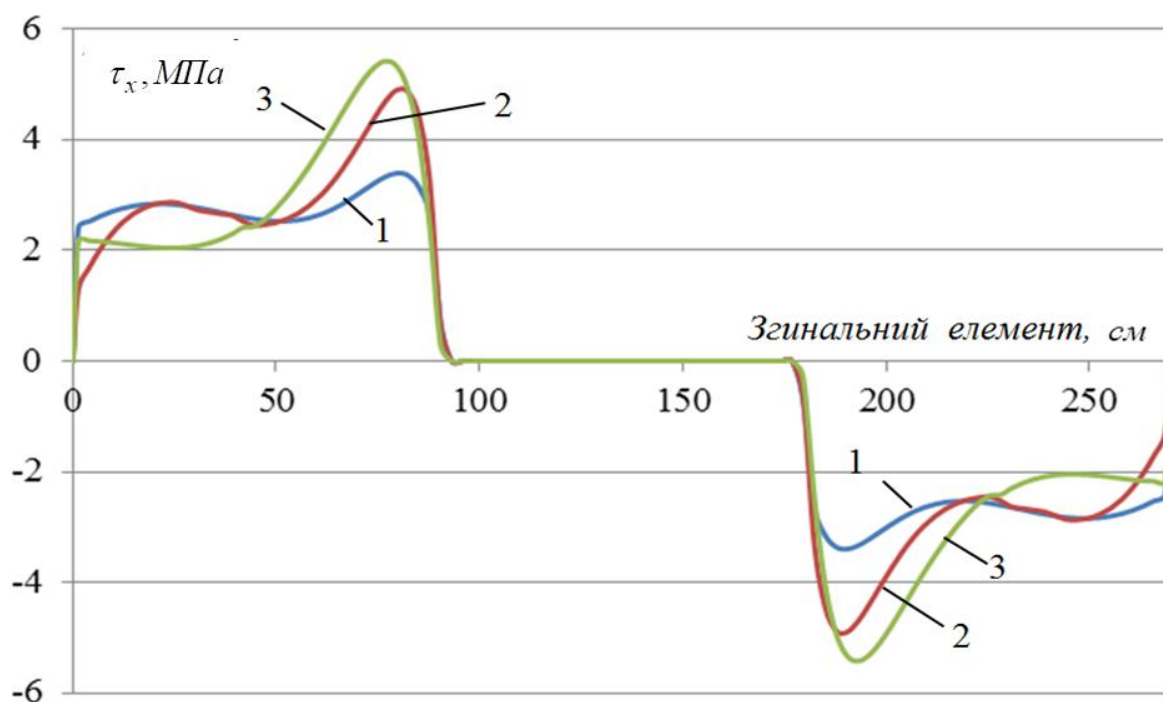


Рис. 3.39. Порівняння епюр максимальних дотичних напружень за дії максимального моменту: 1) для неармованої балки 2) для армованої балки композитною і сталеву арматурою 3) для попередньо-напруженої балки з симетричним армуванням

Максимальні дотичні напруження на цих ділянках найменші в неармованому елементі. В той час максимальні дотичні напруження для армованої балки більші на 7,9%, а напруження для попередньо напруженої балки зростають в порівнянні з неармованою на 10,3%. Максимальні дотичні напруження на ділянках балки без екстремумів для армованої та попередньо напруженої мають різницю в 3%, що є незначним.

Для того, щоб з'ясувати зміну максимальних дотичних напружень з ростом початкового зовнішнього навантаження, побудуємо епюри максимальних дотичних напружень в різних поперечних перерізах по довжині згинального елемента з різними початковими рівнями завантаження для створення

поперечного напруження в поперечно напруженій балці з комбінованим армуванням (рис.3.40).

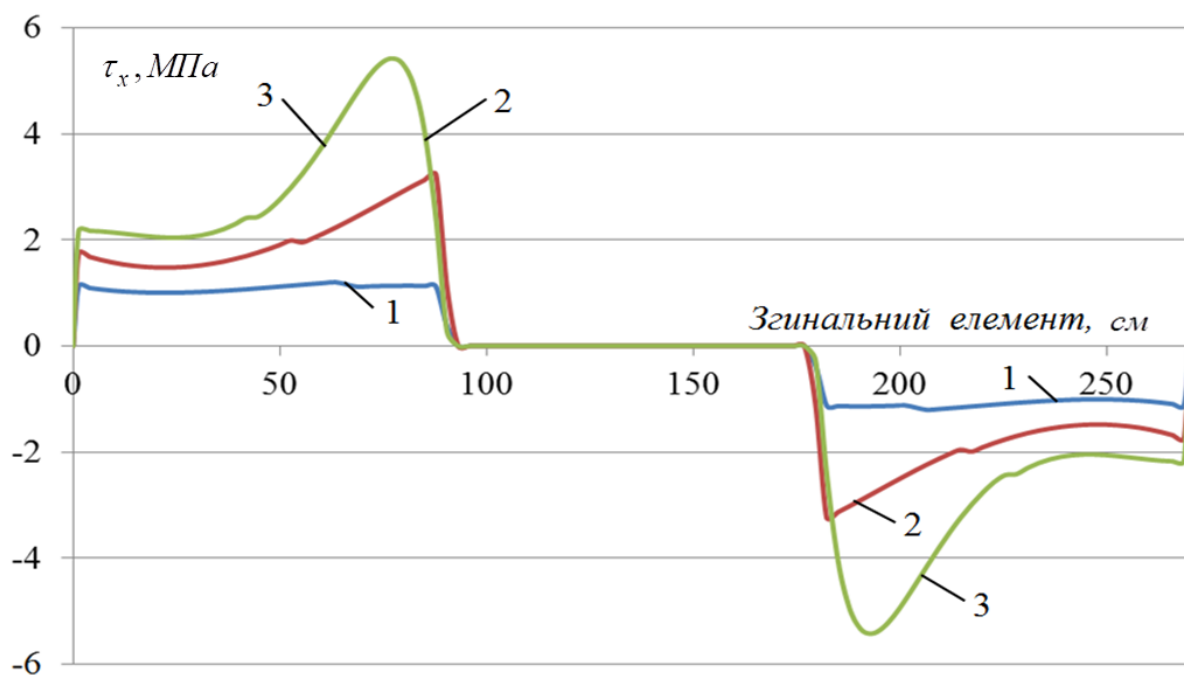


Рис. 3.40. Порівняння епюр дотичних напружень з ростом рівня завантаження для епюри дотичних напружень за рівня: 1) $0,5M_{max}$; 2) $0,75M_{max}$; 3) $1,0M_{max}$

Рівень максимальних дотичних напружень в місцях виникнення без екстремумів суттєво зростає зі збільшенням рівня початкового навантаження на етапі експлуатації. Так, за рівня в $0,5M_{max}$ максимальні дотичні напруження на ділянці екстремумів склали $1,14 \text{ кН/см}^2$, середні $1,09 \text{ кН/см}^2$, при рівні в $0,75M_{max}$ максимальні на ділянці екстремумів $3,23 \text{ кН/см}^2$, середні $2,00 \text{ кН/см}^2$, а за максимального завантаження згинальним моментом максимальні на ділянці екстремумів $5,42 \text{ кН/см}^2$, середні $3,08 \text{ кН/см}^2$. Епюра дотичних напружень до половини від максимального завантаження, має практично прямолінійну форму. Це обумовлюється, як раз пружною роботою деревини, без зміни положення нейтральної лінії, тому положення максимальних дотичних напружень є по центру перерізу згинального елемента. Проте зі збільшенням рівня зовнішнього завантаження змінюється форма епюри з прямолінійної на криволінійну. При цьому екстремум максимальних дотичних напружень

зміщуються до центру згинального елемента по довжині, а розташування їх в сторону розтягнутої зони по висоті. Визначення положення максимальних дотичних напружень форми епюр для згинального елемента дало змогу змоделювати його роботу з врахуванням пружно-пластичного деформування деревини та застосування апроксимованих функцій графіків «момент-кривина». Крім того, моделювання дає змогу встановити більшість необхідних параметрів для визначення їх роботи на всіх стадіях напружено-деформованого стану.

3.5. Альтернативні способи попереднього напруження комбіновано армованих дерев'яних згинальних елементів

3.5.1. Попереднє напруження комбіновано армованих дерев'яних згинальних елементів з початковим напруженням арматури розтягнутої та стиснутої зон

Розглянемо ще декілька методів попереднього напруження комбіновано армованих дерев'яних згинальних елементів за рахунок створення попереднього вигину згинального елемента. Один з методів, де попереднє напруження досягається шляхом зміни послідовності виконання влаштування армування в стиснутій та розтягнутій зоні згинального елемента з деревини. Як зазначалось вище, застосування попереднього напруження в комбіновано армованих дерев'яних елементах, що працюють на поперечний згин, підвищує ефективність використання армуючих елементів таких, як вуглецева арматура у вигляді стрічки. Для моделювання роботи згинального елемента під час створення попереднього напруження за рахунок вигину, необхідно розглянути варіант попереднього вигину з влаштуванням сталюї арматури в майбутню стиснуту зону. Першим етапом виконання такого поперечного напруження є надання початкового вигину згинальному елементу f_1 як зображено на рис.3.41.

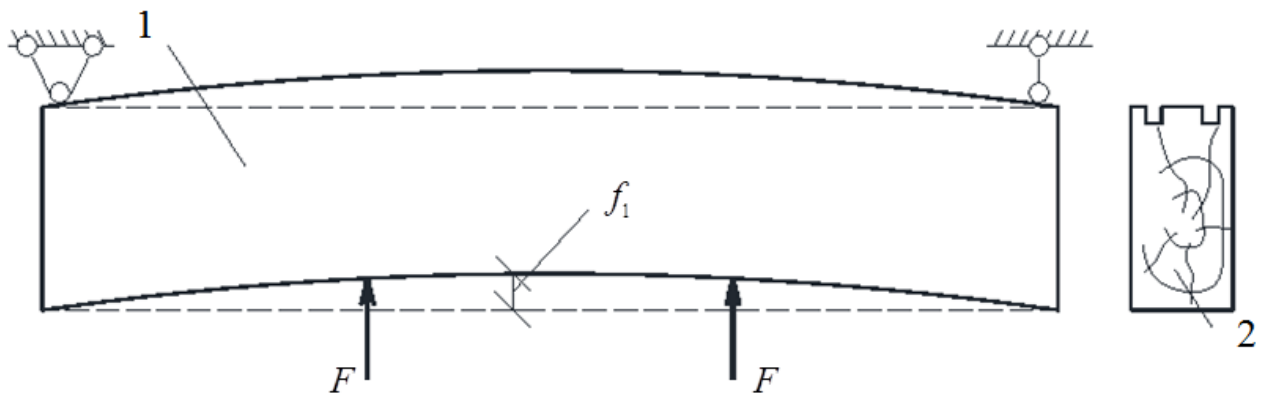


Рис. 3.4. Створення вигину згинального елемента для створення попереднього напруження: 1 – згинальний дерев’яний елемент; 2 – поперечний переріз згинального дерев’яного елемента з вирізами під армуючий елемент

Другим етапом армування є вклеєння сталеві арматури в майбутню стиснуту зону згинального дерев’яного елемента (рис.3.42) та згодом відпуск після кристалізації клейової суміші в пазах. В цей час елемент з деревини намагається зайняти початкове положення, але цьому заважає вклеєна сталеві арматура, попередній вигин елемента зменшується і набуває положення з вигином $f_2 < f_1$ як показано на рис.3.43.

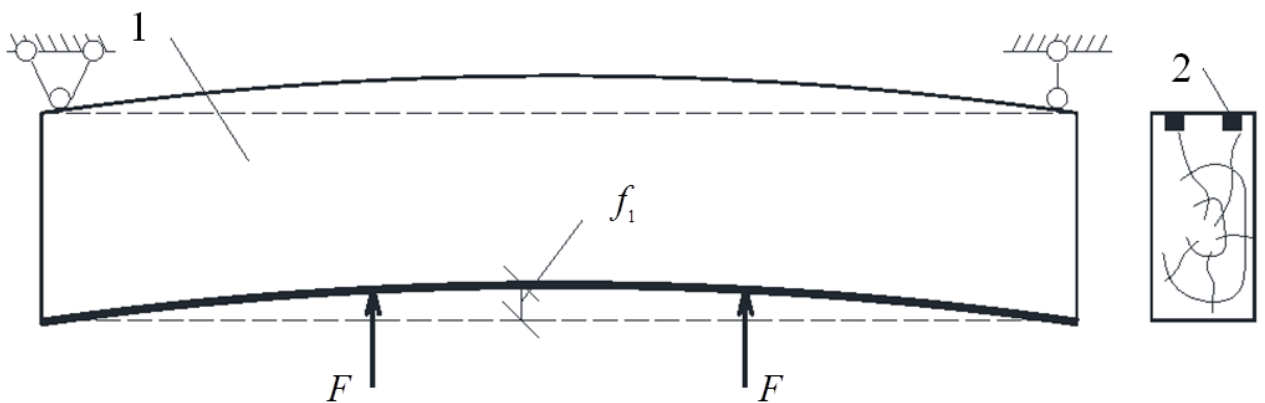


Рис. 3.42. Влаштування армування стиснутої зони згинального елемента: 1 – згинальний дерев’яний елемент; 2 – армуючі металеві стержні

Третім етапом створення попередньо напруженого комбіновано армованого елемента з деревини є влаштування армування розтягнутої зони композитною вуглецевою стрічкою, як показано на рис.3.43.

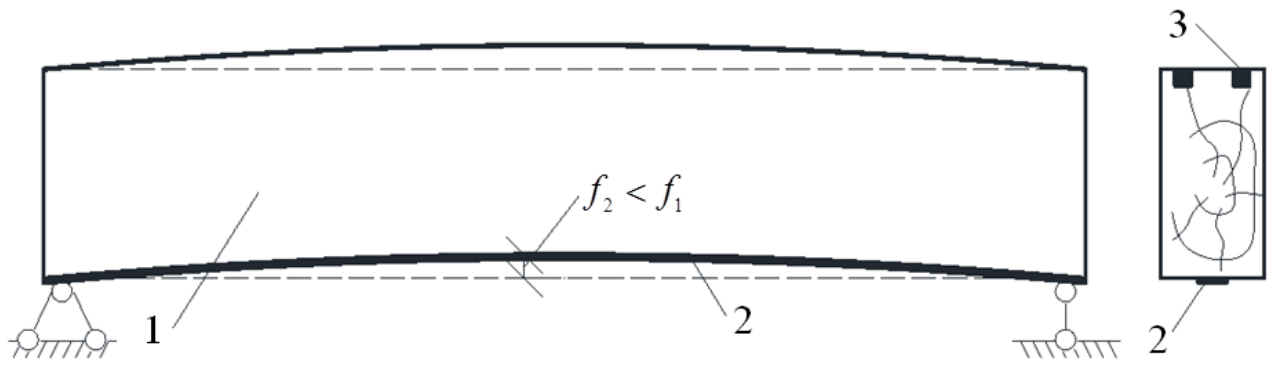


Рис. 3.43. Влаштування арматури в розтягнуту зону комбіновано армованого попередньо напруженого згинального дерев'яного елемента: 1 – згинальний дерев'яний елемент; 2 – арматура розтягнутої зони; 3 – арматура стиснутої зони

В попередньому параграфі був проведений детальний аналіз для встановлення рівня вигину для створення попереднього напруження, який слід надавати згинальному елементу. Було встановлено, що цей рівень знаходиться в межах 0,3-0,7 від рівня максимального згинального моменту, що може сприйняти дерев'яний елемент без армування. В наших розрахунках будемо використовувати рівень рівний 0,5, він є середній для порівняння. Побудуємо графік порівняння залежності «момент-кривина» для завантаженого перерізу з попереднім напруженням в 0,5 від максимального значення моменту, для різних варіантів попереднього напруження (рис.3.44).

Аналізуючи графіки для двох варіантів створення попереднього напруження – першого за рахунок приклеювання полімерної вуглецевої стрічки в майбутню розтягнуту зону, другого – за рахунок вклеювання сталевих арматурних стержнів в пази стиснутої зони згинального елемента, Слід зауважити, що графіки при попередньому напруженні «момент-кривина» практично однакові. Єдиною різницею є те, що залишкова кривина перерізу при другому варіанті є частково більшою, а саме на 6,8%. Отже, побудовані графіки «момент-кривина» для згинальних елементів при їх роботі, що представлені на рис. 3.44 при створенні початкового вигину та згодом наданні попереднього напруження.

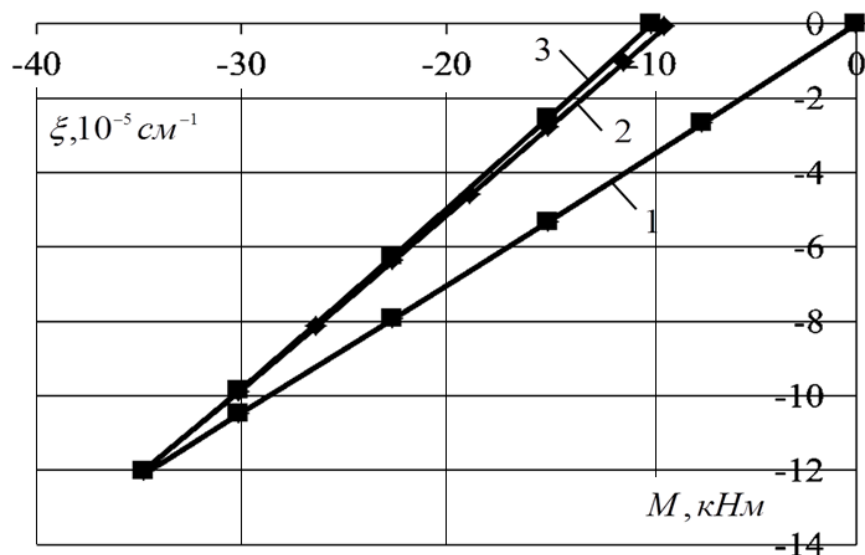


Рис. 3.44. Графік «момент-кривина» при попередньому напруженні балок з цільної деревини: 1 – при вигині до рівня 0,5; 2 – для першого варіанту попереднього напруження; 3 – для другого варіанту попереднього напруження

На рис.3.45 показано діаграму «момент-кривина» за роботи на сприйняття зовнішніх навантажень.

За роботи згинального елемента після попереднього напруження кривина менша, якраз при першому варіанті, що позитивно в подальшому впливає на загальну кривину та зменшує прогин такого елемента. Графік залежності прогину в залежності від моменту прикладення зовнішнього навантаження зображені на рис.3.46. Так прогин при максимальному моменті, що може сприйняти попередньо напружений комбіновано армований елемент з деревини менший при першому варіанті попереднього напруження на 6,5%. Момент при граничному значенні прогину, що складає 1,8 см, в першому варіанті поперечним перерізом сприйметься більшим на 13,7%.

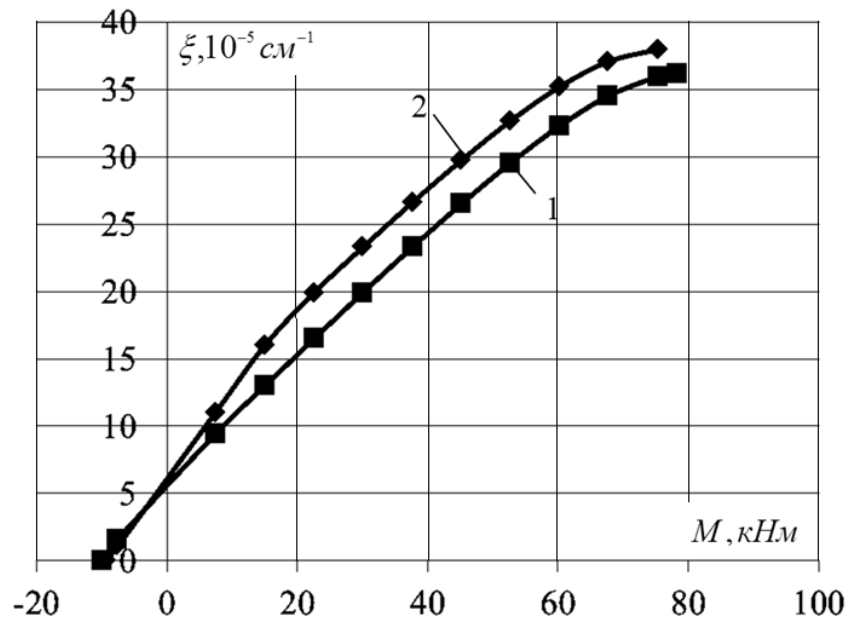


Рис. 3.45. Графік «момент-кривина» роботи поперечного перерізу попередньо напружених згинальних елементів з деревини: 1 – для другого варіанту попереднього напруження; 2 – для першого варіанту попереднього напруження

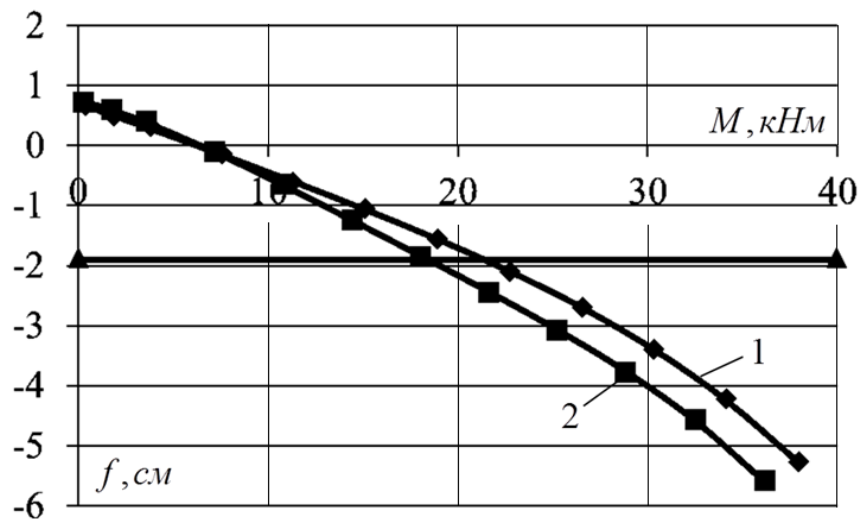


Рис. 3.46. Залежність зростання прогину від зростання згинального моменту для різних варіантів попереднього напруження за рівня вигину в $0,5M_{max}$: 1 – з першим варіантом створення попереднього напруження; 2 – з другим варіантом

3.5.2. Створення попереднього напруження з одночасним вклеюванням армуючих елементів

Проведемо моделювання попереднього напруження згинального дерев'яного елемента. Для встановлення початкових параметрів для такого елемента необхідно, як і у випадку з попередніми варіантами, вигнути згинальний елемент у відповідне положення. Під навантаження згинальний елемент слід заармувати у стиснутій та розтягнутій зоні, як було уже раніше описано. Такий варіант армування є найбільш технологічно складним, бо вимагає одночасного влаштування арматури в стиснутій та розтягнутій зонах. Враховуючи всю складність виконання даного армування, в лабораторних умовах цей варіант не є ефективним, проте можливий випуск промислових варіантів такого армування.

Отже проведемо порівняння роботи такого елемента з першим варіантом, де послідовно вклеюється арматура, проте починають із вклеювання композитної арматури в розтягнуту зону (рис.3.47).

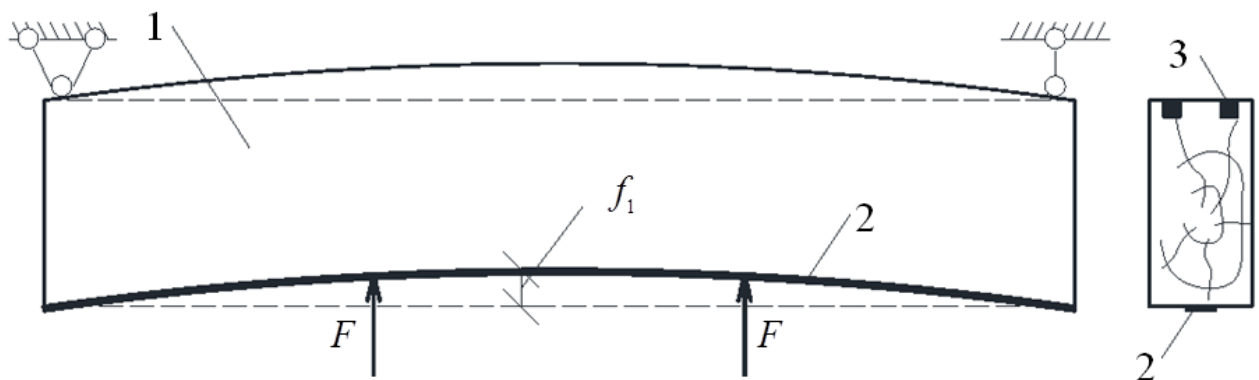


Рис. 3.47. Схема попереднього напруження згинального дерев'яного елемента з одночасним вклеюванням арматури в стиснуту та розтягнуту зони для надання попереднього напруження: 1 – згинальний дерев'яний елемент; 2 – арматура розтягнутої зони; 3 – арматура стиснутої зони

Для зображення роботи попередньо напруженого елемента побудуємо графік «момент-кривина» під час створення попереднього напруження, тобто зняття зовнішнього навантаження. Змодельуємо роботу поперечного перерізу в середині прольоту згинального елемента та порівняємо з моделлю, що встановлена для першого варіанту напруження з одиночним вклеюванням армуючого елемента у вигляді композитної вуглецевої стрічки в розтягнуту зону (рис.3.48).

Так як наш згинальний елемент попередньо напружується до одного і того ж рівня, крива на рис.3.49 для обох варіантів знаходиться по одній лінії.

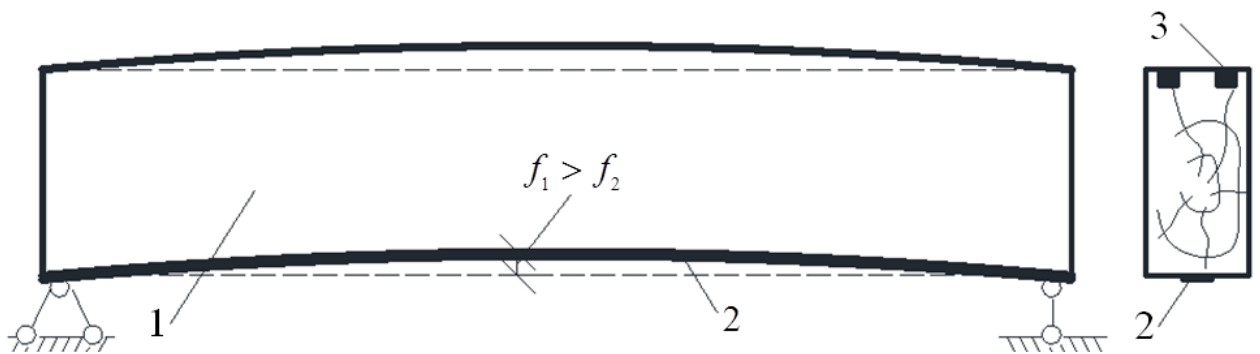


Рис. 3.48. Комбіновано армований згинальний елемент з деревини, що отримав одночасно попереднє напруження арматури стиснутій та розтягнутій зонах: 1 – згинальний дерев’яний елемент; 2 – арматура розтягнутої зони; 3 – арматура стиснутої зони

Остаточна кривина залишкового вигину після попереднього напруження, що проведено вклеюванням арматури одночасно в обох зонах згинального елемента з деревини, як було проведено в третьому варіанті, приблизно в два рази була більшою за кривину вигину отриманого за першого варіанту. Розглянемо подальшу роботу цього ж нормального поперечного перерізу після проведеного попереднього напруження проведеного за технологію третього варіанту (рис. 3.50). З початком сприйняття зовнішнього навантаження в роботі є різниця, а саме значення кривини вигину створеним попереднім напруженням

в третьому варіанті є в два рази більшим від значення отриманого за першого технологічного варіанту.

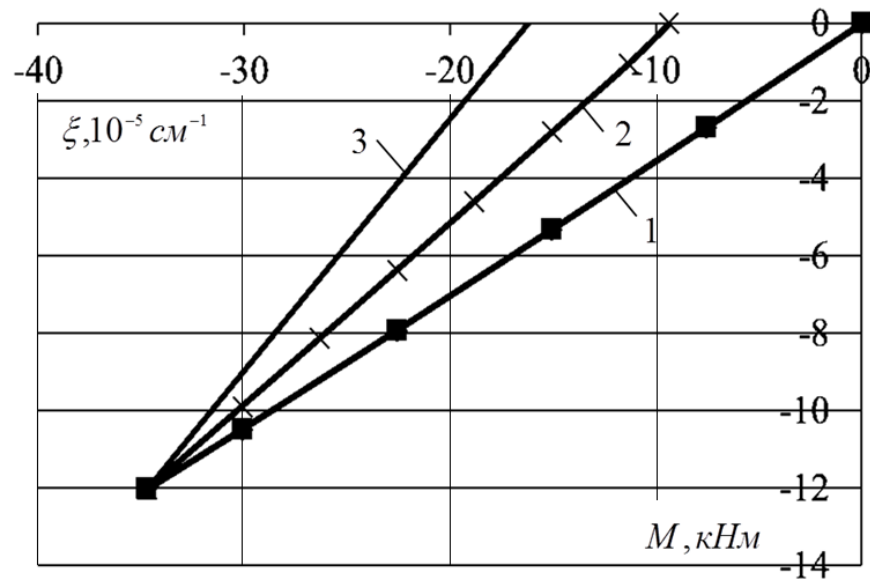


Рис. 3.49. Графік «момент-кривина» під час попереднього напруження: 1- надання вигину згинальному елементу; 2 - відпуск при першому варіанті; 3- відпуск при другому варіанті попереднього напруження

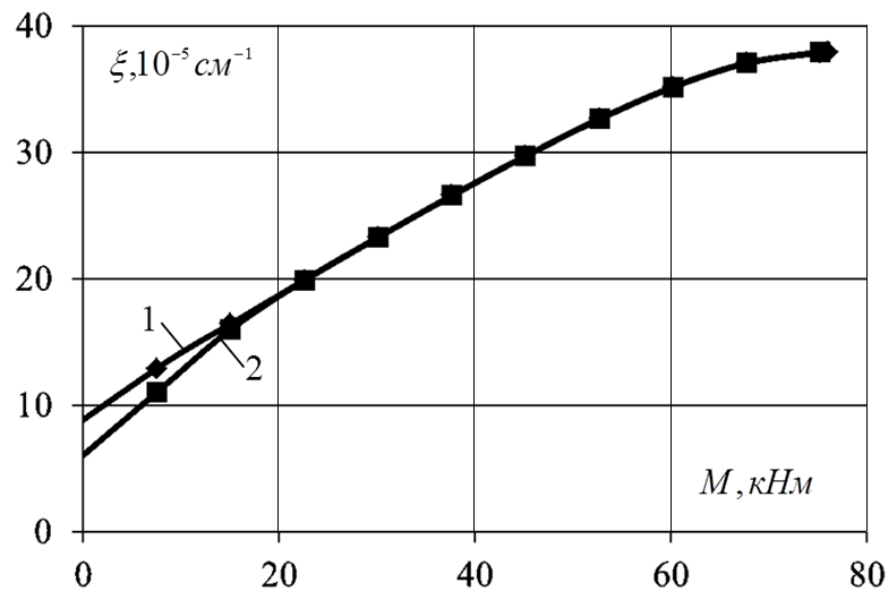


Рис. 3.50. Графік «момент-кривина» під час роботи згинального попередньо напруженого елементу: 1- з першим варіантом попереднього-напруження; 2 - з досліджуваним варіантом

Проте, зі збільшенням зовнішнього моменту під час експлуатації ця різниця зменшується і практично виходить на рівень кривини балки з попереднім напруженням створеного у першому варіанті.

Аналізуючи роботу нормальних поперечних перерізів згинального елемента було розглянуто в дисертації найбільш небезпечні навантажені ділянки, які, зазвичай, сприймають максимальні згинальні моменти. Попередні графіки були побудовані для саме таких поперечних перерізів, які для розрахункової схеми вільно лежачих на двох опорах балок завантажених на третині прольоту зосередженими силами розташовані посередині прольоту. На інших ділянках від зосереджених сил до опор зазнають різних рівнів попереднього напруження, але вони є меншими за максимальні.

Тому необхідно прогнозувати роботу по всій довжині згинального елемента, найкраще таку роботу можна побачити з графіку зростання прогину в залежності від зростання зовнішнього навантаження (рис.3.51).

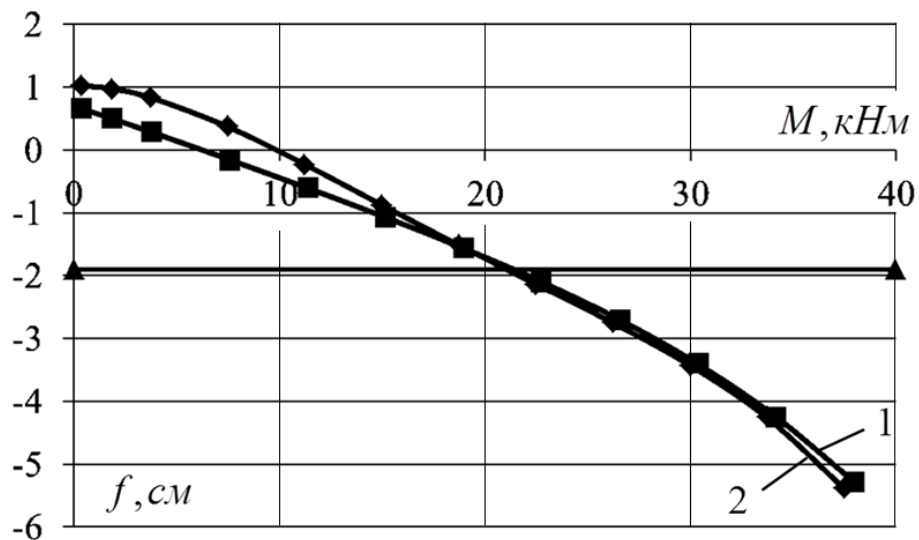


Рис. 3.51. Графіки зростання прогинів за зростання зовнішнього навантаження за роботи попередньо напруженого згинального елемента: 1 - з першим варіантом попереднього-напруження; 2 - з досліджуваним варіантом

З графіків на рис.3.51 видно, що різниця в прогинах тільки на початку роботи, а саме приблизно до моменту 40-50% від навантаження мають різницю

в зростанні. Після цього графіки деформування практично повторюють один одного. Різниця в остаточному прогині складає не більше одного відсотку, кривина також практично рівна. При граничному рівні за руйнівного згинального моменту прогини для обох графіків за першого і третього способів створення попереднього напруження майже не відрізняються.

3.5.3. Попереднє напруження з початковим напруженням армуючого елемента в розтягнутій зоні

Розглянемо варіант попереднього напруження згинального дерев'яного елемента на спеціальному пристрої з механічним натягом армуючого елемента в розтягнутій зоні. Такий варіант попереднього напруження потребує створення додаткових розтягуючих зусиль в армуючому елементі, а після цього необхідно виконати приклеювання арматури до деревини. Щоб виконати такий механічний натяг полімерної арматури у вигляді стрічки (рис.3.52) необхідно спочатку створити пристрої для натягу. При створенні механічного натягу його рівень потрібно підтримувати впродовж всього процесу склеювання деревини та арматури.

Після повного приклеювання арматури і кристалізації клейового розчину відбувається відпуск армуючого елемента, при цьому розтягнута арматура хоче повернутися в природне положення, створюючи внутрішнє зусилля у всьому згинальному елементі (рис.3.53). Розподіл зусилля при відпуску відбувається рівномірно по всій довжині елемента. Стискаюче зусилля від звільненої арматури створює вигин f_2 .

Даний варіант створення попереднього напруження балки досить важко виконати тому, що, як і з третім варіантом, дане попереднє напруження потребує промислового виробництва.

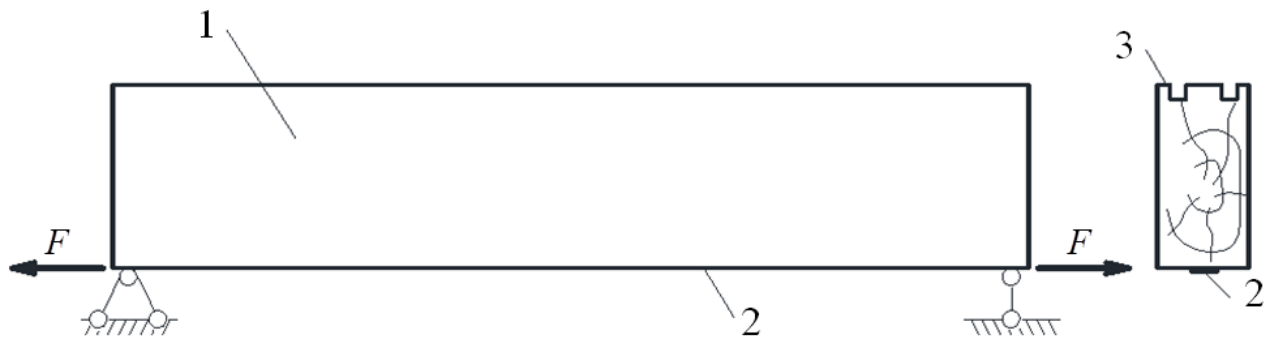


Рис. 3.52. Перший етап попереднього напруження згинального елемента за допомогою механічного натягу: 1 - дерев'яний згинальний елемент; 2 - армуючий розтягнутий елемент; 3 - підготовлені пази під армуючий елемент стиснутої зони

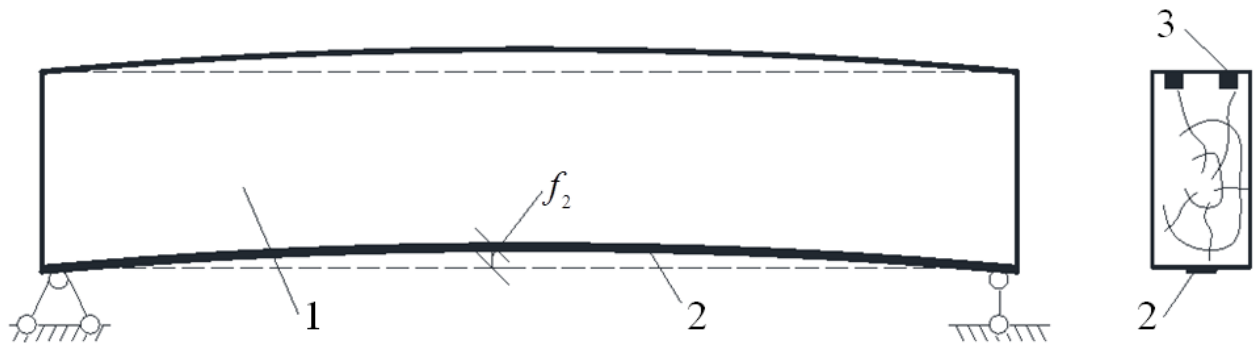


Рис. 3.53. Відпуск розтягнутої арматури та виникнення вигину в згинальному елементі: 1 - дерев'яний згинальний елемент; 2 - армуючий розтягнутий елемент; 3 - підготовлені пази під армуючий елемент стиснутої зони

Щоб порівняти варіанти попереднього напруження нам потрібно створити в армуючому елементі зусилля, яке розтягне матеріал на величину $u_{cs,0}$ рівній при першому варіанті надання попереднього напруження. Щоб визначити дане зусилля скористаємось формулою (3.22), а для порівняння приймемо армування в 1% від площі поперечного перерізу, варіант рівня попереднього напруження в 0,5 від максимального згинального моменту, що може сприйняти дерев'яний елемент.

$$F = u_{cs,0} E_{cs} A_{cs} . \quad (3.22)$$

В результаті ми отримаємо діаграму роботи поперечного перерізу елемента, яка абсолютно збігається з діаграмою «момент-кривина» для

першого варіанту створення попереднього напруження (рис.3.54). А це означає, що ми отримаємо суттєве зменшення прогину в згинальному елементі. Проведемо моделювання такого елементу і побудуємо графік залежності прогину від моменту.

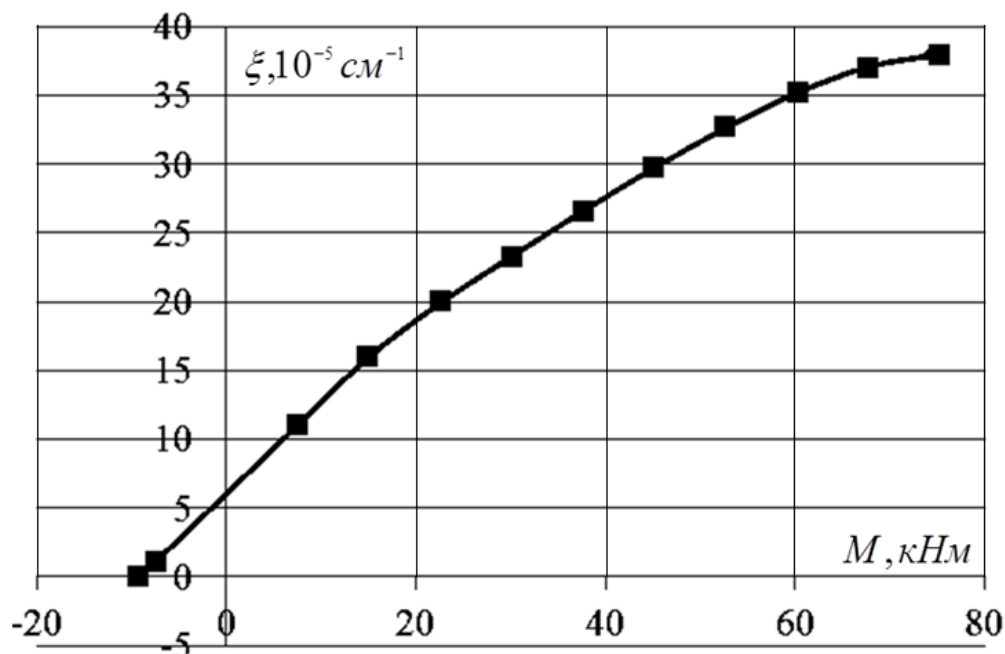


Рис. 3.54. Графік «момент-кривина» при попередньому напруженні з механічним розтяганням арматури в розтягнутій зоні

Як і у першому варіанті, кінцевий прогин не суттєво відрізняється, від останнього варіанту попереднього напруження за допомогою механічного натягу, проте він суттєво менший на невеликих рівнях завантаження (рис.3.55). Тому, можна зробити висновок, що таке попереднє напруження слід застосовувати для зменшення прогинів при роботі згинального елементу на невисоких рівнях завантаження. Проте складність виконання такого попереднього напруження, механічним способом натягу композитної стрічкової арматури з використанням спеціального обладнання, що викликає певні обмеження у широкому використанні.

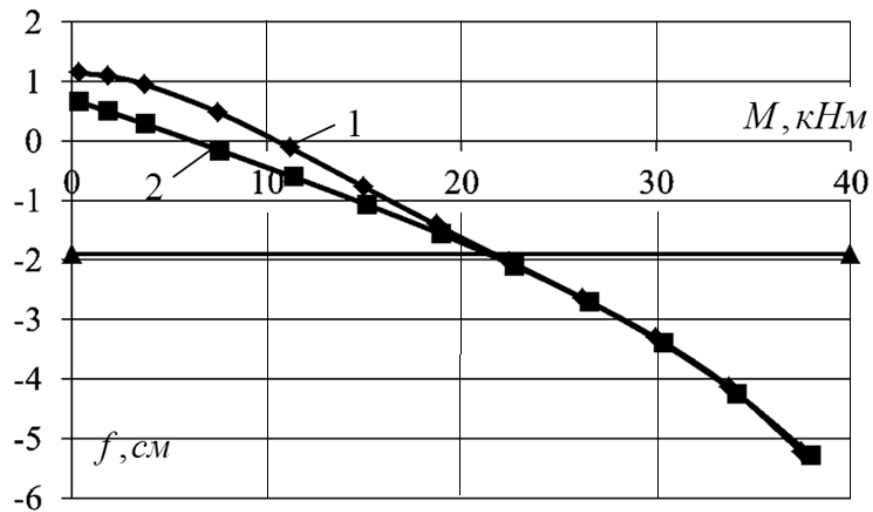


Рис. 3.55. Залежність зростання прогину від зростання діючого зовнішнього моменту: 1- для досліджуваного способу попереднього напруження; 2 - для першого варіанту попереднього напруження

Не слід забувати і про розподіл кривини по довжині згинального елемента, за такого напруження часто виникають ділянки з від'ємною кривиною, це обумовлює те, що якраз це попереднє напруження не відповідає формі завантаження згинальних елементів. Зазвичай, згинальні елементи завантажуються рівномірно розподіленим навантаженням або певною кількістю зосереджених сил, що є подібним до рівно розподіленого навантаження, тому і попереднє напруження має бути протидією цього навантаження, щоб якомога краще забезпечити рівномірний розподіл кривини на ділянках по довжині всього елемента.

3.6. Особливості моделювання роботи та напружено-деформованого стану стиснуто-зігнутих і розтягнуто-зігнутих комбіновано армованих дерев'яних елементів

Для встановлення напружено-деформованого стану стиснуто-зігнутих дерев'яних і розтягнуто-зігнутих армованих елементів з деревини необхідно скористатися функціями стиску та розтягу деревини 2.22, 2.23, а також функції,

котрі описують деформування матеріалів, що армують елемент. Роботу металу за стиску можна описати функцією 2.52, а за розтягу - 2.53. Для армування стиснуто-зігнутих елементів можливо і використання композитних матеріалів, з великим модулем пружності 3.1. Всі функції, що використовуються для опису напружено-деформованого стану базуються на залежностях напружень від відносних деформацій. Якщо розглянути напружено-деформований стан поперечного перерізу стиснуто-зігнутого згинального елемента, то можна побачити три випадки: перший випадок характеризується наявністю стиснутої і розтягнутої зони; два окремих випадки, де присутні тільки стиснута або тільки розтягнута зона. Два останні випадки виникають при невеликих значеннях згинального моменту. Розглянемо перший випадок, який зустрічається найчастіше, для прикладу: виникнення стиснуто-зігнутого стану в дерев'яній армованій арці прямокутної форми.

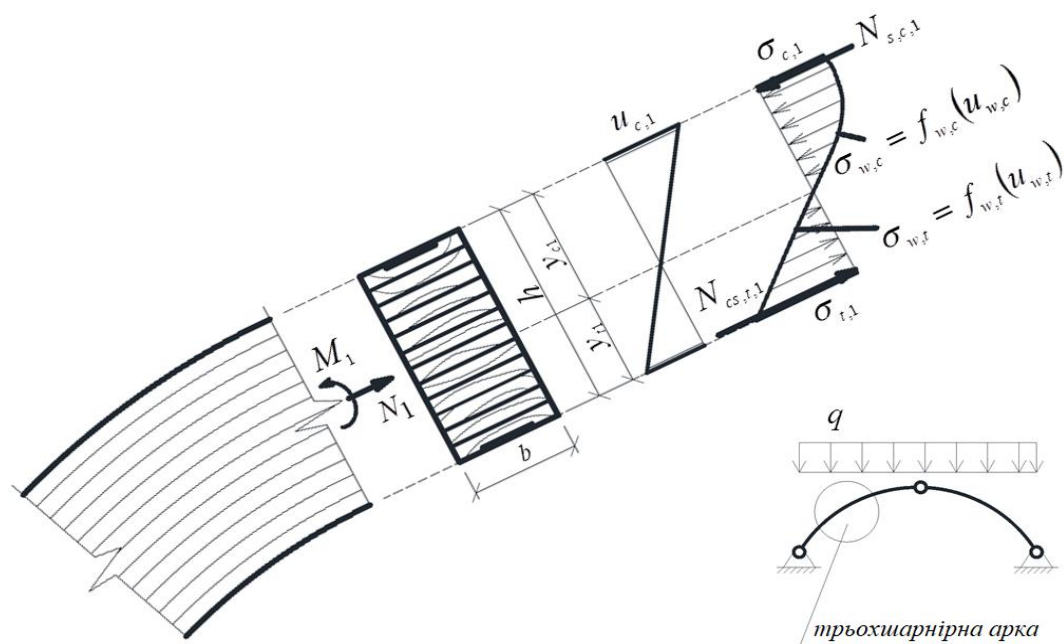


Рис. 3.56. Напружено-деформований стан стиснуто-зігнутого криволінійного дерев'яного елемента армованого арматурою і композиційними матеріалами з переважаючою дією внутрішнього моменту.

З рис.3.56 видно, що напружено-деформований стан схожий до стану згинального елемента. Основною різницею є дія в перерізі зусилля N_1 . Загальне

рівняння рівноваги для такого елемента можна описати формулою (3.23), при цьому всі сили проєктуються по відношенню до осі стиснуто-зігнутого елемента.

$$\begin{cases} N_1 + N_{w,c,1} + N_{s,c,1} - N_{w,t,1} - N_{cs,t,1} = 0; \\ M_1 - M_{w,c,1} - M_{w,t,1} - M_{s,c,1} - M_{cs,t,1} = 0, \end{cases} \quad (3.23)$$

де $M_{w,c}$, $M_{w,t}$ – згинальні моменти від дії зовнішніх навантажень; $M_{s,c,1}$ – момент, що сприймається металевими стержнями; $M_{cs,t,1}$ – момент, що сприймається композитним матеріалом; $N_{w,c,1}$ і $N_{w,t,1}$ – внутрішні зусилля у стиснутій та розтягнутій зонах деревини; $N_{s,c,1}$ – $N_{s,c,2}$ – внутрішні зусилля, що сприймає арматура, яка знаходиться в стиснутій зоні перерізу елемента; $N_{cs,t,1}$ – внутрішні зусилля, що сприймаються розтягнутим армуючим елементом, який знаходиться в розтягнутій зоні поперечного перерізу.

Другим варіантом напруженого стану є випадок, коли дії внутрішніх зусиль стиску суттєво переважають вплив дії згинального моменту. Весь поперечний переріз елемента з деревини зазнає стиску. Так, наприклад, напружено-деформований стан поперечного перерізу в приопорній зоні дерев'яної армованої арки рис. 3.57 є стиснутим.

Напружено-деформований стан поперечного перерізу, що зображений на рис. 3.57 має суттєві відмінності від рис. 3.56. Весь поперечний переріз стиснуто-зігнутого елемента зазнає стиску. Рівняння ж рівноваги для такого елемента прийме вигляд (3.24).

$$\begin{cases} N_2 - N_{s,c,2} - N_{w,c,2} - N_{cs,c,2} = 0; \\ M_2 + M_{w,c,2} + M_{s,c,2} + M_{cs,c,2} = 0, \end{cases} \quad (3.24)$$

де $M_{w,c}$, $M_{s,c,2}$, $M_{cs,c,2}$ – згинальні моменти від дії зовнішніх навантажень та моменти, що сприймає зовнішня та внутрішня арматура арки; $N_{w,c,2}$ – внутрішні зусилля, що виникають у деревині; $N_{s,c,2}$ – внутрішні зусилля, що

сприймає арматура, яка знаходиться зі зовнішньої сторони перерізу елемента;
 $N_{cs,c,2}$ – внутрішні зусилля, що сприймає арматура, яка знаходиться з внутрішньої сторони перерізу елемента.

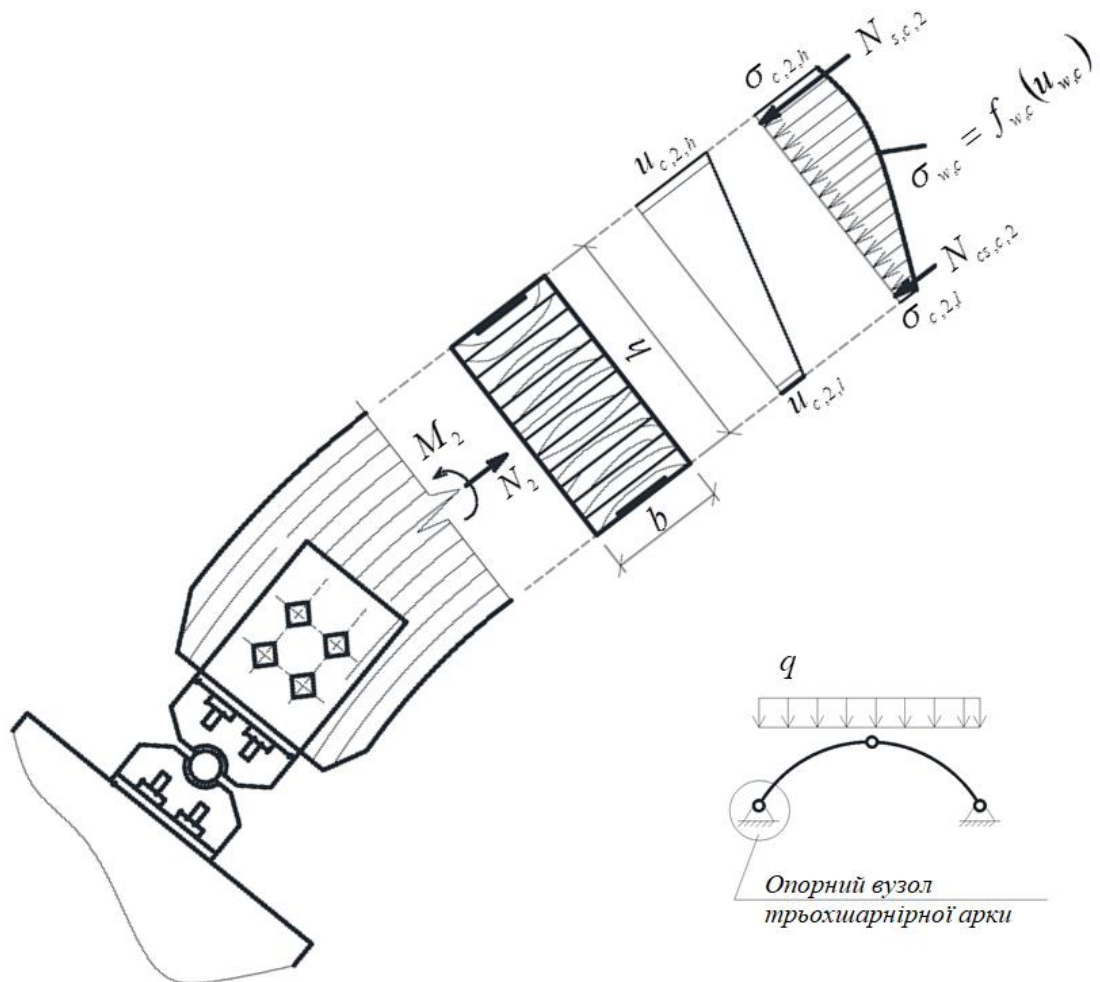


Рис. 3.57. Напружено-деформований стан стиснуто-зігнутого криволінійного дерев'яного елемента армованого сталевую арматурою (чи композиційними матеріалами) з переважаючою дією повздовжньої сили

Третім варіантом напружено-деформованого стану розтягнуто-зігнутого елемента є елементи, в яких у перерізі домінує сила розтягу, а згинальний момент є незначним. Такий випадок виникає досить рідко, тому що переважна більшість згинальних елементів працюють на стиск зі згином. Проте, такі випадки можливі при використанні елементів з деревини у якості розтягнутих з прикладанням зовнішнього бокового зусилля або у консольно-вісячих

частинах конструкцій довільної форми з великим кутом нахилу відносно горизонту. Саме напружено-деформований стан останнього варіанту показано на рис. 3.58.

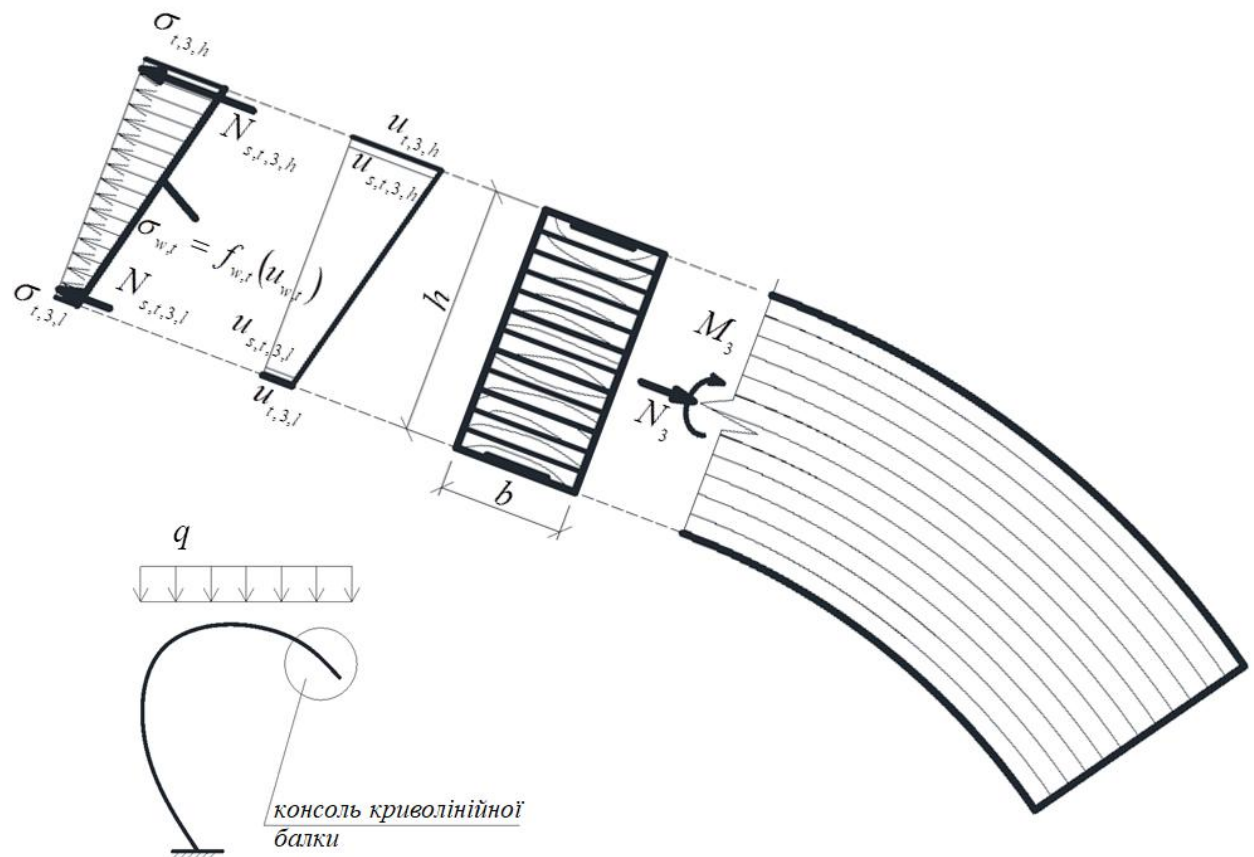


Рис. 3.58. Напружено-деформований стан розтягнуто-зігнутого криволинійного дерев'яного елемента армованого арматурою і композиційними матеріалами з переважальною дією сили розтягу.

У випадку розтягнуто-зігнутого елемента рівняння рівноваги перерізу представлено системою рівнянь 3.25.

$$\begin{cases} N_3 - N_{s,t,3,l} - N_{w,t,3} - N_{s,t,2,h} = 0; \\ M_3 + M_{w,t,3} + M_{s,t,3,h} + M_{s,t,3,h} = 0, \end{cases} \quad (3.25)$$

де $M_{w,t,3}$, $M_{s,t,3,l}$, $M_{s,t,3,h}$ – згинальні моменти від дії зовнішнього моменту, та моменти, що сприймаються в перерізі за рахунок роботи зовнішньої та внутрішньої арматури арки; $N_{w,t,3}$ – внутрішні зусилля, що сприймаються деревиною; $N_{s,t,3,h}$ – внутрішні зусилля, що сприймає арматура, яка знаходиться

зі зовнішньої сторони перерізу елемента; $N_{s,t,3,l}$ – внутрішні зусилля, що сприймає арматура, яка знаходиться з внутрішньої сторони перерізу елемента.

Наведемо таблицю рівнянь рівноваги для всіх випадків стиснено-зігнутого та розтягнуто-зігнутого напружено-деформованого станів (табл. 3.4). З таблиці видно, що рівняння рівноваги для всіх випадків не істотно відрізняються. Однак, вони відрізняються кількістю внутрішніх сил і математичними знаками. Основною відмінністю є врахування розтягу і стиску за діаграмами деформації матеріалу. Діафрагми розтягу і стиснення деревини абсолютно різні. І використання матеріалів для армування теж мають свої особливості. Розтягнуту і стиснуту зону можна армувати металевією арматурою. Але в зоні розтягу можливе армування композитною арматурою чи стрічками з композитних матеріалів.

Таблиця 3.4

Таблиця рівнянь рівноваги для всіх випадків напружено-деформованих станів стиснуто-зігнутих та розтягнуто-зігнутих елементів

Випадок НДС	Переважаюча дія	Наявність зон	Система рівнянь рівноваги
Стиснуто-зігнутий НДС	внутрішнього моменту	зона стиску та розтягу	$\begin{cases} N_1 - N_{w,c,1} - N_{s,c,1} + N_{w,t,1} + N_{cs,t,1} = 0 \\ M_1 + M_{w,c,1} + M_{w,t,1} + M_{s,c,1} + M_{cs,t,1} = 0 \end{cases}$
	стискаючої внутрішньої сили	тільки зона стиску	$\begin{cases} N_2 - N_{s,c,2} - N_{w,c,2} - N_{cs,c,2} = 0 \\ M_2 + M_{w,c,2} + M_{s,c,2} + M_{cs,c,2} = 0 \end{cases}$
Розтягнуто-зігнутий НДС	розтягуючої внутрішньої сили	тільки зона розтягу	$\begin{cases} N_3 - N_{s,t,3,l} - N_{w,t,3} - N_{s,t,2,h} = 0 \\ -M_3 + M_{w,t,3} + M_{s,t,3,h} + M_{s,t,3,h} = 0 \end{cases}$
	внутрішнього моменту	зона стиску та розтягу	$\begin{cases} -N_4 - N_{w,t,4} - N_{s,t,4} + N_{w,c,4} + N_{cs,c,4} = 0 \\ -M_4 + M_{w,c,4} + M_{w,t,4} + M_{s,c,4} + M_{cs,t,4} = 0 \end{cases}$

3.6. Висновки по розділу 3

1. Запропоновано комплекс методик моделювання роботи, дерев'яних згинальних елементів з комбінованим армуванням, під час їх попереднього

напруження та експлуатації. До яких входять: методика визначення напружено-деформованого стану в поперечному перерізі на етапі виготовлення та експлуатації попередньо напружених елементів; методика побудови графіків «момент-кривина»; методика визначення прогинів (переміщень) з використанням графіків «момент-кривина» та методика визначення дотичних напруг з урахуванням нелінійності деформування та використання графіків «момент-кривина».

2. Моделювання роботи згинальних елементів з пасивним комбінованим армуванням показало, що збільшення відсотка композитного матеріалу в розтягнутій зоні відносно металевого армування стиснутої зони не приводить до суттєвих змін в зменшенні кривини. Тому, найкращий варіант лежить в межах від 1 до 2% армування металом в стиснутій зоні та в 0,75-1,0% композитної арматури від сталевий арматури в розтягнутій зоні. В результаті використання такого комбінованого армування елемента з деревини граничний момент, який може сприйняти переріз зростає до 103%, при цьому кривина зменшується до 69%, а отже це зменшує прогин всієї балки.

3. Розроблено методологію побудови діаграм виникнення максимальних дотичних напружень в нормальних поперечних перерізах по довжині згинального елемента. Теоретичний аналіз цих діаграм виникнення максимальних дотичних напружень в нормальних поперечних перерізах по довжині згинального вільно лежачого на двох опорах елемента завантаженого двома зосередженими силами показав, що для них існують екстремуми зростання, які виникають в середині прольоту поблизу місця прикладення цих зовнішніх сил. І ці екстремуми при пасивному армуванні сталевими стержнями в 0,5% зростають на 12%, при армуванні в 1,0% на 34%, при армуванні в 2,0% на 62%. За пасивного комбінованого армування одночасно сталюю і композитною арматурою, екстремуми зростання максимальних дотичних напружень ще більші. Так при армуванні в 0,5% дотичні напруження тут збільшуються на 33%, при армуванні в 1,0% – на 44%, а при армуванні в 2% вони зростають більш ніж в 2 рази.

4. Проведено аналіз та розроблено методологію порівняння запропонованих чотирьох способів надання попереднього напруження згинальному комбіновано армованого елементу з деревини.

5. Встановлено, що зі збільшенням відсотку комбінованого армування нормального поперечного перерізу згинального елементу з деревини суттєво збільшується залишкова кривина вигину внаслідок створення попереднього напруження.

6. Найбільш вдалим є перший варіант надання попереднього напруження згинальному комбіновано армованому елементу з деревини при вклеюванні сталевій арматури в стиснуту зону після створення попереднього напруження в стрічковій арматурі.

7. Запропоновано методику моделювання роботи дерев'яних комбіновано армованих елементів за стиснуто-зігнутого та розтягнуто-зігнутого напружено-деформованих станів поперечного перерізу.

Матеріали розділу опубліковані в роботах [175, 178, 186, 188, 191-193, 195, 198, 199, 202, 218, 222-226,].

РОЗДІЛ 4

ПРОГРАМА, МЕТОДИКА ПРОВЕДЕННЯ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ, ЇХ ОБСЯГ І ВИГОТОВЛЕННЯ ЗРАЗКІВ Й ЕЛЕМЕНТІВ З ДЕРЕВИНИ ТА БАЛОК З КОМБІНОВАНИМ АРМУВАННЯМ

4.1. Методика експериментальних досліджень

4.1.1. Деревина та зразки призм для випробувань

В експериментах використовувалася деревина сосни, вік якої був не менше 50 років. Лісоматеріал для випробувань заготовлений в різних районах та лісництвах Рівненської та Волинської областей України. Сосна легко обробляється, при невеликій густині має достатню міцність, а при атмосферних впливах «висушування-набрякання» має достатню високу стійкість протидії виникненню усадкових тріщин. Крім цього, на сьогодні пиломатеріали з сосни найбільше використовуються в капітальному будівництві України порівняно з іншими породами.

Деревина сосни в поперечному розрізі мала злегка оранжеве ядро, яке з часом стає буро-червоним, широка заболонь була різних кольорів (від жовтуватого до оранжевого), з добре видимими річними кільцями з досить чіткою межею між ранньою і пізньою деревиною. На розрізі досить добре видимі великі і численні смоляні ходи. Деревина добре оброблялася і мала середню щільність, досить високу міцність та не мала ознак початку псування.

Для встановлення фізико-механічних характеристик сосни було проведено візуальний відбір та сортування пиломатеріалів сосни згідно [227-234], які згодом використовувалися для виготовлення дослідних зразків. Було виготовлено допоміжні дві серії зразків з першого сорту суцільної і клеєної деревини перерізом 30x30x120 мм. Поперечні розміри призм дозволяють враховувати мікро- та макроструктуру деревини [64] в зразку. Вибрана довжина

зразка забезпечує відсутність впливу тертя між плитою пресу та торцем зразка на визначення міцності деревини вздовж волокон.

Зразки, як з цільної, так і клеєної деревини випилювали із країв заздалегідь виготовлених довгих брусів (майбутніх балок), які були виготовлені в проектні розміри.

Кожен із отриманих зразків, як і вимагається, був без видимих дефектів [229, 230]. Якщо в зразку були виявлені явні дефекти [228], то призми вибраковувались. Ширина річних кілець деревини в зразках-призмах була не більшою 4 мм, а їх напрямком був паралельним одній парі бокових граней і перпендикулярним іншій. Загальний вигляд і геометричні розміри зразків із цільної та клеєної деревини показано на рис. 4.1.

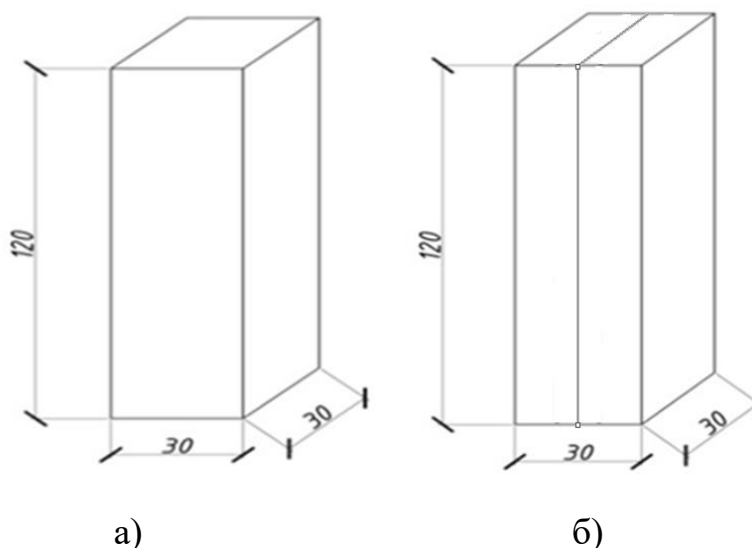


Рис. 4.1. Загальний вигляд і геометричні розміри зразків: а) із цільної деревини; б) із клеєної деревини

4.1.2. Виготовлення дослідних балок із цільної та клеєної деревини

Для досліджень було виготовлено одну балку з цільної та дві неармовані балки із клеєної деревини без армування.

Балки з цільної деревини були вирізані з колод діаметром не менше 250 мм з тонкого кінця. Завершальна обробка дослідних балок була проведена після висушування природнім шляхом на протязі трьох років за нормальної вологості

середовища 60-70% та температури 18-21°C з доведенням до необхідної проектної вологості деревини 10...12% в термокамері. Після цього було проведено завершальне стругання з чотирьох сторін з доведенням до розмірів проектного поперечного перерізу 100×150 мм. Попередня довжина балок становила 3150 мм, а проектна - 3000мм.

При виготовленні балок з клеєної деревини використовувались соснові дошки 25 мм товщиною та вологістю 10-11% [235]. Висушування дошок для виготовлення зразків проводилося на протязі одного року після розпилювання за нормальної вологості середовища в 60-70% та температури 18-21°C з доведенням до необхідної проектної вологості деревини в термокамері. Склеювання балок проводили зі застосуванням резорцинового клею Casco Silva класу вологостійкості D3 та у відповідності до EN 204/205. Після завершення стругання висушених дошок на протязі не пізніше ніж 5 годин, дошки вкладалися одна на одну з пошаровим нанесенням резорцинового клею на поверхню обох граней для набору необхідної проектної висоти.

Для досягнення хорошої якості клейових з'єднань між дошками дотримувалися такого режиму склеювання: вологість дошок була в межах 10 – 11 %; клас шорсткості поверхні деревини – не нижче 8-го [236]; температура дошок при склеюванні була в межах 18–20 °С; клей наносили рівним шаром товщиною 0,1 – 0,15 мм за допомогою валиків. Витрата резорцинового клею становила 0,35 – 0,5 кг/м² поверхні; в'язкість клею визначали за допомогою віскозиметра, яким вимірювали час витікання (в секундах) 100 см³ клею при температурі 20 °С; після нанесення клею на обидві площини дошок, що склеювали, складання пакету дошок в брус, деталі стискалися струбцинами на відстані 45-50см для щільності прилягання поверхонь дошок при запресуванні. (рис 4.2).



Рис. 4.2. Склеювання пакету дошок в конструкцію балки

Витримування в запресованому стані склеюваних дошок становила 24 години за температури в приміщенні 18–20 °С та вологості повітря навколишнього середовища 50–60 %.

Через 48 годин після завершення процесу склеювання балок була проведена остаточна обробка всіх бокових поверхонь струганням з доведенням елемента до розмірів проектного поперечного перерізу 100×150 мм.

4.1.3. Виготовлення дослідних зразків балок із клеєної деревини з комбінованим армуванням

Після завершальної обробки дослідної балки з цільної деревини для додаткової жорсткості спочатку було влаштовано сталеву арматуру у вигляді двох стержнів періодичного профілю марки А500С з приклеєними на ній тензодатчиками, яку вклали в попередньо зроблені пази на поверхні стиснутої зони елемента (рис.4.3). Пази за розмірами були більші на 1-2 мм від діаметру арматури. Вклеювання арматури проводили за допомогою розчину епоксидного клею з сухим, але перед тим промитим піском.

Після повної кристалізації клею (рис.4.4) до розтягнутої зони приклеювали композитну вуглецеву стрічку Sika CarboDur S-512 перерізом 50x1,2 мм з наступними фізико-механічними характеристиками [337]:

- модуль пружності – $16,5 \cdot 10^4$ МПа;
- міцність на розтяг – 3100 МПа;
- щільність – $1,6$ г/см³;
- деформація руйнування – $170 \cdot 10^{-4}$.



Рис. 4.3. Підготовка до влаштування сталеві арматури в пази стиснутої зони балок

Поверхня балки з цільної деревини перед самим наклеюванням вуглепластикової стрічки фірми Sika CarboDur S-512 була попередньо вирівняна струганням та очищена від пилу промисловим пилесмоком. Перед наклеюванням проводилася обезжирення немаркованої сторони стрічки Sika CarboDur S-512 розчином Sika Colma-Cleaner. Після цього через 15-30 хв шпателем наносили приготований клей Sikadur-30 на очищений бік стрічки. Також наносили шар клею товщиною 1 мм на підготовлену обезжирену основу балки. Стрічку за допомогою пластикового валика щільно притискали до основи так, щоб клей виступив з обох боків стрічки. Залишки клею видалялися шпателем. Процес повної кристалізації клею проходив на протязі 24 години (рис.4.4).



Рис. 4.4. Період кристалізації клейового розчину в пазах балки

Приготування клею Sikadur-30. Клей представлено у вигляді двох компонентів – компонент А (білого кольору) та компонент В (сірого кольору). Змішування компонентів А : В відбувається за масою у відношенні 3:1. Перемішування частини А та В проводили за допомогою змішувача (з частотою обертання до 600 об/хв) протягом не менше трьох хвилин та отримали суміш однорідної консистенції сірого кольору. Після цього суміш ще перемішували на низьких обертах протягом не менше однієї хвилини. Час життя клею після змішування компонентів залежить від температури і він рівний: при температурі 10°C – 90 хв., а при температурі 35°C – 30 хв. Детальний опис приготування та використання клею Sikadur-30 описано в технологічній карті на використання матеріалу [338]. Основні фізико-механічні характеристики клею Sikadur-30 є наступними:

- щільність – 1,65 г/см³;
- час твердіння – 7 год.;
- міцність на стиск – 70-95 МПа;
- міцність на зріз, при +23°C – 18 МПа;

- міцність на розтяг – 24-31 МПа;
- модуль пружності при розтягу, при +23°C – 11200 МПа.

При виготовленні армованих балок з клеєної деревини сталеву арматуру, з приклеєними на ній тензодатчиками за допомогою клею БФ-2 [339] (рис.4.5, а), у вигляді двох стержнів періодичного профілю марки А500С, вклеювали у пази передостанньої верхньої дошки стиснутої зони (рис.4.6, рис.4.7б) перед склеюванням основного пакету дошок. Тензодатчики базою 20 мм з опором $201 \pm 0,7$ Ом розміщувались посередині прольоту балки (рис.4.5,б).

Влаштування сталевих арматур у верхній зоні поперечного перерізу дерев'яної цільної балки розташовувалося близько до поверхні і показано на рис. 4.7а. Сталева арматура в балці з клеєної деревини розташовувалася всередині у пазах передостанньої верхньої дошки стиснутої зони (рис. 4.7,б).



а)



б)

Рис. 4.5. Розміщення тензOMETричних датчиків: а) на металевій арматурі; б) в середині балки

Електричний сигнал від датчиків з металевих арматур передавався за допомогою ізольованого дроту, який виводився назовні через спеціально передбачені отвори в дошках.



Рис. 4.6. Вклеювання сталльної арматури у пази зовнішньої чи передостанньої верхньої дошки стиснутої зони елемента з деревини

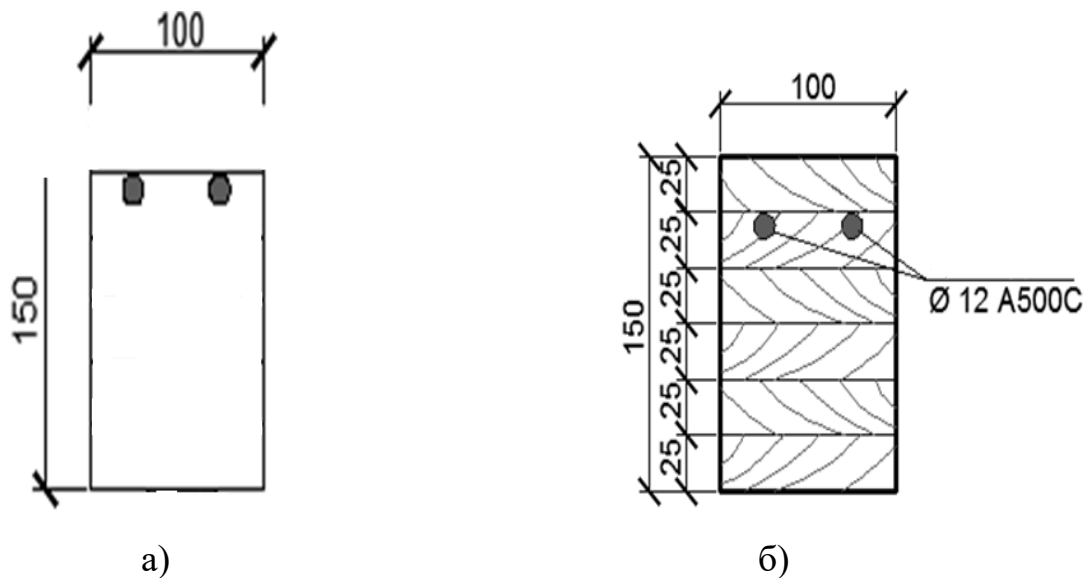


Рис. 4.7. Влаштування сталєвої арматури в поперечний переріз дерев'яної балки: а) поверхнєве - для цїльної деревини; б) внутрішнє – для клеєної деревини

Дані показів датчиків, за необхідності, поступали та реєструвалися з допомогою тензометричної вимірювальної системи СИИТ та записувалась в архів на ПЕОМ.

Пасивне комбіноване армування балки з клеєної деревини передбачалося проводити за допомогою композитної арматури у вигляді вуглепластикової стрічки фірми Sika CarboDur S-512, приклеєної ззовні розтягнутої зони.

Стрічка фірми Sika CarboDur S-512 - це полімер підсилений вуглецевими волокнами більше 68% на епоксидній матриці - CFRP.

Для армування поперечного перерізу балки з клеєної деревини шириною 100 мм і висотою 150 мм попередньо було прийнято вуглепластикову стрічку фірми Sika CarboDur S-512 товщиною 1,2 мм та шириною 25мм.

Композитна вуглепластикова стрічка Sika CarboDur S-512 (CFRP) поставляється товщиною 1,2 мм та шириною 50 мм. За високої міцності композитної вуглепластикової стрічки Sika CarboDur S-512 було вирішено розділити по всій довжині на половину і отримали ширину 25 мм.

Після затвердіння клею на зачищену та підготовлену поверхню балки по периметру зони чистого згину та на стрічку Sika CarboDur S-512 з певним кроком приклеюємо тензодатчики клеєм БФ-2 (рис.4. 8 та рис.4.9).

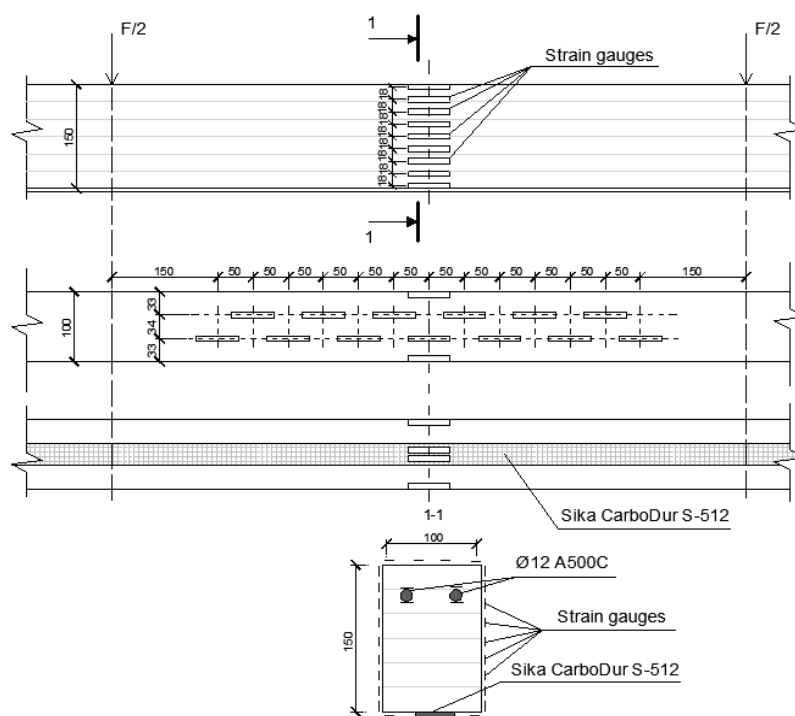


Рис. 4.8. Розміщення тензOMETричних датчиків на досліджуваній балці



Рис. 4.9. Розміщення тензометричних датчиків по висоті досліджуваної балки

Відносні деформації балок з цільної та клеєної деревини, вимірювалися в зоні чистого згину (рис.4.8) на різних відстанях від нейтральної площини за допомогою тензорезисторів з базою 50 мм, які були наклеєні по висоті з кроком 3,0 см в балках з цільної деревини і з кроком 2,0 см в балках з клеєної деревини (рис. 4.9). Це дало змогу визначити деформування різних шарів деревини по висоті в стиснутій та розтягнутій зонах балок.

4.1.4. Виготовлення дослідних зразків балок із цільної деревини з попередньо напруженим комбінованим армуванням

В лабораторії кафедри промислового, цивільного будівництва Національного університету водного господарства та природокористування було вперше виготовлено попередньо напружений згинальний елемент з цільної деревини з комбінованим армуванням.

Відомим варіантом способу напруження стержневою арматурою в розтягнутій зоні при виготовленні попередньо напружених балок із клеєної деревини, що може бути застосований для попереднього напруження арматури цільних дерев'яних балок є спосіб з використанням спеціального цангово-

затискного механізму (ЦЗМ-1). Цей механізм забезпечує утримання кінців арматури у торцях балки та дозволяє виконати попереднє напруження розтягу металевої та неметалевої стержневої арматури [54].

Проте, такий спосіб потребує обов'язкового використання спеціальних дорогих механізмів та пристосувань для створення попереднього напруження арматури та потребує великих трудових затрат для виконання процесу створення натягу.

Відома конструкція армованої балки з клеєної деревини, що містить металеву арматуру у пазах стиснутої зони та розміщену ззовні розтягнутої зони композитну попереднього напруження стрічкову арматуру. Така балка є аналогічною до запропонованої, проте без попереднього напруження арматури в стиснутій зоні [240].

Моделі балок з новим методом попереднього напруження можуть бути з цільної чи клеєної деревини. В балках, що пропонуються, передбачено виконати задачу зменшення прогину армованої комбінованим армуванням балки шляхом попереднього напруження стрічкової арматури. Цей процес виконується у кілька простих етапів без використання додаткових складних спеціальних пристроїв та обладнання.

Створення попереднього напруження за рахунок вигину.

Варіант попереднього напруження балок з цільної деревини проводився за рахунок попереднього вигину. З аналізу роботи попередньо напружених комбіновано армованих балок з цільної деревини приведенного в третьому розділі цієї роботи встановлено, що перший варіант створення попереднього напруження є найбільш простим у виготовленні і ефективним.

Проектний початковий вигин f_1 в дерев'яній балці створюємо за рахунок дії зовнішнього навантаження, як показано на рис.3.17. При цьому висота вигину елемента з деревини попередньо обчислюється та встановлюється проектантом і складатиме f_1 . В такому напруженому стані в майбутню розтягнуту зону елемента з деревини влаштовуємо композитну вуглецеву

стрічку Sika CarboDur S-512 (рис.3.18) з поперечним перерізом 50x1,2 мм. Кріплення проводимо за допомогою клею Sikadur-30. В такому напруженому стані утримуємо елемент 7 діб до повної кристалізації клею.

Третій етап - це зняття зосередженого зовнішнього навантаження F , яким ми створювали вигин в згинальному дерев'яному елементі. При цьому армований вуглецевою стрічною елемент з деревини набуває своєї початкової форми. Цьому заважає приклеєна вуглецева стрічка Sika CarboDur S-512, яка вступає в роботу і спричиняє спротив погашенню початкового вигину (рис.3.19). Згинальний елемент з цільної деревини армований вуглецевою стрічкою Sika CarboDur S-512 в майбутній розтягнутій зоні за рахунок цього стає попередньо напруженим із залишковим вигином. В цьому положенні завершуємо виготовлення комбіновано армованої попередньо напруженої балки з цільної деревини шляхом приклеювання в майбутню стиснуту зону згинального елемента сталеві арматури. Приклеювання відбувається шляхом встановлення в пази сталеві арматури 2Ø12 A500C і закріплення її композитом з епоксидного клею та промитого сухого піску (рис.3.19). Після кристалізації клейового розчину попередньо напружені комбіновано армовані балки з цільної деревини готові до експлуатації.

4.1.5. Виготовлення дослідних зразків балок із клеєної деревини з попередньо напруженим комбінованим армуванням

В лабораторії кафедри промислового, цивільного будівництва Національного університету водного господарства та природокористування було вперше виготовлено попередньо напружений згинальний елемент з клеєної деревини з комбінованим армуванням. Виготовлення попередньо напруженого зразка виконувалось за допомогою методу, який показаний на рис.4.10.

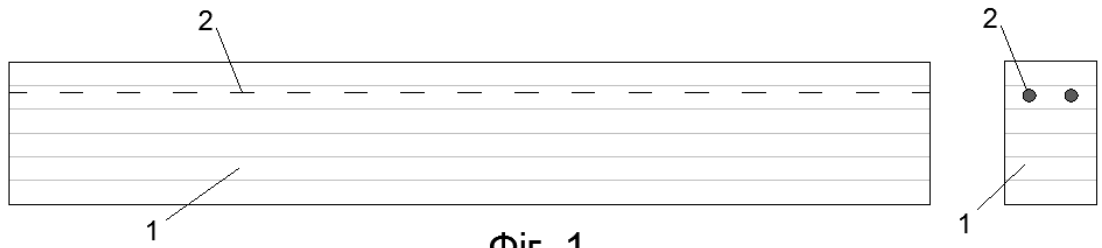
Поставлене завдання вирішується тим, що у способі напруження зовнішньої стрічкової арматури балок із клеєної деревини перед приєднанням

стрічкової арматури ззовні розтягнутої зони балку перевертають на 180° , завантажують на опорах і в такому положенні прикріплюють стрічку (рис.4.10). Після закріплення та зняття навантаження балка отримує попереднє напруження, після цього балку перевертають у попереднє робоче положення. При вклеюванні композитної стрічкової арматури Sika CarboDur S-512 в майбутню стиснуту зону, балку було навантажено до граничного прогину, що склав для балки $f_m = 18\text{мм}$.

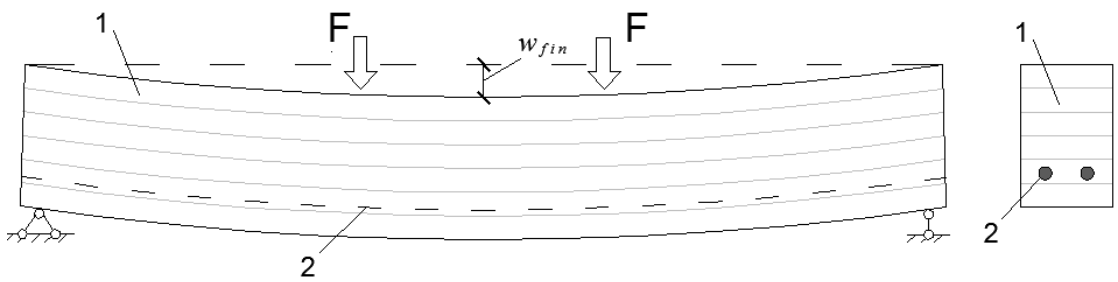
Заявлений результат досягається завдяки тому, що саме під час розвантаження стрічкова арматура включається в роботу, та не дозволяє повернутись балці у своє початкове положення. Таким чином, балка отримує попереднє напруження, а також вигин w_0 при повному знятті навантаження. Внаслідок вигину, а згодом напруження композитної стрічкової арматури Sika CarboDur S-512 деревина розтягнутої зони балки зазнає стиску, а деревина стиснутої зони та металева стержнева арматура стають розтягнутими.

На кресленні (рис.4.10) показана схема, згідно з якою виконується попереднє напруження зовнішньої арматури у вигляді стрічки.

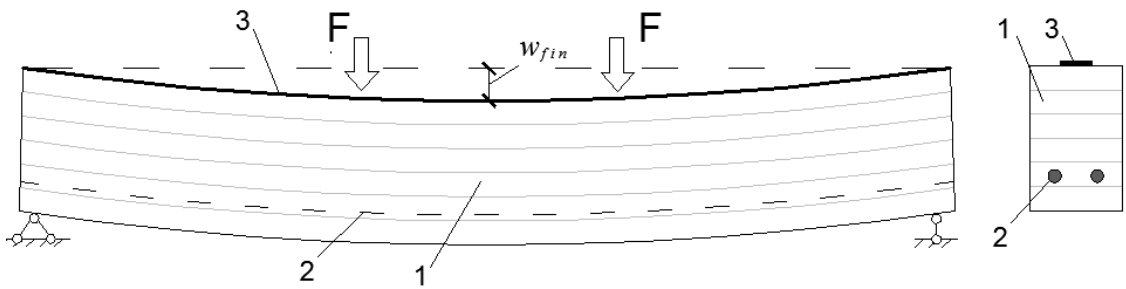
На фіг. 1 (рис.4.10) показана дерев'яна балка перед попереднім напруженням, що складається із клеєного пакету дощок 1 та містить вклеєну сталеву стержневу арматуру 2 у стиснутій зоні для надання додаткової жорсткості. На фіг. 2 (рис.4.10) дана балка перевернута на 180° , встановлена на дві опори та завантажена деяким зусиллям (F), величина якого викликає граничний прогин w_{fin} . На фіг. 3 (рис.4.10) при тому ж завантаженні й прогині ззовні розтягнутої зони балки закріплена стрічкова арматура 3. На фіг. 4 (рис.4.10) показана балка перевернута назад на 180° після застигання клейової суміші й розвантаження.



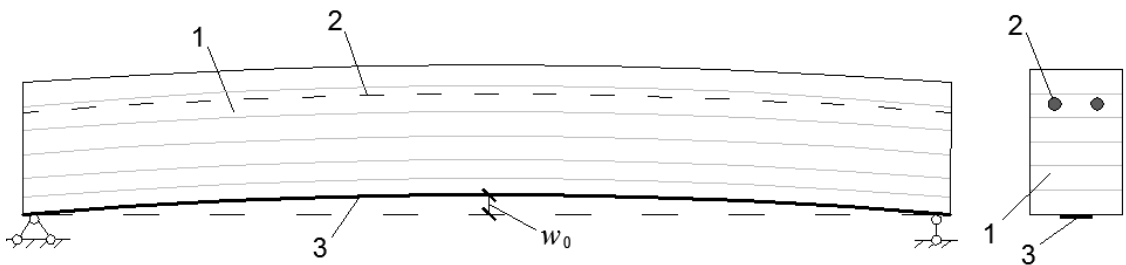
Фіг. 1



Фіг. 2



Фіг. 3



Фіг. 4

Рис. 4.10. Перший спосіб напруження зовнішньої стрічкової арматури балок із клеєної деревини попереднім вигином

На рис.4.11 та рис.4.12 показано процес твердіння клею при приклеюванні композитної стрічкової арматури Sika CarboDur S-512 до деревини майбутньої розтягнутої зони балки, а на рис.4.13 спосіб анкерування цієї розтягнутої композитної вуглецевої стрічкової арматури.

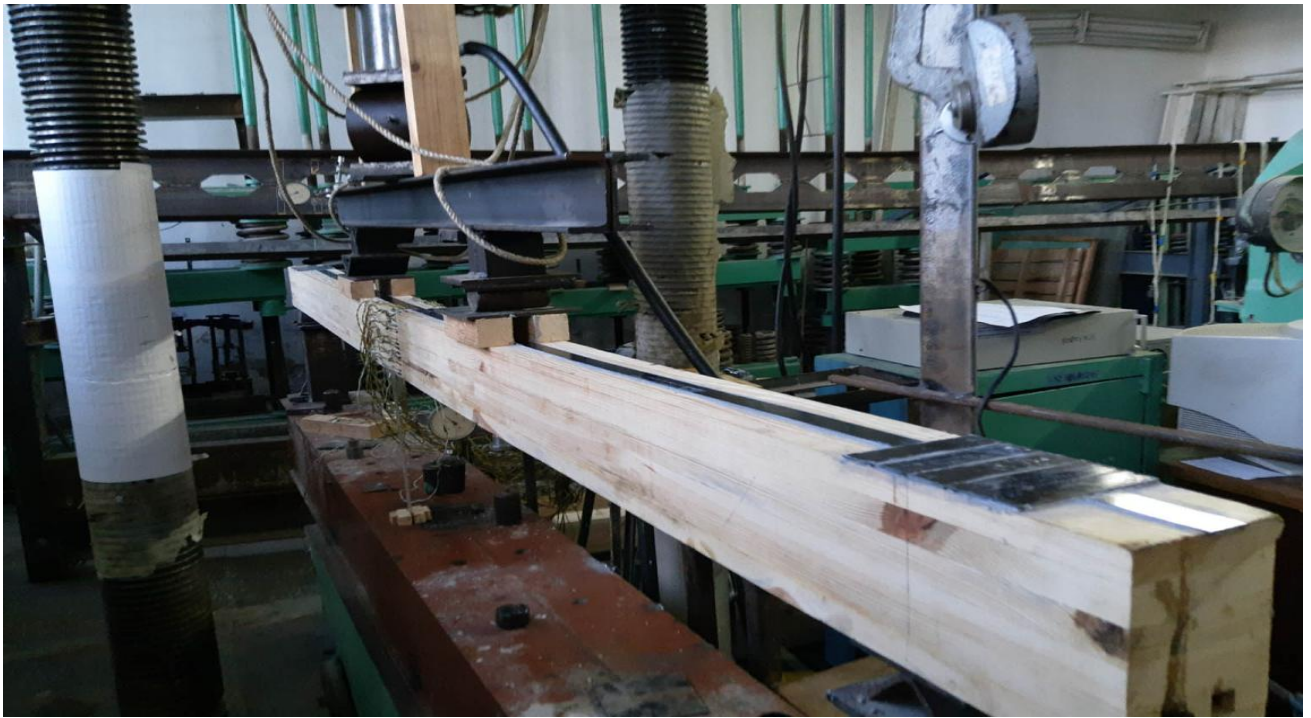


Рис. 4.11. Процес твердіння клею при приклеюванні композитної стрічкової арматури Sika CarboDur S-512 до деревини балки

В подальшому, при завантаженні, напруження розтягу у стрічці збільшується, а в деревині розтягнутої зони спочатку погашаються напруження стиску, а лише потім розвиваються напруження розтягу. У стиснутій зоні навпаки спочатку погашаються напруження розтягу, а тоді деревина і металева арматура починають працювати за напружень стиску різної інтенсивності.

Один із способів попереднього напруження здійснювали наступним чином:

Підготовлена балка із клеєної деревини 1, що містить у пазах стиснутої зони вклеєну сталеву стержневу арматуру 2 перевертається на опорах на 180° , завантажуються зовнішніми зусиллям до певного значення, яке викликає допустимий граничний вигин f_{fin} для даної конструкції.



Рис. 4.12. Розташування композитної стрічкової арматури Sika CarboDur S-512 під опорами, що надають вигин балки



Рис. 4.13. Анкерування повздовжньої попередньо напруженої композитної стрічкової арматури Sika CarboDur S-512 на краях елемента

Встановлення допустимого граничного вигину f_{fin} контролювалося за допомогою установленого прогиноміру БПАО.

Діаграми зростання вигину при завантаженні для створення попереднього напруження та діаграма погашення цього вигину при розвантаженні показані на рис.4.14.

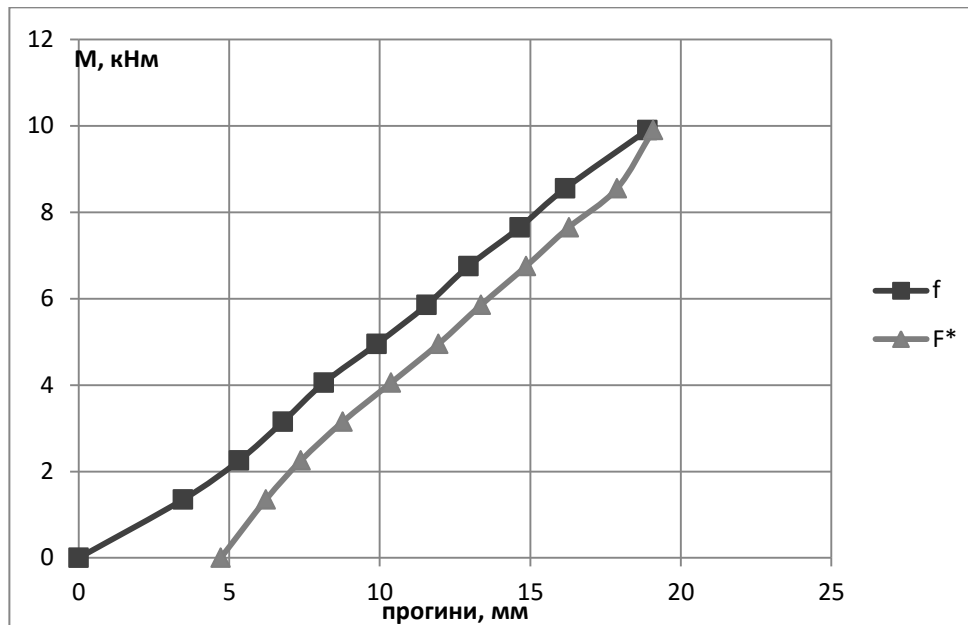


Рис. 4.14. Діаграми зростання прогину при завантаженні та спадання при розвантаженні за створення попереднього напруження першим способом

Завантаження здійснювали звичайним гідравлічним домкратом та контролювали динамометром. У такому положенні зверху балки за допомогою клейової суміші закріплювалася стрічкова арматура 3. При цьому механізм завантаження повинен дозволити розміщення й закріплення стрічки зверху балки по всій її довжині. У якості зовнішньої стрічкової арматури використана, композитна стрічка із вуглеволокна фірми Sika CarboDur. Після повного застигання клейової суміші балку розвантажили, стрічкова арматура, при цьому, включається в роботу, й таким чином, отримали попереднє напруження. Конструкцію знову перевернули на 180° . У даному положенні й буде проходити подальша експлуатація дерев'яної армованої балки.

Коли така конструкція введена в експлуатацію, то при завантаженні спочатку було погашено її початковий вигин w_0 , викликаний попереднім

напруженням, і лише після цього вона почне прогинатися. Таким чином одне й те ж значення прогину буде досягнуто при вищих рівнях навантаження, ніж без попереднього напруження.

Перевагою даного способу є його простота, адже не потрібно застосовувати додаткових пристроїв чи обладнання для напруження арматури, а це в свою чергу зменшує фінансові і трудові затрати на створення дерев'яної попередньо напруженої армованої балки. Даний спосіб створення попереднього напруження підтверджено патентом на корисну модель [175].

Другий спосіб попереднього напруження здійснювали наступним чином.

Підготовлену балку із цільної деревини 1, що ще не має в стиснутій зоні сталевий арматури, але з готовими пазами 4 для її вклеювання зі зовнішнім розташуванням (рис.4.14, фіг.1) перевернули на опорах на 180° , завантажили зусиллям до певного значення (рис.4.14, фіг.2), яке викликає допустимий граничний вигин w_{fin} для даної конструкції. Встановлення допустимого граничного вигину w_{fin} контролювалося за допомогою попередньо встановленого прогиноміру 6ПАО.

Завантаження здійснювали гідравлічним домкратом та контролювали динамометром. У такому положенні зверху балки за допомогою клейової суміші закріплювалась композитна вуглецева стрічкова арматура 3. При цьому механізм завантаження повинен дозволити розміщення й закріплення стрічки зверху балки по всій її довжині (рис.4.14, фіг.3). У якості зовнішньої стрічкової арматури була використана композитна стрічка із вуглеволокна фірми Sika CarboDur. Після повного застигання клейової суміші балку розвантажили, композитна стрічкова арматура, при цьому, включилася в роботу, й таким чином, отримували попереднє напруження. Конструкцію знову перевертали на 180° .

Для збільшення жорсткості стиснутої зони балок влаштовували сталеву арматуру 2 у вигляді двох стержнів періодичного профілю марки A500C, які вклали в пази 4 попередньо зроблених на поверхні стиснутої зони елемента

(рис.4.14, фіг.4). Пази за розмірами були зроблені більші на 1-2 мм від діаметру арматури для зручності безперешкодного вкладання. У даному положенні й проводилося вклеювання сталеві арматури 2 у зовнішні пази стиснутої зони (рис.4.14, фіг.4) балки з суцільної деревини. Після кристалізації клею балка готова до експлуатації, але має залишковий вигин.

У даному положенні й буде проходити подальша експлуатація дерев'яної балки.

Такий спосіб надання попереднього напруження в балці з подальшим закріпленням сталеві арматури дає можливість уникнення попереднього напруження в сталевих стержнях стиснутої зони цього елемента.

4.2. Силowe обладнання, вимірювальні прилади та схеми їх розміщення

Випробування зразків з деревини на стиск вздовж волокон за жорсткого режимів проводилося за прикладення короткочасного одноразового навантаження. Випробування жорстким режимом прикладення навантаження проводилося від початку прикладення і до руйнування на сучасній універсальній сервогидравлічній випробувальній машині СТМ-100 [64, 213, 241, 242] (рис.4.15). Управління процесом випробувань здійснювали зі з'єднаного з нею комп'ютера.

Виготовлені та підготовлені до випробування балки з цільної, клеєної деревини та балки з пасивним та попередньо напруженим комбінованим армуванням встановлювались в дослідну установку на шарнірно рухому та нерухому опори. В цьому положенні встановлювалися й закріплювалися всі необхідні прилади, що дозволяли вимірювати прогини, відносні деформації деревини в різних шарах балки по висоті, а також контролювати сумісну роботу арматури з деревиною.

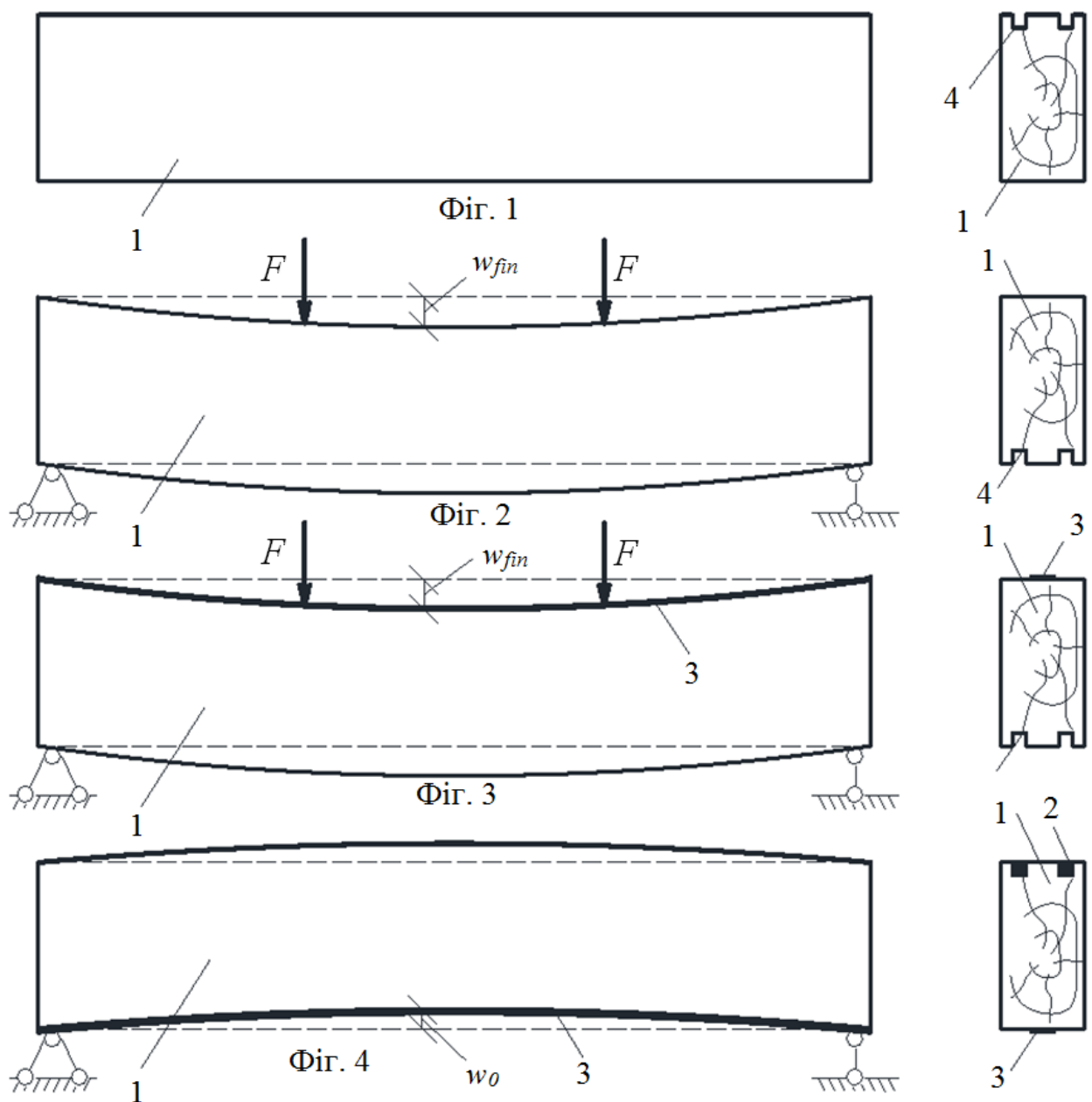


Рис. 4.15. Другий спосіб напруження зовнішньої стрічкової арматури балок із клесної чи цільної деревини попереднім вигином: 1) балка; 2) сталевая арматура; 3) стрічкова композитна арматура; 4) пази

Розрахункова схема – це балка вільно лежача на двох опорах завантажена двома зосередженими силами, кожна з яких прикладена на відстані $\frac{1}{3}l_0$ від опор (так зване чотироточкове обпирання згинальних елементів) (рис. 4.16) за рекомендаціями ДСТУ EN 408:2007 [243].

Схема дослідної установки розроблена на кафедрі промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд НУВГП з розташуванням усіх приладів представлена на рис. 4.17.

Зверху над балкою для передачі зосередженого навантаження, розміщувалась траверса базою 900 мм. В місцях обпирання балки на опори та в місцях обпирання траверси були встановлені металеві прокладки, а для запобігання зминанню деревини під металом підкладалися гумові або дерев'яні прокладки.

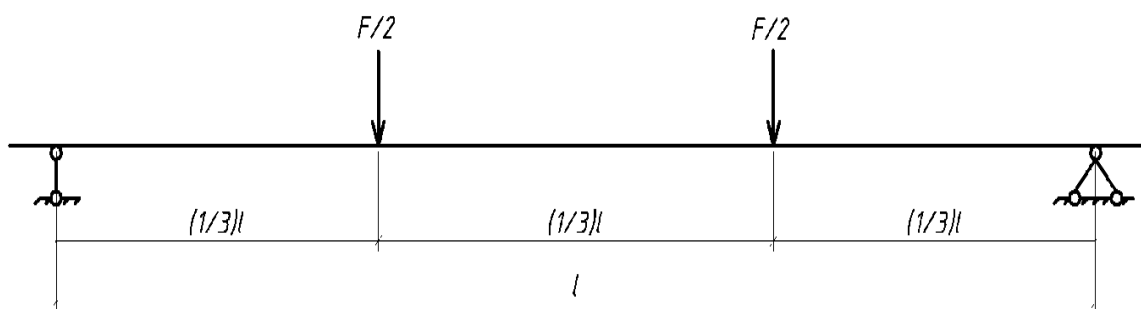


Рис. 4.16. Розрахункова схема дерев'яних балок

На опорах було закріплено індикатори ИЧ-10м, які вимірювали деформації просідання опор балки під навантаженням. Для вимірювання переміщення балки посередині було встановлено прогиномір 6-ПАО.

Для вимірювання деформацій можливого проковзування стальної арматури та композитної стрічкової арматури Sika CarboDur S-512 в торцях балки були встановлені індикатори годинникового типу ИЧ-10н. Всі прилади закріплювалися на спеціально розроблених тримачах в одному із визначених місцях поперечного перерізу балки (рис. 4.17).

Перед початком випробування кожного із зразків уточнювалися їх розміри, знімалися початкові відліки з приладів та записувалися у журнал проведення експериментальних випробувань. Прилади, які використовувалися в ході експериментальних досліджень, перед цим пройшли державну перевірку.

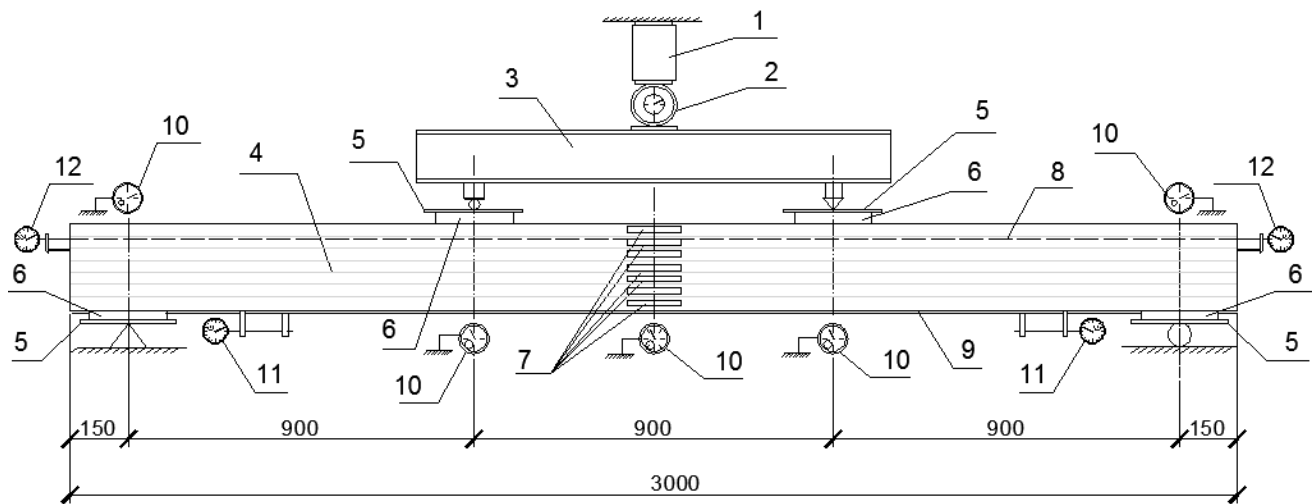


Рис. 4.17. Схема дослідної установки для випробування дерев'яних балок всіх типів на згин: 1) домкрат; 2) динамометр; 3) металева траверса; 4) досліджувана балка; 5) металева підкладка; 6) дерев'яна підкладка; 7) тензодатчики; 8) сталева арматура 2 Ø А500С; 9) композитна стрічкова арматура Sika CarboDur S-512; 10) прогиномір 6-ПАО; 11) індикатор ИЧ-10н; 12) індикатор ИЧ-10н

4.3. Методика експериментальних досліджень та випробування дослідних зразків

4.3.1. Випробування дослідних зразків призм з деревини

Випробування всіх зразків двох допоміжних серій призм з деревини проводилися на універсальній сервогідравлічній випробувальній машині СТМ-100. Випробування проводилося зразків деревини сосни першого сорту з середньою вологістю $W=10-12\%$ в опалюваному приміщенні за температури $18-20\text{ }^{\circ}\text{C}$. Вологість деревини контролювалась за допомогою вологоміра MD-814 [227] та результати вимірювань заносилися в журнал проведення досліджень. Також безпосередньо перед випробуваннями вимірювалися всі геометричні розміри призми з точність до 1 мм та заносилися в журнал проведення досліджень. Також перевірялася перпендикулярність площин зрізів дерев'яних призм.

Мета випробування допоміжних зразків:

1. Випробування допоміжних зразків з не менше трьох призм розмірами поперечного перерізу 30x30x120 мм з цільної деревини (PS-1...n) проводилося за дії жорсткого режиму прикладення короткочасного одноразового навантаження вздовж волокон, з метою визначення міцності та побудови усередненої діаграми деформування «напруження–деформації» [231, 233, 234].

2. Випробування допоміжних зразків в кількості не менше трьох призм розмірами поперечного перерізу 30x30x120 мм з клеєної деревини (PG-1...n) проводилося за дії жорсткого режиму прикладення короткочасного одноразового навантаження вздовж волокон, з метою визначення міцності та побудови усередненої повної діаграми деформування «напруження–деформації» [231, 232].

Швидкість деформування досліджуваних зразків призм з цільної та клеєної деревини була прийнята однаковою та становила 1,5 мм/хв. Процес випробування зразків призм з деревини сосни за повздовжнього стиску показано на рис. 4.18.



Рис.4.17. Процес випробування зразків призм з деревини сосни за повздовжнього стиску

4.3.2. Випробування сталевих арматурних зразків за розтягу

Для встановлення механічних властивостей сталеві арматури, що використовувалася в стиснутій зоні з пасивно армованим комбінованим армуванням та з попередньо напруженим комбінованим армуванням балок з деревини проведено експериментальні дослідження стержнів з допомогою універсальної розривної машини УММ-50 (рис.4.19).



Рис.4.19. Процес випробування арматурних зразків за розтягу

Випробовувалося по два арматурні стержні різних партій довжиною 400 мм кожного діаметру. Вимірювання відносних деформацій розтягу арматури при випробуванні на розрив проводилося за допомогою тензометра Гугенбергера. Процес випробування сталевих арматурних зразків за розтягу показано на рис.4.19. Процес прикладення одноразового короткочасного навантаження проводився безперервно від початку завантаження до руйнування з паралельною побудовою діаграми деформування арматурного сталевого стержня.

4.3.3. Випробування дослідних зразків балок з цільної та клеєної деревини

Після процесу виготовлення балок всіх дослідних зразків вони на протязі одного місяця знаходилися в приміщенні з контролем температури навколишнього середовища в межах 18...20⁰С та з вологістю повітря - 55-60 %. Процес випробувань починався зі встановлення балок з цільної чи клеєної деревини в установку, закріплення та підключення всіх приладів та зняття початкових показів. Безпосередньо перед проведенням експерименту вимірювалися температура навколишнього середовища та вологість повітря. Отримані дані заносили в журнал експериментальних досліджень. Перед навантаженням кожна з балок центрувалися, перевірялась робота всіх вимірювальних приладів. Центрування проводилось за допомогою рівня.

Навантаження прикладалось ступенями згідно [243] по 500-1000 Н за допомогою гідравлічного домкрата ДОСМ-5. Рівень прикладеного навантаження вимірювали за допомогою кільцевого динамометра встановленого між домкратом та траверсою, який попередньо був протарований. Після прикладання кожного наступного ступеня навантаження робилася витримка, яка становила до 5 хвилин для зняття відліків з індикаторів, прогиноміра та тензодатчиків. Дані заносилися в журнал випробувань. При досягненні понад 90 % від очікуваного руйнівного навантаження прилади знімалися для запобігання їх пошкодження у разі можливого швидкого руйнування дослідних зразків.

В процесі випробувань (рис. 4.20) проводилося візуальне спостереження за поведінкою балки під навантаженням та утворенням складок в стиснутій зоні та процесом проходження остаточного руйнування елемента.

Всі випробування балок з цільної та клеєної деревини проводилося за чотирьох точкового опираювання.

4.3.4. Випробування дослідних зразків балок з цільної та клеєної деревини з комбінованим пасивним та попередньо напруженим армуванням

Балки з цільної чи клеєної деревини з комбінованим пасивним армуванням після уточнення геометричних розмірів влаштовували в досліджувану установку, закріплювали і встановлювали необхідні прилади та приводили в робочий стан, це дозволило вимірювати прогини, деформування деревини та арматури, а також контролювати сумісну роботу сталевий та композитної арматури з деревиною.



Рис. 4.20. Експериментальне дослідження балки з клеєної деревини GB

Перед навантаженням балки центрувались, перевірялась робота всіх вимірювальних приладів. Центрування проводилось за допомогою рівня. Знімали початкові покази та записували у журнал проведення

експериментальних досліджень. Процес випробувань проводився аналогічно випробуванням балок з деревини без армування (рис.4.20). Завантаження (рис. 4.21) здійснювалось однократним короткочасним ступінчастим навантаженням ступенями в 10 % від очікуваного руйнівного навантаження згідно вимог [243, 231]. Після зростання на кожному ступені короткочасного навантаження робилася витримка яка становила до 5 хвилин для зняття відліків з індикаторів, прогиноміра та тензодатчиків і занесення результатів вимірювань в журнал експериментальних досліджень.



Рис. 4.21. Експериментальне дослідження балки з цільної деревини з пасивним комбінованим армуванням

При досягненні навантаження 90% від очікуваного руйнівного прилади знімалися для запобігання їх пошкодження у разі можливого руйнування дослідних зразків. Протягом усього часу випробувань проводилося візуальне

спостереження за поведінкою балки під навантаженням в цілому, за можливим утворенням складки в стиснутій зоні, проковзуванням сталеві арматури, відшарування чи відриву композитної стрічкової арматури Sika CarboDur S-512 та за процесом проходження остаточного руйнування елемента з деревини з пасивним комбінованим армуванням. В процесі всього періоду роботи балок від початку завантаження і до руйнування проводилася фотофіксація характеру поведінки та руйнування. Встановлювалася несуча здатність.

4.4. Обсяг випробувань

Програмою експериментальних досліджень було передбачено вивчення впливу комбінованого пасивного та попередньо напруженого армування балок з цільної та клеєної деревини на їх роботу за дії одноразових короткочасних одноразових навантажень, несучу здатність за першою групою граничних станів за нормальними поперечними перерізами та за другою групою граничних станів за прогинами.

Для досягнення поставленої мети в науково-дослідній лабораторії кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд Національного університету водного господарства та природокористування було виготовлено чотири серії зразків балок та серія допоміжних зразків призм з цільної та клеєної деревини.

Для визначення міцнісних та деформативних характеристик деревини було виготовлено допоміжні групи зразків: призми дерев'яні 30x30x120 мм, призми дощатоклеєні 30x30x120 мм.

Обсяг та мета дослідження зразків наведені в табл.4.1.

Обсяг експериментальних досліджень

№ серії	Вид зразків	Позначення та кількість зразків	Мета та предмет дослідження
Допоміжна серія			
Допоміжна серія	Призми з цільної деревини 30x30x120 мм в кількості 6 шт.	PS,	Визначення міцності, побудова діаграм деформування цільної деревини вздовж волокон та визначення критичних та граничних деформацій
	Призми з клеєної деревини 30x30x120 мм в кількості 6 шт.	PG	Визначення міцності, побудова діаграм деформування клеєної деревини вздовж волокон та визначення критичних та граничних деформацій
Основна серія			
Серія балок з цільної деревини	Балки з цільної деревини 100x150x3000 мм	SB	Робота цільнодерев'яних балок за одноразових навантажень
	Балки з цільної деревини з пасивним комбінованим армуванням 100x150x3000 мм	SRB-12 (2Ø12 A500C + Sika CarboDur S-512)	Робота цільнодерев'яних балок з пасивним комбінованим армуванням за дії одноразових навантажень
	Балки з цільної деревини з попередньо напруженим армуванням 100x150x3000 мм	SRB30 (Prst), SRB45 (Prst) (2Ø12 A500C + Sika CarboDur S-512)	Робота цільнодерев'яних балок з попередньо напруженим комбінованим армуванням за дії одноразових навантажень
Серія балок з клеєної деревини	Балки з клеєної деревини 100x150x3000 мм	GB-A, GB-B	Робота дерев'яних дощатоклеєних балок за дії одноразового статичного навантаження
	Балки з клеєної деревини з пасивним армуванням 100x150x3000 мм	GRB-12A, GRB-12B 2Ø12 A500C + Sika CarboDur S-512	Робота балок з клеєної деревини із пасивним комбінованим армуванням за дії одноразових навантажень
	Балки з клеєної деревини з попередньо напруженим армуванням 100x150x3000 мм	GRB-12 (Prst) (2Ø12 A500C + Sika CarboDur S-512)	Робота балок з клеєної деревини з попередньо напруженим комбінованим армуванням за дії одноразових навантажень

Для випробування допоміжних зразків були вибрані такі режими навантаження:

1. Випробування шести призм з цільної деревини (PS-1...6) за дії в жорсткому режимі короткочасного одноразового навантаження, з метою визначення міцності експериментальних зразків, побудови повної діаграми деформування деревини на стиск вздовж волокон та визначення критичних та граничних відносних деформацій на призмах з розмірами поперечного перерізу 30x30x120 мм.

2. Випробування шести призм з клеєної деревини (PG-1...6) за дії в жорсткому режимі короткочасного одноразового навантаження, з метою визначення міцності експериментальних зразків, побудови повної діаграми деформування деревини на стиск вздовж волокон та визначення критичних та граничних відносних деформацій на призмах з розмірами поперечного перерізу 30x30x120 мм.

4.5. Висновки до розділу 4

1. Наведено методику експериментально-теоретичних досліджень з визначення міцнісних та деформативних властивостей цільної та клеєної деревини за жорсткого прикладення одноразового короткочасного навантаження.

2. Розроблено методику, обґрунтовано та визначено обсяг експериментальних досліджень, що дало можливість при використанні відповідного устаткування дослідити напружено-деформований стан балок із цільної та клеєної деревини без армування та комбіновано армованих дерев'яних балок з пасивним та попередньо напруженим армуванням за дії одноразових короткочасних навантажень від початку завантаження і до руйнування.

3. Відповідно до розробленої методики виготовлені основні, у вигляді балок, та допоміжні дослідні зразки з деревини, у вигляді призм, із характерними міцнісними та деформативними властивостями.

4. Розроблено, описано та використано нові способи надання попереднього напруження балкам з деревини з комбінованим армуванням.

Матеріали розділу опубліковані в роботах [174, 176, 191, 193, 195, 196, 198, 221, 225, 226, 240, 244].

РОЗДІЛ 5

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ЕЛЕМЕНТІВ З ЦІЛЬНОЇ ДЕРЕВИНИ НА ПОПЕРЕЧНИЙ ЗГИН

5.1. Результати випробування цільної деревини на стиск вздовж волокон одноразовим короткочасним навантаженням та побудова діаграм деформування

Експериментальні випробування цільної деревини на стиск вздовж волокон одноразовим короткочасним навантаженням проводилися на сучасному випробувальному пресі СТМ-100 за жорсткого режиму випробувань (за приростом переміщень) згідно діючих стандартів [229-234, 243]. Максимальне навантаження, що може надати прес - 100 кН. Дане обладнання є автоматизованим та дозволяє експериментально досліджувати матеріали від початку завантаження зразків і до їх повного руйнування. Призми з цільної деревини випробовувалися осьовим стиском уздовж волокон за дії короткочасного навантаження. Швидкість деформування зразка була задана - 2 мм/хв. Загальна кількість досліджених зразків серії PS 6 шт (рис.4.18).

На основі проведеного експерименту були побудовані повні діаграми деформування «напруження σ_c – відносні деформації u_c » (рис.5.1) та встановлені основні механічні показники деревини сосни.

З проведеного експерименту (рис.5.1) встановлено критичні відносні деформації $u_{c,0,d}$ (верхня точка діаграми) та відповідні максимальні напруження $f_{c,0,d}$ всіх досліджуваних зразків сосни, а також залишкові відносні деформації $u_{c,fin}$ (табл.5.1).

Також визначено середні значення отриманих показників, зокрема середнє значення критичних деформацій склало $u_{c,0,d}=0,00342$; максимальних напружень $f_{c,0,d}=39,5$ МПа; залишкових відносних деформацій $u_{c,fin}=0,301$ (табл.5.1). За середніми значеннями побудовано діаграму деформування

«напруження σ_c – відносні деформації u_c » (рис.5.2). Проаналізуємо отримані діаграми та результати.

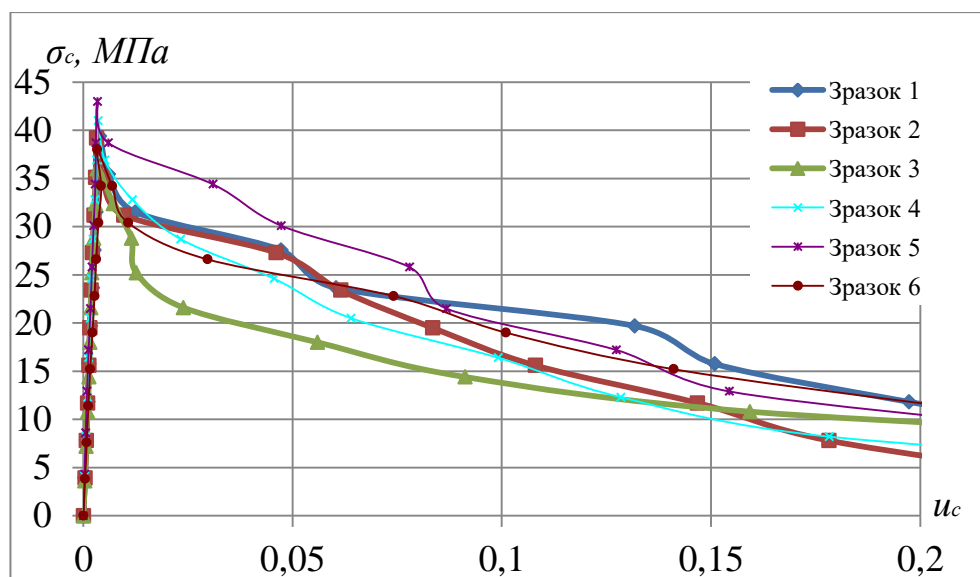


Рис. 5.1. Повні діаграми деформування «напруження σ_c - відносні деформації u_c » деревини сосни

Таблиця 5.1

Критичні деформації деревини сосни $u_{c,0,d}$ та їх відповідні максимальні напруження $f_{c,0,d}$

№ _{з/п}	Порода деревини	Номер зразка	Критичні відносні деформації, $u_{c,0,d}$	Максимальні напруження, $f_{c,0,d}$, МПа	Залишкові деформації, $u_{c,fin}$
1	Сосна	Зразок 1	0,00385	39,8	0,283
2	Сосна	Зразок 2	0,00356	39,4	0,239
3	Сосна	Зразок 3	0,00314	36,0	0,325
4	Сосна	Зразок 4	0,00328	41,0	0,316
5	Сосна	Зразок 5	0,00341	42,9	0,293
6	Сосна	Зразок 6	0,00327	38,1	0,347
	Сосна	Середнє значення	0,00342	39,5	0,301

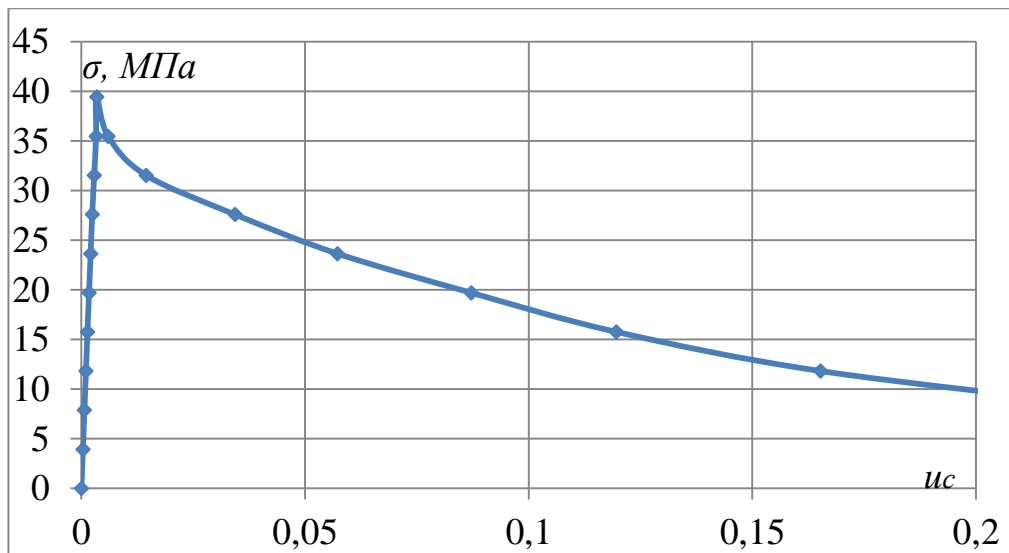


Рис. 5.2. Повна діаграма деформування «напруження σ_c - відносні деформації u_c » деревини сосни побудована за середніми значеннями

Отже, як видно з рис.5.1 та рис.5.2 діаграма складається з двох ділянок, тобто має висхідну та спадну вітки. Дані діаграми мають декілька характерних точок, які можливо визначити графоаналітичним способом – це критичні відносні деформації $u_{c,0,d}$ за відповідних максимальних напружень $f_{c,0,d}$, а також залишкові відносні деформації $u_{c,fin}$ за відповідних напружень $\sigma_{c,fin}$ (це крайні точки спадної вітки діаграми, при яких зразок повністю руйнується). Граничні відносні деформації деревини $u_{c,u}$ знаходяться на спадній вітці та відповідають відносним деформаціям згинального дерев'яного елемента, який має максимальне значення моменту. Класичне руйнування зразків призм з деревини показано на рис. 5.3. Опис діаграми деформування деревини сосни з урахуванням їх пружно-пластичної роботи проводимо за формулою (5.1).

$$\sigma_{c,d} = f_c(u) = \sum_{i=1}^4 w_i \frac{u_c^i}{u_{c,0,d}^{i-1}}, \quad (5.1)$$

де σ_c - нормальні напруження стиску вздовж волокон;

w_i - коефіцієнти функції;

u_c – відносна деформація, що відповідає напруженню σ_c ;

$u_{c,0,d}$ - деформація деревини, яка відповідає максимальній міцності $f_{c,0,d}$;

i - кількість коефіцієнтів функції.



Рис. 5.3. Класичний характер руйнування зразків призм з цільної деревини сосни за повздовжнього стиску

Використання функції у вигляді поліному четвертого степеня для опису деформування деревини вздовж волокон різних порід детально і всебічно обґрунтована в роботах [173, 218, 241, 245].

Граничні відносні деформації можливо визначити методиками, які наведені в роботах [4,12].

За використання таких повних механічних характеристик нам вдається встановити дійсний напружено-деформований стан в будь-якій точці нормального поперечного перерізу неармованих та армованих дерев'яних елементів, що працюють на поперечний згин та провести відповідні розрахунки.

Згідно отриманих даних за діаграмою деформування деревини були визначені коефіцієнти для функції (5.1), яка описує роботу деревини на центральний повздовжній стиск з критичною відносною деформацією $u_{c,0,d}=0,00342$. Також встановлені значення коефіцієнтів поліному четвертого степеня, які в подальшому необхідні для використання при моделюванні

роботи згинальних елементів з цільної деревини, що працюють на поперечний згин. Значення коефіцієнтів: $w_4 = 9033 \text{ МПа}$; $w_3 = -29694 \text{ МПа}$; $w_2 = 20354 \text{ МПа}$; $w_1 = 11857 \text{ МПа}$; $u_{c,0,d} = 0,00342$.

5.2. Результати експериментальних-теоретичних досліджень балок з цільної деревини

В результаті отриманих теоретичних даних по роботі дощатоклеєних балок, був встановлений позитивний вплив попереднього напруження на зменшення прогину згинального елемента та прийнято рішення по виготовленню і випробуванню серії дослідних балок, а саме, серії виготовленої з цільної деревини з чотирьох балок. Дві ці балки виготовлялися з комбінованим попереднім напруженням SRB (Prst), одна балка з пасивним комбінованим армуванням (контрольна) SRB та одна балка з цільної деревини без підсилення (контрольна) SB. Для встановлення фізико-механічних характеристик деревини було виготовлено та випробувано 6 призм серії PS з суцільної деревини, що використовувалася в балках, для отримання повних діаграм деформування деревини, а також для використання цих даних в розрахунках. Всі балки занесені до специфікації в табл. 4.1.

Для порівняння роботи балок з цільної деревини без армування та з пасивним комбінованим армуванням, а також з комбінованим попередньо напруженим армуванням було передбачено випробування дерев'яної балки без армування SB. В розрахунковому нормальному перерізі деревина при сприйнятті зовнішніх навантажень знаходиться в складному напруженому стані [247-253].

Попередньо встановлено, що всі шари деревини в розтягнутій зоні дерев'яної балки без армування практично працюють пружно, отже, напруження по висоті розтягнутої зони визначаємо за лінійним розподілом напружень.

$$\sigma_{t,d} = f_t(u) = E_0 \cdot u_t, \quad (5.2)$$

де $\sigma_{t,d}$ – нормальне напруження розтягу вздовж волокон;

E_0 – початковий модуль пружності деревини сосни;

$u_{t,d}$ – відносні деформації розтягу.

Апроксимована повна діаграма відносного деформування шарів деревини вздовж волокон по висоті нормального поперечного перерізу балки приймаємо за допомогою функції (5.1). Повна діаграма роботи цільної деревини по висоті нормального поперечного перерізу згинального елемента зображена на рис.5.4.

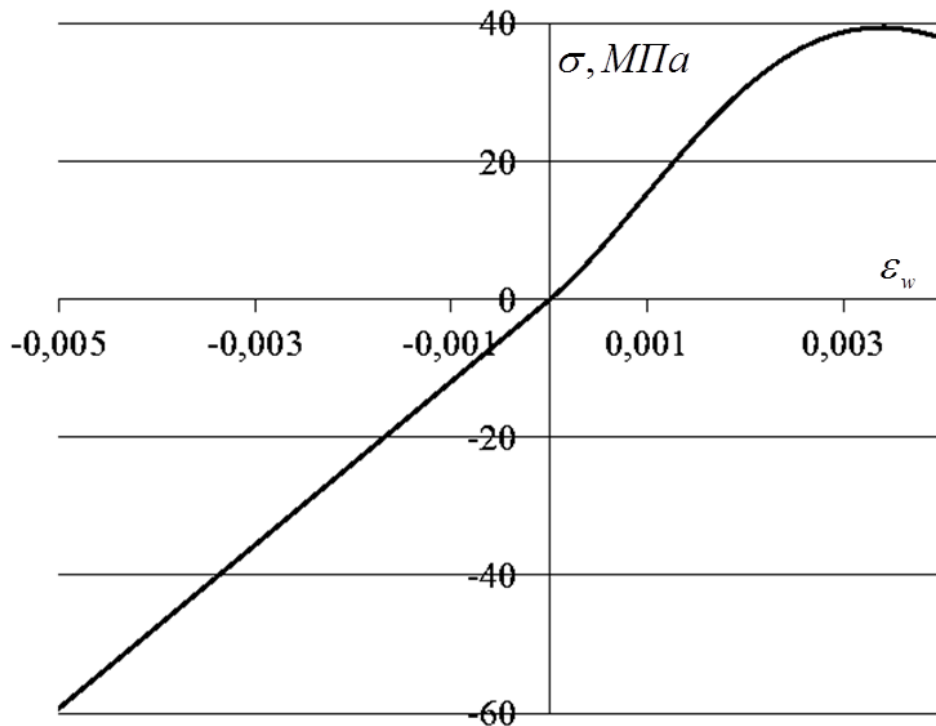


Рис.5.4. Діаграма деформування деревини на розтяг та стиск отримана за допомогою апроксимації даних на базі функцій (5.1) та (5.2)

Розрахункова схема, за якою випробовувалася балка приведена на рис.4.16, а схема досліджуваної установки для випробування дерев'яної балки на рис.4.17.

Попередньо було встановлено фізико-механічні характеристики цільної деревини, а також визначено геометричні характеристики досліджуваної балки.

Навантаження при експериментальних дослідженнях прикладалося ступенями в $0,1 F_{max}$ від прогнозованого максимального руйнівного з

витримкою в 5 хвилин на кожному з рівнів для зняття показів з приладів встановлених на балці з цільної деревини.

Використовуючи основні правила будівельної механіки, опору матеріалів та моделі роботи деревини теоретично було визначено напружено-деформований стан нормальних поперечних перерізів дерев'яної балки за різного значення кривини. Також визначались значення зусиль, які виникають в стиснутій та розтягнутій зоні деревини, згинальні моменти, що сприймаються деревиною, відносні деформації стиску та розтягу в крайніх волокнах. В результаті теоретичних розрахунків був отриманий графік «момент-кривина» для розрахункового нормального поперечного перерізу дерев'яної балки. Такий самий графік був отриманий шляхом експериментального випробування балки з цільної деревини SB при цьому кривина в перерізі розраховувалась за формулою (5.3).

$$\xi_i = \left(\frac{u_{c,exp,i} + u_{t,exp,i}}{h_w} \right), \quad (5.3)$$

де ξ_i – кривина згинального дерев'яного елемента в середині прольоту при i -ому завантаженні;

$u_{c,exp,i}, u_{t,exp,i}$ – відносні деформації на краю відповідно стиснутої та розтягнутої зони згинального дерев'яного елемента при i -ому завантаженні;

h_w – висота перерізу досліджуваної дерев'яної балки/

Порівняння графіків залежності моменту від кривини зображено на рис.5.5.

Прогини балок з цільної та клеєної деревини за дії одноразових короткочасних навантажень вимірювалися посередині прольоту елемента за допомогою двох прогиномірів 6ПАО, а переміщення на опорах за допомогою індикаторів годинникового типу ИЧ-10н. Прогин визначався за формулою

$$f = f_C - (f_A + f_B)/2, \quad (5.4)$$

де f_A – просідання балки на першій опорі А, мм;

f_B – просідання балки на опорі В, мм;

f_C – прогин посередині прольоту, мм.

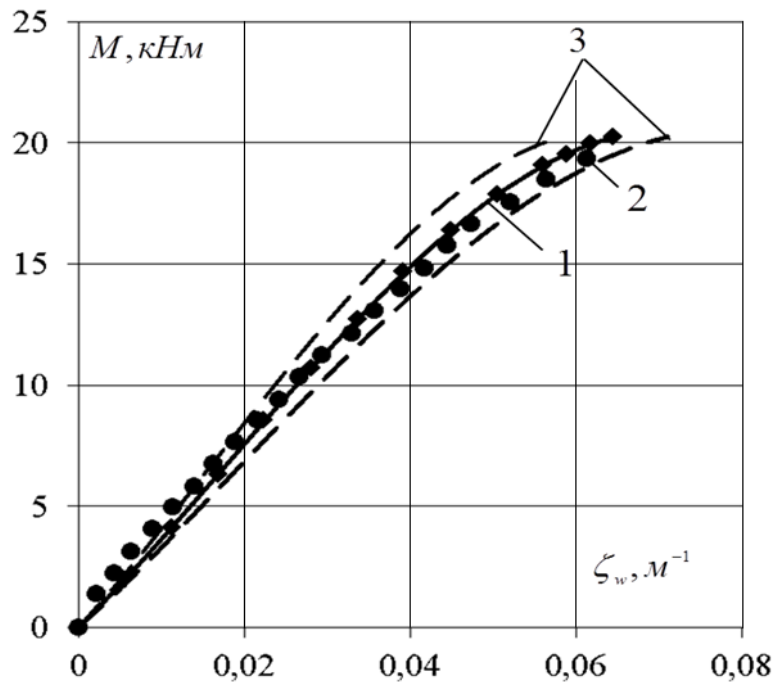


Рис. 5.5. Теоретичні (1) та експериментальні значення (2) кривини в залежності від прикладеного навантаження в розрахунковому найбільш напруженому поперечному перерізі неармованої балки SB з межами відхилення від -10% до +10% кривини (3) від теоретичного значення

В результаті випробування дерев'яної балки з цільної деревини SB було встановлено експериментальне значення несучої здатності балки за нормальними поперечними перерізами. Максимальне значення згинального моменту для балки склало $M_{\max, SB} = 19,35 \text{кН} / \text{м}$, при цьому кривина відповідно була $\xi_{\max, SB} = 0,06128 \text{м}^{-1}$. Теоретично отримане значення максимального згинального моменту балки за нормальними поперечними перерізами склало $M_{\max} = 20,25 \text{кН} / \text{м}$, при цьому критична кривина для поперечного перерізу становила $\xi_{\max} = 0,0645 \text{м}^{-1}$. Статистичний аналіз збіжності теоретичних та експериментальних даних кривини в залежності від прикладеного навантаження в розрахунковому найбільш напруженому поперечному перерізі неармованої балки SB проведений методом різниці найменших квадратів та

приведений в табл. 5.2 показав середнє значення відхилень в 9,65% з середнім квадратичним відхиленням $sd = 1,775 \cdot 10^{-3} \cdot м^{-1}$.

Таблиця 5.2

Статистичний аналіз збіжності теоретичних та експериментальних даних кривини балки SB в залежності від прикладеного навантаження

№ п/п	Згинальний момент, (кНм)	Кривина теоретична, $\xi_{теор}, (10^{-3} \cdot м^{-1})$	Кривина експерим., $\xi_{exp}, (10^{-3} \cdot м^{-1})$	Лінійне відхилення $x_i, (10^{-3} \cdot м^{-1})$	Квадратичне відхилення $(x_i - \bar{x})^2, (10^{-6} \cdot м^{-2})$	Середньо квадратичне відхилення sd для вибірки, $(10^{-3} \cdot м^{-1})$	Відхилення від теоретичного, (%)
1	2	5,64	3,74	1,90	3,54	1,775	33,59
2	4	10,88	8,84	2,04	4,10		18,71
3	6	15,99	14,36	1,63	2,61		10,17
4	8	21,09	19,92	1,17	1,34		5,54
5	10	26,27	25,69	0,58	0,33		2,21
6	12	31,66	32,36	-0,71	0,52		2,24
7	14	37,37	39,04	-1,66	2,80		4,45
8	16	43,66	45,26	-1,61	2,61		3,68
9	18	51,11	54,34	-3,23	10,50		6,32
Середні значення величин				0,0108	$\Sigma=28,35$		

Необхідно відзначити, що за малих початкових навантажень відхилення експериментальних значень від теоретичних більші за 10% через похибки вимірювань надзвичайно малих величин відносного деформування деревини. Внаслідок обробки експериментальних даних також були отримані значення експериментальних та теоретичних прогинів для балки SB. Графіки теоретичних та експериментальних прогинів для балки з цільної деревини зображені на рис.5.6.

Максимальне значення прогину для згинального елемента з цільної деревини встановлено за допомогою моделювання роботи згинального дерев'яного елемента склало $f_{\max} = 45,86\text{мм}$, при цьому максимальне значення, яке було визначено за допомогою прогиномірів склало $f_{\max,SB} = 37,8\text{мм}$ за рівня завантаження $M_{\max} = 17,55\text{кН/м}$. За цього рівня навантаження теоретичне значення прогину було $f_{17,55} = 36,55\text{мм}$. Відхилення отриманих експериментальних значень від теоретичного знаходяться в межах $\pm 10\%$ крім початкового етапу завантаження.

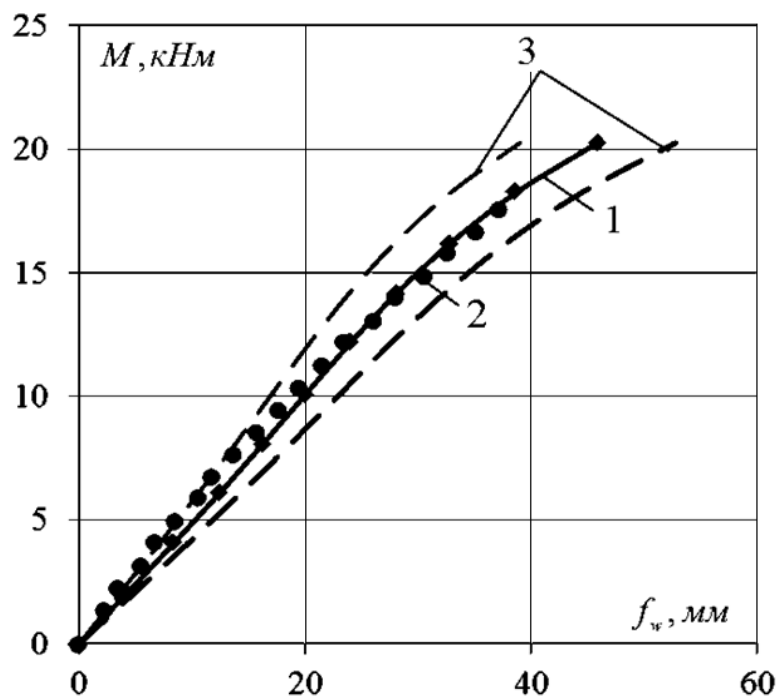


Рис. 5.6. Теоретичні (1) та експериментальні значення (2) прогинів в залежності від згинального моменту балки серії SB з межами відхилення від -10% до $+10\%$ (3) від теоретичного значення прогинів

Статистичний аналіз збіжності теоретичних та експериментальних даних зростання прогинів в залежності від прикладеного навантаження в розрахунковому найбільш напруженому поперечному перерізі неармованої балки з цільної деревини сосни SB проведений методом різниці найменших квадратів та приведений в табл. 5.3 показав квадратичне відхилення

експериментальних даних від теоретичних $sd = 1,035\text{мм}$ та середнім значенням відхилень в 10,5%. Дещо більші відхилення є за малих початкових навантажень через похибки, які виникають при вимірюванні надзвичайно малих величин відносного деформування деревини на цих етапах роботи балок з цільної деревини.

Таблиця 5.3

Статистичний аналіз збіжності теоретичних та експериментальних даних прогинів балки SB в залежності від прикладеного навантаження

№ п/п	Згинальний момент, (кНм)	Прогин теоретичний, $f_{теор}$, мм	Прогин експерим., f_{exp} , мм	Лінійне відхилення x_i , мм	Квадратичне відхилення $(x_i - \bar{x})^2$, мм ²	Середньо квадратичне відхилення sd для вибірки, мм	Відхилення від теоретичного, (%)
1	2	4,13	3,10	1,03	0,1402	1,035	24,80
2	4	8,25	6,55	1,70	1,0865		20,50
3	6	12,25	10,74	1,54	0,7973		12,60
4	8	16,10	14,43	1,67	1,0486		10,40
5	10	19,87	18,74	1,13	0,2287		5,70
6	12	23,67	23,05	0,62	1,6214		2,60
7	14	27,74	28,09	-0,35	1,0076		1,30
8	16	32,37	33,26	-0,89	2,3564		2,70
Середні значення величин				0,0108	$\Sigma=7,2867$		10,5

Руйнування експериментальної балки з цільної деревини SB, як видно з рис.5.7 пройшло класично, як для довгих згинальних елементів, за рахунок руйнування крайніх шарів деревини розтягнутої зони при сприйнятті граничних значень зовнішніх навантажень.

5.3. Деформування елемента з цільної деревини з пасивним комбінованим армуванням

Дослідженнями було передбачено випробування однієї балки SRB з цільної деревини з пасивним комбінованим армуванням, яка армувалася сталеввою арматурою у вигляді двох стержнів діаметром 12 мм класу А500С у стиснутій зоні та стрічкою Sika CarboDur S-512 товщиною 0,12 мм та шириною 5 см в розтягнутій зоні.



Рис. 5.7. Руйнування балки з цільної деревини SB пройшло за рахунок руйнування крайніх шарів деревини розтягнутої зони

Так само, як і балка без армування SB, ця балка стала контрольною для визначення ефекту попереднього-напруження. Балка випробовувалась на тому ж стенді, де випробовувалась балка без армування. Для визначення напружено-деформованого стану на різних рівнях завантаження визначались відносні деформації стиску та розтягу деревини, відносні деформації в арматурі та

вуглецевій стрічці, а також прогин балки. Визначення кривини в перерізі проводилось за формулою (5.3).

Врахування фізико-механічних властивостей деревини використовувались на основі діаграми деформування деревини рис. 5.4. Для врахування роботи арматури було досліджено арматурні зразки з того матеріалу, що і в армованій балці (рис. 5.8).

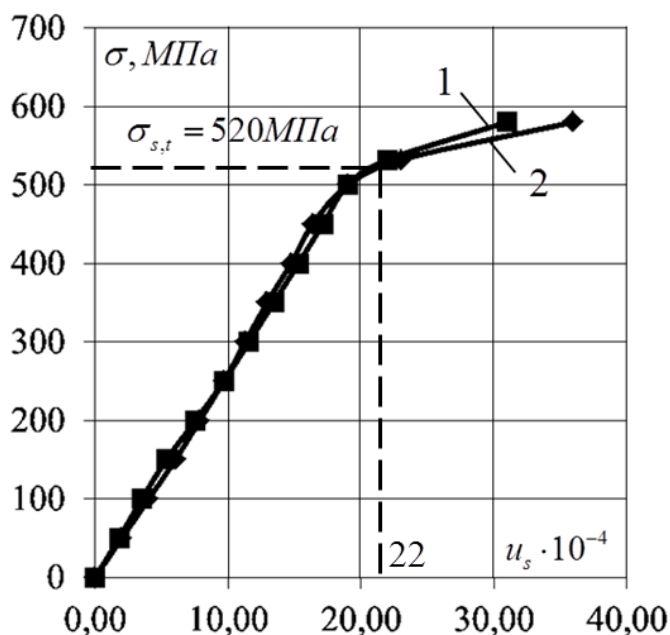


Рис. 5.8. Діаграми деформування сталеві арматури А 500

Було отримано модуль пружності, який склав $E_{s,c} = 19,8 \cdot 10^3 \text{ кН/см}^2$ та визначено межу текучості арматури $\sigma_{s,c} = 52,0 \text{ кН/см}^2$. Модуль пружності для розрахунку вуглецевої стрічки був використаний з фізико-механічних характеристик, які надав виробник, а саме $E_{c,t} = 16,5 \cdot 10^3 \text{ кН/см}^2$, за даними виробника міцність стрічки складає близько $\sigma_{s,c} = 310 \text{ кН/см}^2$.

За отриманими експериментальними даними було змодельовано роботу нормального поперечного перерізу в середині дерев'яної балки з пасивно комбінованим армуванням. Були визначено зміну напружено-деформованого стану в перерізі пасивно комбіновано армованої балки з цільної деревини і, як

результат, побудовано графік «момент-кривина» для такого перерізу (рис.5.9). Отриманий графік «момент-кривина» показано для найбільш завантаженого нормального поперечного перерізу, що знаходиться посередині прольоту дерев'яної досліджуваної балки.

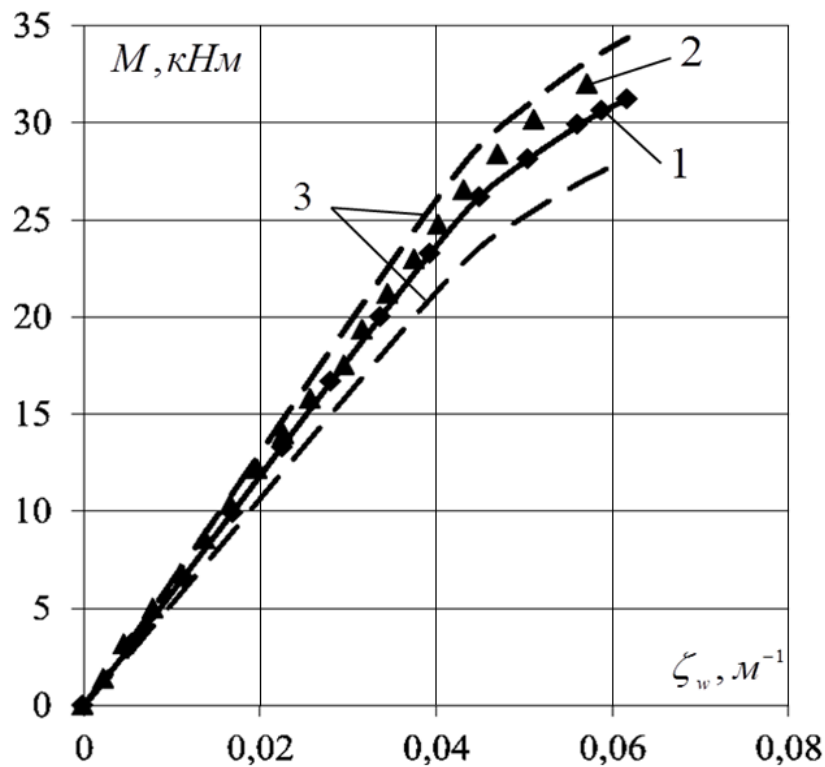


Рис. 5.9. Теоретичні (1) та експериментальні значення (2) кривини в залежності від прикладеного навантаження в середньому перерізі балки SBR (3 – межі відхилень від -10% до +10% від теоретичного значення моменту)

Експериментальне максимальне значення згинального моменту для пасивно комбіновано армованої балки SBR складає $M_{\max, SBR} = 31,95 \text{кН} / \text{м}$, при цьому кривина балки склала $\xi_{\max, SBR} = 0,0571 \text{м}^{-1}$. Також визначене, теоретичне значення максимального згинального моменту для балки SBR $M_{\max} = 31,26 \text{кН} / \text{м}$, при цьому критична кривина для поперечного перерізу становила $\xi_{\max} = 0,0617 \text{м}^{-1}$.

Статистичний аналіз збіжності теоретичних та експериментальних даних кривини в залежності від прикладеного навантаження в розрахунковому

найбільш напруженому поперечному перерізі неармованої балки SB проведений методом різниці найменших квадратів та наведений в табл.5.4, показав середнє значення відхилень в 5,54% з середнім квадратичним відхиленням $sd = 1,43 \cdot 10^{-3} \cdot м^{-1}$.

Таблиця 5.4

Статистичний аналіз збіжності теоретичних та експериментальних даних кривини балки SBR в залежності від прикладеного навантаження

№ п/п	Згинальний момент, (кНм)	Кривина теоретична, $\xi_{теор}, (10^{-3} \cdot м^{-1})$	Кривина експерим., $\xi_{експ}, (10^{-3} \cdot м^{-1})$	Лінійне відхилення $x_i, (10^{-3} \cdot м^{-1})$	Квадратичн е відхилення $(x_i - \bar{x})^2, (10^{-6} \cdot м^{-2})$	Середньо квадратичне відхилення sd для вибірки, $(10^{-3} \cdot м^{-1})$	Відхилення від теоретичного, (%)
1	2	3,47	3,06	0,41	1,048	1,430	11,91
2	4	6,91	6,14	0,77	0,436		11,11
3	6	10,28	9,66	0,62	0,664		6,06
4	8	13,62	12,89	0,73	0,496		5,38
5	10	16,95	16,21	0,74	0,488		4,36
6	12	20,27	19,41	0,86	0,340		4,22
7	14	23,59	22,72	0,87	0,319		3,70
8	16	26,93	26,24	0,69	0,567		2,54
9	18	30,29	29,98	0,31	1,287		1,00
10	20	33,66	32,69	0,97	0,213		2,90
11	22	37,10	35,90	1,20	0,054		3,25
12	24	40,68	39,03	1,65	0,046		4,06
13	26	44,50	42,24	2,26	0,686		5,09
14	28	50,04	46,34	3,70	5,109		7,39
15	30	56,60	50,82	5,78	18,818		10,20
Середні значення величин				1,43	$\Sigma=30,571$		5,54

Після обробки результатів експериментальних та теоретичних досліджень пасивно комбіновано армованої балки SBR отримані значення прогинів для пасивно комбіновано армованої балки SBR та показані на рис. 5.10.

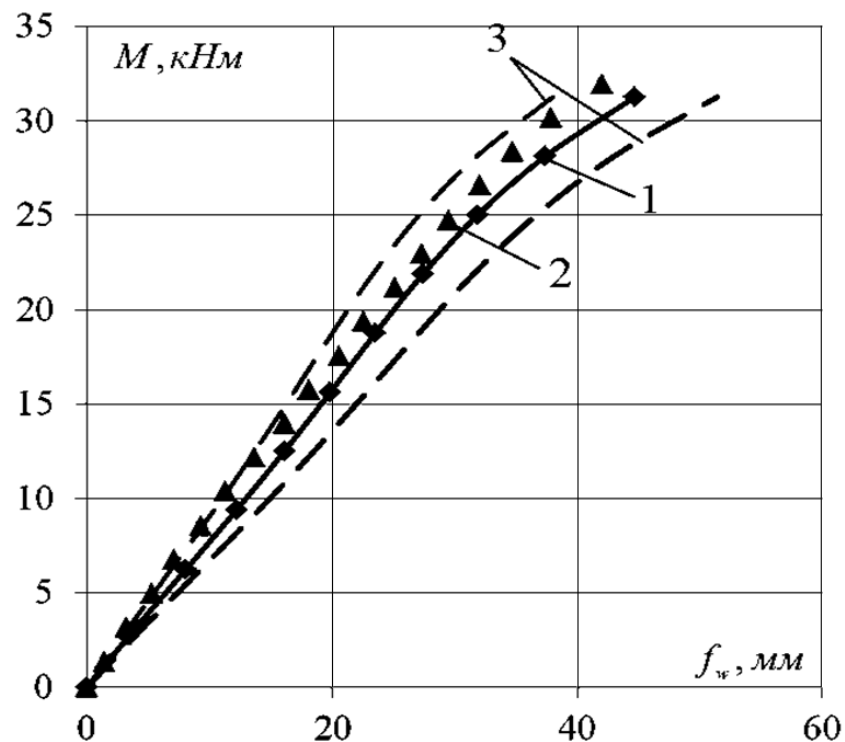


Рис. 5.10. Експериментальні (2) та теоретичні (1) значення прогинів в залежності від згинального моменту балки SBR з пасивним комбінованим армуванням з межами відхилень від -15% до $+15\%$ (3) від теоретичного значення згинального моменту

Максимальне теоретичне обчислене значення прогину для балки з пасивним комбінованим армуванням SBR складає $f_{\max} = 44,70\text{мм}$, а при цьому максимальне експериментальне значення, яке було визначено за допомогою прогиномірів становило $f_{\max,SB} = 41,98\text{мм}$. Отримані експериментальні дані знаходяться в межах $\pm 15\%$ відхилень від отриманого теоретичного спрогнозованого прогину.

Статистичний аналіз збіжності теоретичних та експериментальних даних зростання прогинів в залежності від прикладеного навантаження в розрахунковому найбільш напруженому поперечному перерізі неармованої

балки з цільної деревини сосни SB проведений методом різниці найменших квадратів та приведений в табл.5.5 показав середньо квадратичне відхилення експериментальних даних від теоретичних $sd = 0,832\text{мм}$ та з середнім значенням відхилень в 11,1%.

Таблиця 5.5

Статистичний аналіз збіжності теоретичних та експериментальних даних прогинів балки SBR в залежності від прикладеного навантаження

№ п/п	Згинальний момент, (кНм)	Прогин теоретичний, $f_{\text{теор}}$, мм	Прогин експерим., $f_{\text{експ}}$, мм	Лінійне відхилення x_i , мм	Квадратичне відхилення $(x_i - \bar{x})^2$, мм ²	Середньо квадратичне відхилення sd для вибірки, мм	Відхилення від теоретичного, (%)
1	2	2,51	2,08	0,43	2,059	0,832	17,13
2	4	5,08	4,19	0,89	0,951		17,51
3	6	7,73	6,33	1,40	0,216		18,11
4	8	10,36	8,61	1,75	0,013		16,89
5	10	12,95	10,91	2,04	0,031		15,75
6	12	15,46	13,47	1,99	0,016		12,87
7	14	17,88	16,12	1,76	0,011		9,84
8	16	20,27	18,46	1,81	0,003		8,93
9	18	22,63	21,05	1,58	0,081		6,98
10	20	25,06	23,46	1,60	0,070		6,38
11	22	27,57	26,16	1,41	0,207		5,11
12	24	30,42	28,57	1,85	0,001		6,08
13	26	33,62	31,28	2,34	0,225		6,96
14	28	37,17	34,20	2,97	1,221		7,99
15	30	41,76	37,60	4,16	5,267		9,99
Середні значення величин				1,865	$\Sigma=10,372$		11,10

Руйнування балки з цільної деревини SBR з пасивним комбінованим армуванням 2Ø12A500C + Sika CarboDur S-512 пройшло за рахунок сколювання деревини вздовж елемента по площині поблизу нейтральної лінії (рис.5.11).



Рис. 5.11. Руйнування балки з цільної деревини SBR з пасивним комбінованим армуванням 2Ø12 A500C + Sika CarboDur S-512

5.4. Результати експериментальних-теоретичних досліджень попередньо напружених комбіновано армованих балок з цільної деревини SBR(Prst)

5.4.1. Аналіз напружено-деформованого стану дерев'яних балок з комбінованим армуванням SBR(Prst) під час виконання попереднього напруження

В лабораторії кафедри промислового, цивільного будівництва Національного університету водного господарства та природокористування було вперше виготовлено попередньо напружений згинальний елемент з комбінованим армуванням балок з цільної деревини SBR(Prst).

Проведене попереднє напруження досліджуваних балок з комбінованим армуванням SBR(Prst) було здійснено шляхом надання вигину за допомогою прикладення зовнішніх зусиль. Для попереднього напруження використовувалась установка для випробування балок (рис.4.11). Тому прикладання зусилля при попередньому напруженні і при випробуванні співпадають. Для балок з цільної деревини SBR30(Prst) та SBR45(Prst) рівень попереднього напруження задавався від граничного моменту, що може сприйняти поперечний переріз досліджуваної балки без армування. Раніше було побудовано графік «момент-кривина» для такого перерізу, без врахування вирізів під арматуру, а саме в моделюванні роботи балки SB. В нашому випадку змодельовано роботу балки з цільної деревини з врахуванням вирізів під арматурні стержні. Для цього використаємо отримані значення фізико-механічних характеристик. Граничне значення моменту для балки без армування складає $M_{\max} = 19,98 \text{кН} / \text{м}$. Рівень попереднього напруження для створення вигину був прийнятий для балки з комбінованим армуванням SBR30(Prst) – $M_{\max} = 6,0 \text{кН} / \text{м}$, а для балки SBR45(Prst) становив $M_{\max} = 9,0 \text{кН} / \text{м}$, що в результаті складало 30% та 45% від максимального

значення, яке витримала дерев'яна балка без армування SB. Роботу нормальних поперечних перерізів можна зобразити за допомогою графіку «момент-кривина» (рис.5.12, рис.5.13).

На рис.5.12 зображено роботу перерізу з максимальним рівнем завантаження в 30% для балки SBR45(Prst). Роботу ж за початкового вигину з 45% максимального згинального моменту від несучої здатності балки з цільної деревини без армування SB для балки SBR45(Prst) приведено на рис. 5.13. На графіках «момент-кривина» також показано отримані результати експериментальних досліджень під час створення попереднього напруження, тобто отримані під час зняття зовнішнього навантаження, яке створювало вигин (рис. 5.12, рис. 5.13).

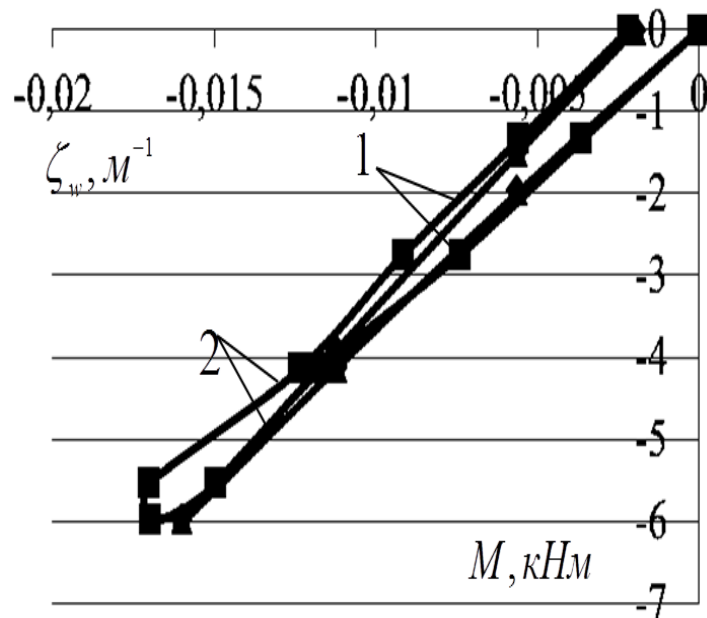


Рис. 5.12. Експериментальний (1) та теоретичний (2) графіки «момент-кривина» при завантаженні та розвантаженні балки SBR30(Prst)

Експериментальні дані пошарового деформування деревини по висоті нормального поперечного перерізу були отримані з тензодатчиків, які були встановлені по периметру перерізу елемента та за допомогою формули (5.3) приведені до кривини перерізу.

Було обчислено кривини в центральному перерізі, які виникали під час завантаження балок SBR30 та SBR45 при попередньому напруженні. Кривина балок SBR30 та SBR45 під час вклеювання стрічки склали: $\xi_{SBR30,Prst} = -0,0170\text{м}^{-1}$ та $\xi_{SBR45,Prst} = -0,0218\text{м}^{-1}$ - експериментальні значення та $\xi_{SBR30,Prst,t} = -0,0160\text{м}^{-1}$ та $\xi_{SBR45,Prst,t} = -0,0237\text{м}^{-1}$.

Як видно з рис.5.12 та рис.5.13, після вклеювання композитної вуглецевої стрічки проводилось розвантаження балки і розрахункова схема нормального поперечного перерізу змінилася на схемі роботи з додаванням вуглецевої стрічки. На перших 2-3 рівнях розвантаження балки присутні характерні для деревини зміни, що показують релаксацію деревини. На наступних рівнях розвантаження кривина стабілізується та виходить на прогнозований рівень.

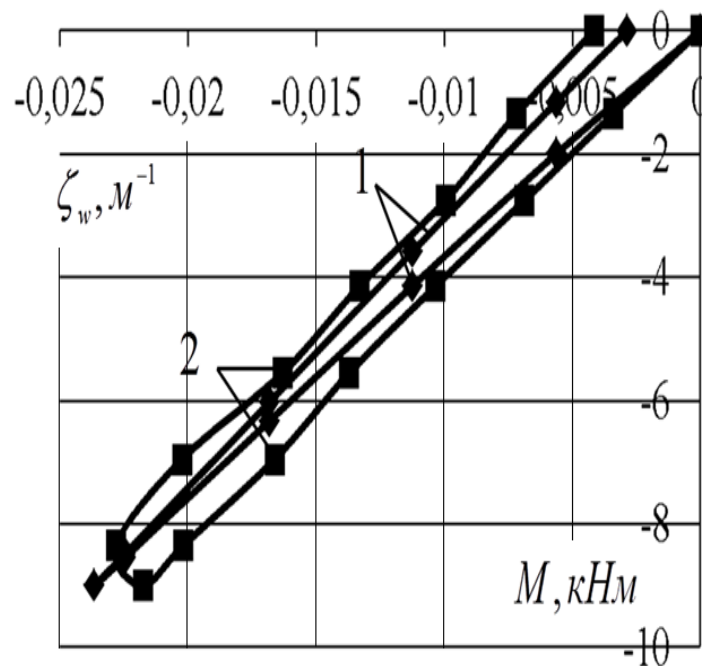


Рис. 5.13. Експериментальний (1) та теоретичний (2) графіки «момент-кривина» при завантаженні та розвантаженні балки SBR45(Prst)

В результаті доданої вклеєної композитної вуглецевої стрічки в нижню зону, після розвантаження залишається залишковий вигин, при якому зовнішнє зусилля дорівнює нулю. А залишкова кривина в балках SBR30(Prst) та

SBR45(Prst) дорівнює відповідно $\xi_{SBR30,0} = -0,0022\text{м}^{-1}$ та $\xi_{SBR45,0} = -0,0042\text{м}^{-1}$. Після цього в пази майбутньої стиснутої зони балок SBR30(Prst) та SBR45(Prst) було вклеєно по два арматурні стержні діаметром 12 мм класу А500С.

5.4.2. Аналіз напружено-деформованого стану балок із попередньо напруженим комбінованим армуванням SBR(Prst) під час завантаження однократним короткочасним навантаженням

Після приведення всіх робіт по створенню попереднього напруження в елементі з цільної деревини з комбінованим армуванням та після повної кристалізації клейових розчинів було проведено експериментальне випробування попередньо-напружених балок SBR30(Prst) та SBR45(Prst). Розрахункова схема балки - це балка вільно лежача на двох опорах і завантажена двома зосередженими силами (рис. 4.16). Навантаження при експериментальних дослідженнях прикладалися ступенями в $0,1 F_{max}$ від прогнозованого максимального руйнівного з витримкою в 5 хвилин на кожному з рівнів прикладання навантаження для зняття показів з приладів встановлених на попередньо напруженій комбіновано армованій балці з цільної деревини.

Результати експериментальних випробувань заносилися в журнал випробувань та після обробки частково показані на рис.5.14 для балки SDR30(Prst) та рис.5.15 для балки SBR45(Prst).

Було встановлено максимальну несучу здатність, що витримав нормальний поперечний переріз попередньо напруженої комбіновано армованої балки з цільної деревини SBR30(Prst) і вона склала $M_{max,SBR30} = 33,55\text{кН} / \text{м}$. Несуча здатність балки SBR45 за граничними станами першої групи була дещо нижчою та становила $M_{max,SBR45} = 27,95\text{кН} / \text{м}$.

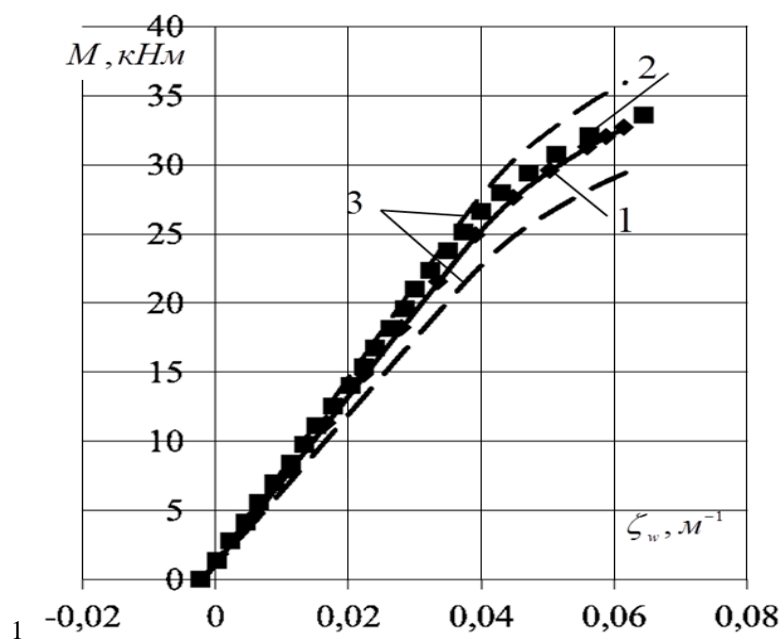


Рис. 5.14. Теоретичні (1) та експериментальні значення (2) кривини в залежності від прикладеного навантаження в середньому перерізі балки SBR30(Prst) з попередньо напруженим комбінованим армуванням з межами відхилень від -10% до +10% (3) від встановленого теоретичного значення згинального моменту

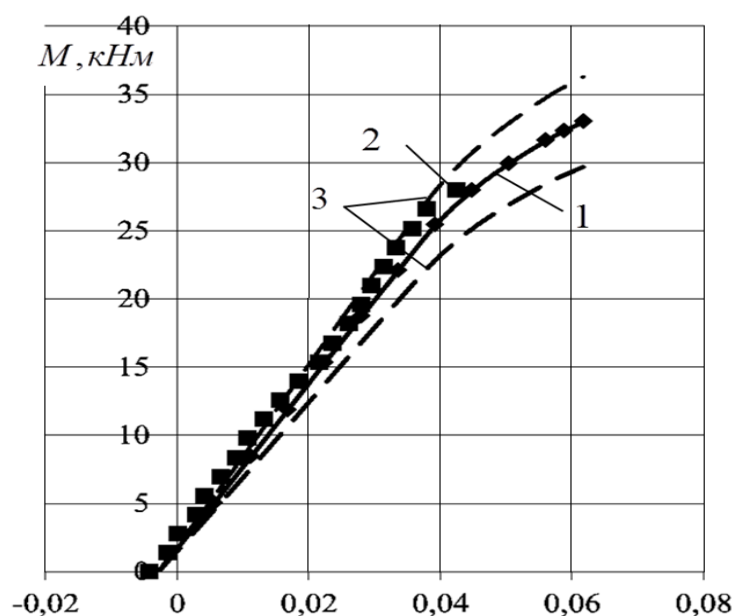


Рис. 5.15. Теоретичні (1) та експериментальні значення (2) кривини в залежності від прикладеного навантаження в середньому перерізі попередньо напруженої комбіновано армованої балки SBR45(Prst) (3 – межі розподілу експериментальних значень $\pm 10\%$)

Попередньо напружена балка з комбінованим армуванням з деревини, що була попередньо напружена до рівня завантаження 0,3 повністю зруйнувалася за розриву волокон деревини в розтягнутій зоні.

Руйнування другої балки проходило шляхом сколювання деревини вздовж волокон. Це вказує на те, що вплив дотичних напружень в попередньо напружених комбіновано армованих балках з цільної деревини є надзвичайно великим і тому, необхідно в подальшому розробити методику та встановлювати підсилення похилих перерізів таких елементів.

Максимальне значення кривини для попередньо напруженої комбіновано армованої балки SBR30(Prst) склало $\xi_{SBR30,max} = 0,0647 м^{-1}$, а це значення для попередньо напруженої комбіновано армованої балки SBR45(Prst) становило $\xi_{SBR45,max} = 0,0425 м^{-1}$.

Статистичний аналіз збіжності теоретичних та експериментальних даних кривини в залежності від прикладеного навантаження в розрахунковому найбільш напруженому поперечному перерізі попередньо напруженої комбіновано армованої балки SBR30(Prst) проведений методом різниці найменших квадратів та приведений в табл.5.6 показав середнє значення відхилень в 7,19% з середнім квадратичним відхиленням $sd = 0,889 \cdot 10^{-3} \cdot м^{-1}$.

Менше значення кривини комбіновано армованої балки SBR45(Prst) в граничному стані пов'язана з характером руйнування балок. Якщо ж порівняти з максимальними теоретичними значеннями кривини в граничному стані, то для балки SBR30(Prst) максимальна кривина $\xi_{SBR30,max,t} = 0,0617 м^{-1}$, що на 4,6% менше від експериментальної.

Порівняємо відповідну кривину, яка визначена за максимального навантаження попередньо напруженої комбіновано армованої балки SBR45(Prst) при випробуванні експериментально з теоретично кривою, що виникає при тому ж значенні зовнішнього навантаження $\xi_{SBR45,max,t} = 0,0446 м^{-1}$, то це значення є на 4,9% більше від експериментальної кривини.

Таблиця 5.6

Статистичний аналіз збіжності теоретичних та експериментальних даних кривини попередньо напруженої комбіновано армованої балки SBR30(Prst) в залежності від прикладеного навантаження

№ п/п	Згинальний момент, $(кНм)$	Кривина теоретична, $\xi_{теор}, (10^{-3} \cdot м^{-1})$	Кривина експерим., $\xi_{exp}, (10^{-3} \cdot м^{-1})$	Лінійне відхилення $x_i, (10^{-3} \cdot м^{-1})$	Квадратичн е відхилення $(x_i - \bar{x})^2, (10^{-6} \cdot м^{-2})$	Середньо квадратичне відхилення sd для вибірки, $(10^{-3} \cdot м^{-1})$	Відхилення від теоретичного, (%)
1	0	-2,012	-2,211	0,199	1,445	0,889	10,01
2	2	1,414	1,219	0,195	1,455		14,29
3	4	4,805	4,416	0,389	1,025		12,50
4	6	8,142	7,416	0,736	0,443		8,64
5	8	11,435	10,824	0,611	0,625		5,26
6	10	14,713	13,753	0,960	0,195		6,80
7	12	17,932	16,828	1,104	0,088		6,15
8	14	21,211	20,502	0,709	0,479		3,30
9	16	24,549	23,261	1,288	0,013		5,31
10	18	27,732	26,2153	1,579	0,032		5,51
11	20	31,104	29,120	1,984	0,340		6,43
12	22	34,40	31,90	2,50	1,312		7,27
13	24	37,801	35,447	2,354	0,907		6,35
14	26	39,522	37,112	2,410	1,017		6,08
15	28	46,034	43,288	2,746	1,807		5,87
16	30	51,901	49,291	2,610	1,460		5,20
Середні значення величин				1,413	$\Sigma=12,643$		7,19

З рис.5.15 видно, що розподіл експериментальних результатів від теоретичних складає не більше $\pm 10\%$, а це вказує на хорошу збіжність даної методики моделювання роботи деревини.

В результаті експериментальних досліджень встановлено, що на початковій стадії завантаження до 0,35 від граничного згинального моменту, експериментальні значення кривини лежать за межами розподілу в ± 10 , але це, неточності у вимірюваннях надзвичайно малих величин відносного деформування деревини в крайніх найбільш віддалених шарах за дії малих напружень.

Статистичний аналіз збіжності теоретичних та експериментальних даних кривини в залежності від прикладеного навантаження в розрахунковому найбільш напруженому поперечному перерізі попередньо напруженої комбіновано армованої балки SBR45(Prst) проведений методом різниці найменших квадратів та приведений в табл.5.7 показав середнє значення відхилень в 16,09% з середнім квадратичним відхиленням $sd = 0,935 \cdot 10^{-3} \cdot m^{-1}$.

Повні діаграми «момент-кривина» за весь період роботи від створення попереднього напруження у вигляді вигину і до руйнування попередньо напружених комбіновано армованих балок з цільної деревини SBR30(Prst) та SBR45(Prst) представлено на рис.5.16.

В результаті отриманих діаграм можна зробити висновок, що збільшення рівня попереднього напруження комбіновано армованої балки з цільної деревини позитивно впливає на її роботу, зменшуючи її кривину нейтральної лінії, а цим самим підвищує несучу здатність елемента за другою групою граничних станів.

Так як, від кривини нейтральної лінії згинального елемента і залежить прогин, то внаслідок попереднього напруження можемо спостерігати зменшення його на початковому етапі роботи балок з цільної деревини SBR30(Prst) та SBR45(Prst), а отже збільшення несучої здатності згинальних елементів за другою групою граничних станів.

Таблиця 5.7

Статистичний аналіз збіжності теоретичних та експериментальних даних кривини попередньо напруженої комбіновано армованої балки SBR45(Prst) в залежності від прикладеного навантаження

№ п/п	Згинальний момент, (кНм)	Кривина теоретична, $\xi_{теор}, (10^{-3} \cdot м^{-1})$	Кривина експерим., $\xi_{exp}, (10^{-3} \cdot м^{-1})$	Лінійне відхилення $x_i, (10^{-3} \cdot м^{-1})$	Квадратичне відхилення $(x_i - \bar{x})^2, (10^{-6} \cdot м^{-2})$	Середньо квадратичне відхилення sd для вибірки, $(10^{-3} \cdot м^{-1})$	Відхилення від теоретичного, (%)
1	0	-2,834	-3,622	0,788	1,021	0,935	27,53
2	2	0,474	0,667	-0,193	3,967		38,02
3	4	3,905	2,652	1,253	0,297		32,35
4	6	7,209	5,013	2,196	0,158		30,47
5	8	10,497	8,491	2,006	0,043		19,09
6	10	13,813	11,216	2,597	0,639		18,85
7	12	17,005	14,750	2,255	0,209		13,23
8	14	20,343	18,745	1,598	0,040		7,87
9	16	23,578	22,547	1,031	0,588		4,38
10	18	26,812	25,798	1,014	0,515		3,78
11	20	30,097	28,457	1,640	0,025		5,44
12	22	33,488	31,017	2,471	0,452		7,38
13	24	36,871	33,741	3,130	1,774		8,49
14	26	40,566	37,177	3,389	2,529		8,36
Середні значення величин				1,413	$\Sigma=12,257$		16,09

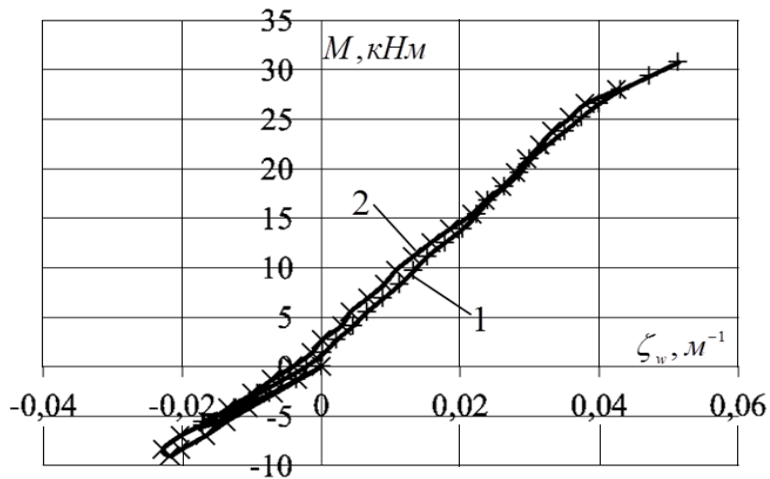


Рис. 5.16. Порівняння повних діаграм «момент-кривина» для попередньо напружених комбіновано армованих балок з цільної деревини SBR30(Prst) (1) та SBR45(Prst) (2)

Прогини попередньо напружених комбіновано армованих балок з цільної деревини SBR30(Prst) та SBR45(Prst) в момент руйнування також мають бути рівними. Для підтвердження методики моделювання проведемо аналіз експериментальних даних, які отримані шляхом вимірювання прогинів балок.

Теоретично змодельована діаграма «момент-прогин» роботи попередньо напруженої комбіновано армованих балки з цільної деревини SBR30(Prst) при сприйнятті зовнішнього навантаження показана на рис.5.17.

В результаті випробування був встановлений максимальний прогин для досліджуваної комбіновано армованої попередньо-напруженої балки SBR30(Prst). Дане значення в передруйнівному стані балки досягло рівня $f_{\max, SBR30} = 41,12 \text{ мм}$.

За змодельованими теоретичними розрахунками максимальний прогин мав бути $f_{\max, SBR30,t} = 43,43 \text{ мм}$. Відхилення експериментального прогину від теоретичного становить 6,64%. З графіку (рис. 5.17) видно, що під час всього часу роботи балки SBR30(Prst) розподіл експериментальних результатів від теоретичних складає не більше $\pm 10\%$, а це вказує на хорошу збіжність даної методики моделювання роботи деревини.

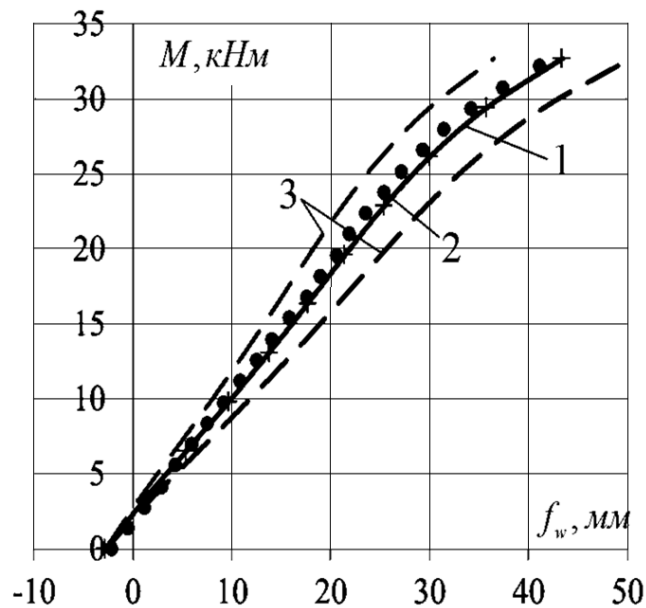


Рис. 5.17. Теоретичні (1) та експериментальні значення (2) прогинів в залежності від згинального моменту, що діє в середині балки SBR30(Prst) (3 – межі заданого розподілу експериментальних значень $\pm 15\%$ від теоретичних значень)

Якщо експериментальні дані мають розбіжність з теоретичними на високих рівнях завантаження знаходяться в межах $\pm 15\%$, то експериментальні значення прогину на середніх рівнях навантаження мають розбіжність всього до $\pm 8\%$. Проте на низьких виходять за межі 15% порогу, це обумовлене точністю вимірювань приладів малих величин відносного деформування за дії малих напружень в поперечному перерізі елемента з деревини. Загалом експериментальна та теоретична діаграма зростання прогинів від зростання зовнішнього навантаження співпадають.

Статистичний аналіз збіжності теоретичних та експериментальних даних зростання прогинів в залежності від прикладеного навантаження в розрахунковому найбільш напруженому поперечному перерізі попередньо напруженої комбіновано армованої балки з цільної деревини сосни SBR30(Prst) проведений методом різниці найменших квадратів та приведений в табл.5.8 показав квадратичне відхилення експериментальних даних від теоретичних

$sd = 0,708\text{мм}$ та середнім значенням відхилень в 12,24% за рахунок впливу великих відхилень на початковій стадії завантаження.

Таблиця 5.8

Статистичний аналіз збіжності теоретичних та експериментальних даних прогинів балки SBR30(Prst) в залежності від прикладеного навантаження

№ п/п	Згинальний момент, (кНм)	Прогин теоретичний, $f_{теор}$, мм	Прогин експерим., f_{exp} , мм	Лінійне відхилення x_i , мм	Квадратичне відхилення $(x_i - \bar{x})^2$, мм ²	Середньо квадратичне відхилення sd для вибірки, мм	Відхилення від теоретичного, (%)
1	0	-2,769	-2,12	-0,649	1,375	0,708	23,44
2	2	-0,361	-0,04	-0,321	0,824		88,91
3	4	2,120	2,75	-0,630	1,481		29,71
4	6	4,720	4,87	-0,150	0,543		3,17
5	8	7,332	7,13	0,202	0,148		2,76
6	10	9,931	9,53	0,401	0,035		4,04
7	12	12,431	11,88	0,551	0,001		4,43
8	14	14,873	14,15	0,723	0,021		4,86
9	16	17,253	16,63	0,623	0,001		3,61
10	18	19,584	18,83	0,754	0,028		3,85
11	20	21,929	21,04	0,889	0,091		4,05
12	22	24,371	23,17	1,201	0,377		4,93
13	24	27,004	25,70	1,304	0,514		4,83
14	26	29,814	28,47	1,344	0,573		4,51
15	28	33,279	31,54	1,739	1,327		5,23
16	30	37,130	35,72	1,410	0,677		3,80
Середні значення величин				0,587	$\Sigma=8,016$		12,24

Проведемо також аналіз розвитку прогинів за зростання навантаження для попередньо напруженої комбіновано армованої балки з цільної деревини SBR45(Prst), що попередньо навантажувалась до 0,45 від максимальної несучої здатності дерев'яної балки з цільної деревини без армування, діаграми яких показано на рис.5.18 .

Аналізуючи діаграми розбіжностей між експериментальними та теоретичними значеннями рис.5.16 можна говорити про те, що в основному ця розбіжність складає не більше 3-4%.

Проте максимальне значення прогину, для балки з цільної деревини з попередньо напруженим комбінованим армуванням SBR45(Prst) встановлене через руйнування її сколюванням від дії дотичних напружень, що виникли в балці від дії зовнішніх навантажень. Проте можна провести порівняння максимальних граничних моментів за другою групою граничних станів, за яких виникають граничні прогини, що для даних балок з розрахунковим прольотом в 270см складає $f_{fin} = 18\text{мм}$.

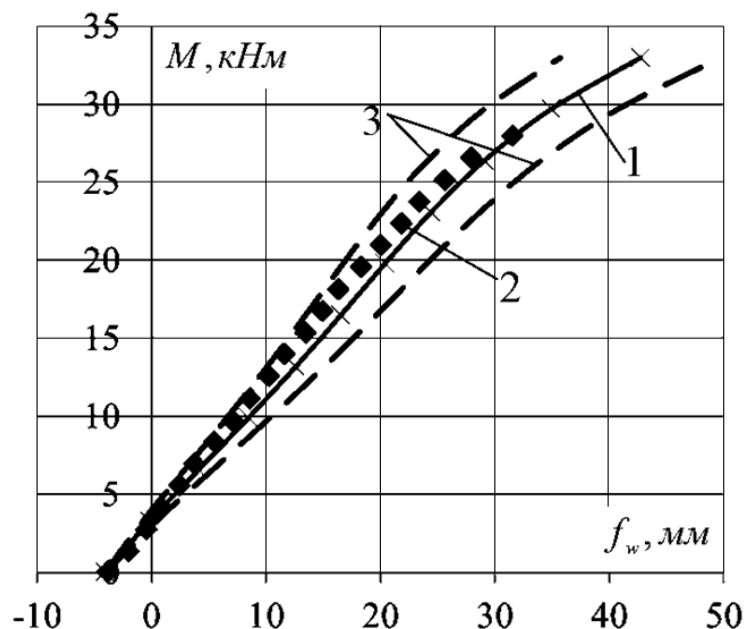


Рис. 5.18. Відхилення експериментальних значень прогинів, що виникли при роботі попередньо напруженої комбіновано армованої балки з цільної деревини SBR45(Prst) (2) від кривої (1) теоретичних значень обчисленої за пропозиціями автора зі заданим розподілом $\pm 15\%$ (3)

Статистичний аналіз збіжності теоретичних та експериментальних даних зростання прогинів в залежності від прикладеного навантаження в розрахунковому найбільш напруженому поперечному перерізі попередньо напруженої комбіновано армованої балки з цільної деревини сосни SBR30(Prst) проведений методом різниці найменших квадратів та приведений в табл.5.9 показав квадратичне відхилення експериментальних даних від теоретичних $sd = 0,817\text{мм}$ та середнім значенням відхилень в 11,09%.

Діаграми зростання прогинів від зростання моментів для балок з цільної деревини неармованої – SB, з цільної деревини пасивно комбіновано армованої – SBR, попередньо напруженої комбіновано армованої з цільної деревини - SBR30(Prst) та попередньо напруженої комбіновано армованої з цільної деревини - SBR45(Prst) наведені на рис.5.19.

В результаті дослідження було встановлено, що граничний момент за другою групою граничного стану, який визначається за граничного прогину елемента в досліджуваній балці з цільної деревини збільшується з додаванням армування в стиснуту та розтягнуту зону. Також було встановлено, що створення попереднього напруження в композитній арматурі розтягнутої зони також збільшує граничний момент для граничних прогинів балки. Зі збільшенням попереднього вигину, що виникає за збільшення попереднього напруження, також ще збільшує граничний момент по другій групі граничних станів. Ефект від збільшення попереднього напруження є значним, але не можна перевищувати при спробі створення попереднього напруження у вуглецевій стрічці Sika CarboDur S-512 експлуатаційних рівнів роботи згинального елемента з цільної деревини без армування.

Таблиця 5.9

Статистичний аналіз збіжності теоретичних та експериментальних даних прогинів балки SBR45(Prst) в залежності від прикладеного навантаження

№ п/п	Згинальний момент, (кНм)	Прогин теоретичний, f_{teor} , мм	Прогин експерим., f_{exp} , мм	Лінійне відхилення x_i , мм	Квадратичне відхилення $(x_i - \bar{x})^2$, мм ²	Середньо квадратичне відхилення sd для вибірки, мм	Відхилення від теоретичного, (%)
1	0	-4,056	-3,78	-0,276	1,938	0,817	6,08
2	2	-1,693	-1,23	-0,463	2,493		27,34
3	4	0,753	0,76	-0,007	1,261		0,92
4	6	3,357	2,91	0,447	0,408		14,21
5	8	5,969	5,04	0,929	0,035		15,56
6	10	8,591	7,33	1,261	0,021		14,68
7	12	11,106	9,62	1,486	0,137		13,38
8	14	13,580	11,73	1,850	0,539		13,62
9	16	15,969	14,17	1,799	0,466		11,27
10	18	18,415	16,33	2,085	0,938		11,32
11	20	20,388	18,91	1,478	0,131		7,25
12	22	23,102	21,43	1,672	0,309		7,24
13	24	25,709	23,85	1,859	0,552		7,23
14	26	28,525	27,05	1,475	0,129		5,17
Середні значення величин				1,116	$\Sigma=9,357$		11,09

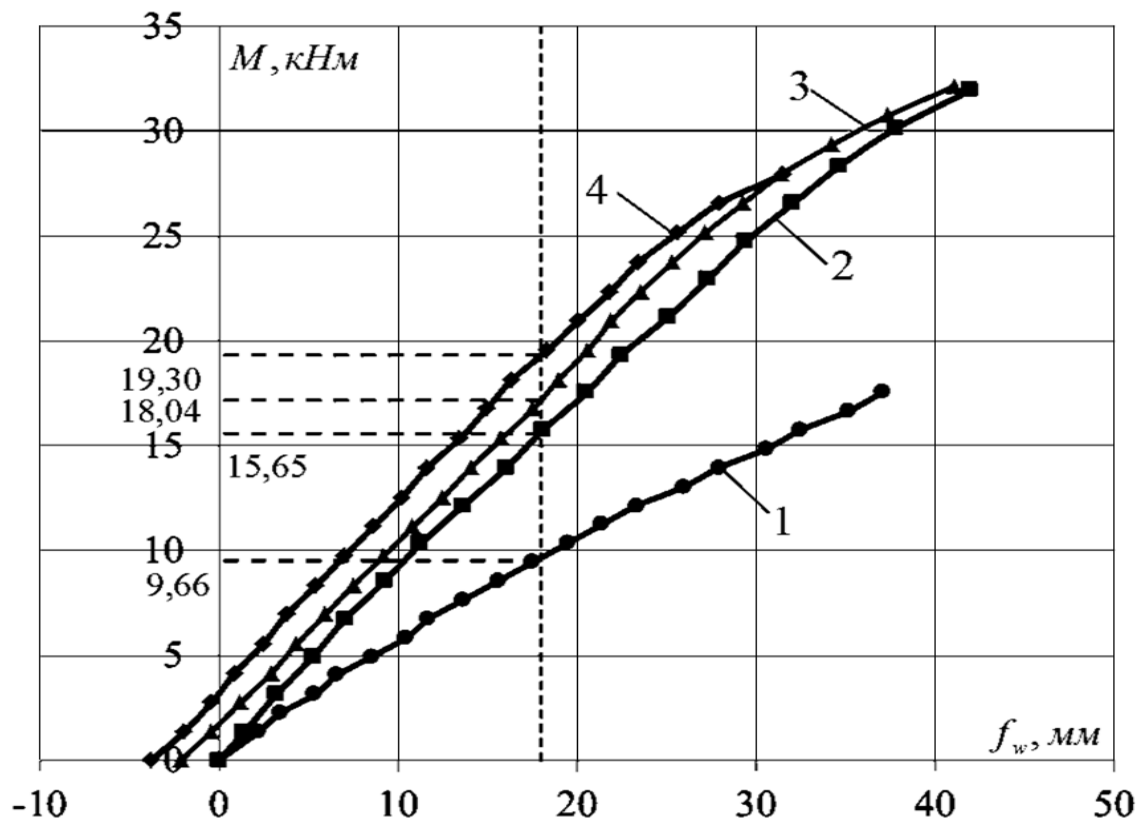


Рис. 5.19. Діаграми зростання прогинів від зростання моментів для балок з цільної деревини з графічним встановленням граничного прогину для: 1 – SB; 2 – SBR; 3 - SBR30(Prst); 4 - SBR45(Prst)

Порівняння основних результатів лабораторних експериментальних випробувань неармованих, пасивно комбіновано армованих та попередньо напружених комбіновано армованих балок з цільної деревини за граничними прогинами занесені до табл. 5.10.

Пасивне комбіноване армування в стиснутій зоні двома стержнями сталеві арматури діаметром 12мм класу А500С та вуглецевою стрічкою Sika CarboDur S-512 балок з цільної деревини збільшило несучу здатність за другою групою граничних станів в 1,62 рази. Попереднє напруження композитної стрічкової арматури Sika CarboDur S-512 комбіновано армованих балок з цільної деревини збільшує несучу здатність за другою групою граничних станів в залежності від рівня вигину 1,86 – 1,97 рази.

Зростання несучої здатності балок з цільної деревини за другою групою граничних станів внаслідок різних видів армування

№ п/п	Позначення	Армування	К-сть зразків	Граничний момент, (кНм)	Відсоток зростання, %
1	SB	неармована	1	9,66	-
2	SBR	2Ø12 A500C + Sika CarboDur S-512 5см	1	15,65	62
3	SBR30(Prst)	2Ø12 A500C + Sika CarboDur S-512 5см (Рівень попереднього напруження 0,3)	1	18,04	86
	SBR45(Prst)	2Ø12 A500C + Sika CarboDur S-512 5см (Рівень попереднього напруження 0,45)	1	19,03	97

Руйнування балок з цільної деревини SBR30(Prst) з попередньо напруженим комбінованим армуванням 2Ø12 A500C + Sika CarboDur S-512 проходило за рахунок сколювання деревини вздовж елемента по площині поблизу нейтральної лінії (рис.5.20 та рис.5.21).

5.5. Робота вуглецевої стрічки в армованій балці з цільної деревини з початковим пасивним та попередньо напруженим станом

5.5.1. Результати встановлення фізико-механічних характеристик композитної стрічки на основі вуглецевих волокон Sika CarboDur S-512

Так як, нами було обрано армування розтягнутої зони балок з цільної та клеєної деревини композитною вуглецевою стрічкою Sika CarboDur S-512 то необхідно було встановити основні механічні характеристики матеріалу. Для цього були використані результати експериментальних досліджень проведених

в роботі [243] по випробуванню композитної стрічки Sika CarboDur S-512, яка була виготовлена на основі вуглецевих волокон.



Рис. 5.20. Руйнування балки з цільної деревини SBR30(Prst) за рахунок сколювання частини деревини разом з арматурою



Рис. 5.21. Руйнування балки з цільної деревини SBR45(Prst) за рахунок сколювання деревини по площині вздовж елемента поблизу нейтральної лінії

Результати експериментальних випробувань показано на рис.5.22. А в результаті експериментальних випробувань приведених в роботі [242] було підтверджено основні механічні характеристики матеріалу, які заявляє виробник.

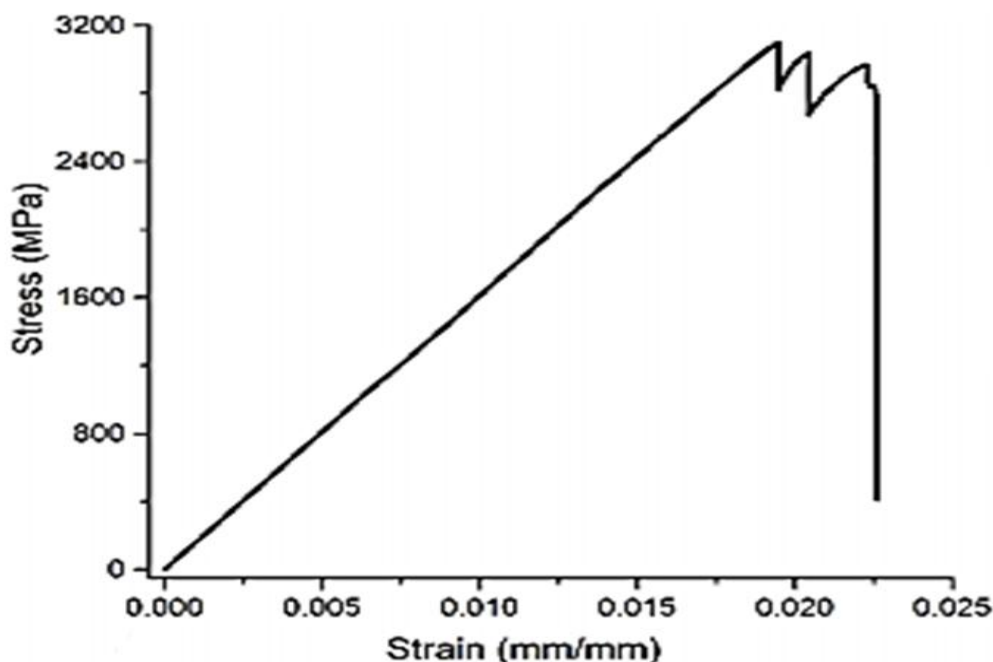


Рис. 5.22. Діаграма деформування композитної вуглецевої стрічки Sika CarboDur S-512

Отже, міцність на розрив вуглецевої стрічки Sika CarboDur S-512 становить 3100 МПа, а модуль пружності – 165000 МПа. Такі механічні характеристики вуглецевої стрічки Sika CarboDur S-512 і використовувалися в розрахунках пасивно та попередньо напружених комбіновано армованих згинальних елементів з цільної та клеєної деревини цій роботі.

5.5.2. Робота вуглецевої стрічки в поперечному перерізі армованої балки з цільної деревини з початковим пасивним та попередньо напруженим станом

Як уже раніше зазначалось, комбіноване армування дерев'яних балок SBR позитивно впливає на збільшення граничних згинальних моментів, як за

першою, так і за другою групою граничних станів. Так само і попереднє напруження композитної вуглецевої стрічки Sika CarboDur S-512 збільшує в згинальних елементах SBR30(Prst, SBR45(Prst) граничний згинальний момент. Це відбувається за рахунок створеного вигину згинального елемента за створеного попереднього напруження композитної вуглецевої стрічки Sika CarboDur S-512. За рахунок цього, композитна вуглецева стрічка до початку сприйняття зовнішнього навантаження уже була включена в роботу нормального поперечного перерізу попереднім напруженням, як і деревина балки. Арматура стиснутої зони у вигляді двох сталевих стержнів діаметром 12мм класу А500 включається в роботу лише зі сприйняттям дії зовнішнього навантаження. Так як, в сталевій арматурі класу А500 є обмеження у використанні за невеликих відносних деформацій до площадки текучості арматури $u_{s,exp} = 26,2 \cdot 10^{-4}$ і попереднє напруження стиску небажане. То для вуглецевої арматури з великим значенням граничних відносних деформацій збільшення діапазону її роботи надає конструкції максимального ефекту. За показами тензодатчиків, які були попередньо наклеєні на композитну вуглецеву стрічку Sika CarboDur S-512, і які вимірювали відносні деформації розтягу, побудовано діаграми зміни відносних деформацій за зміни дії зовнішнього навантаження. Діаграми деформування композитної вуглецевої стрічки Sika CarboDur S-512 в комбіновано армованих балках з цільної деревини зображено на рис.5.23.

З діаграм деформування (рис.5.23) видно, що діапазон роботи композитної вуглецевої стрічки Sika CarboDur S-512 в складі поперечного перерізу балок з цільної деревини SBR30(Prst) та SBR45(Prst) збільшується. На початку завантаження зовнішнім навантаженням внаслідок попереднього напруження комбіновано армованої балки SBR30(Prst) відносні деформації сягають $u_{cs,SBR30,0} = 9,2 \cdot 10^{-4}$. Для балки SBR45(Prst) на стадії початку завантаження відносні деформації мають значення $u_{cs,SBR45,0} = 11,3 \cdot 10^{-4}$. Максимальні ж виміряні відносні деформації розтягу в передруйнівному стані, що вдалося

зафіксувати в стрічці для балок з цільної деревини SBR, SBR30(Prst) та SBR45(Prst) відповідно були рівні $u_{cs,SBR,max} = 46,1 \cdot 10^{-4}$, $u_{cs,SBR30,max} = 53,5 \cdot 10^{-4}$ та $u_{cs,SBR45,max} = 51,8 \cdot 10^{-4}$.

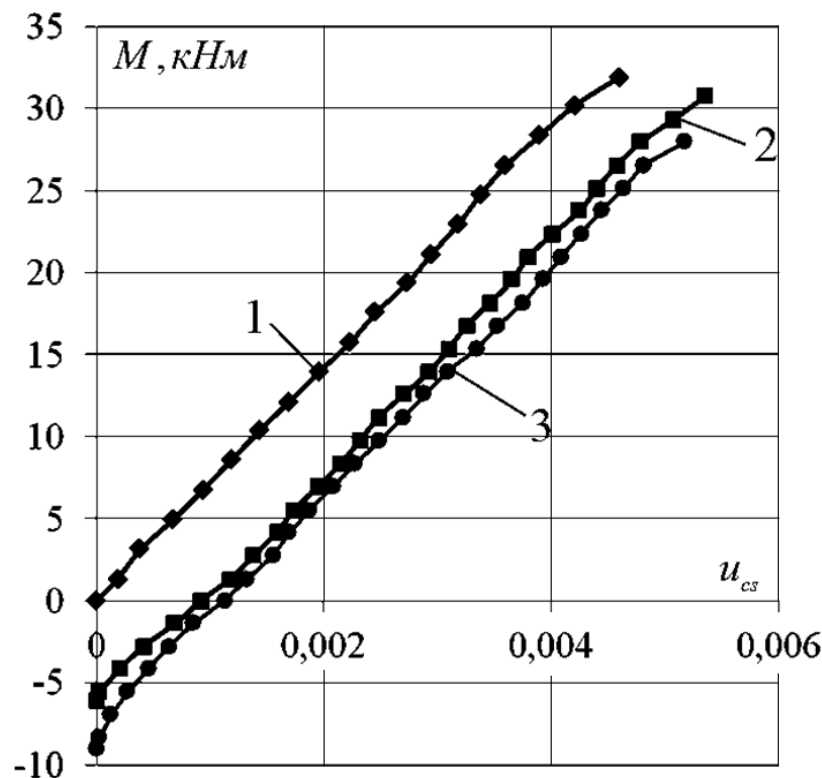


Рис. 5.23. Діаграми деформування композитної вуглецевої стрічки Sika CarboDur S-512 в комбіновано армованих балках з цільної деревини SBR (1) та попередньо-напружених SBR30(Prst) (2) та SBR45(Prst) (3)

5.6. Основні результати та висновки до розділу

1. Вперше проведено експериментальні дослідження згинальних елементів з цільної деревини з пасивним та попередньо напруженим комбінованим армуванням.

2. Порівняння експериментальних та теоретичних даних отриманих шляхом моделювання деформування «момент – кривина» та «момент – прогин» для дерев'яних балок з цільної деревини без армування та з пасивним комбінованим армуванням показало хорошу збіжність експериментальних і теоретичних даних.

3. Вперше проведено аналіз за результатами моделювання способів надання попереднього напруження балок з цільної деревини за рахунок створення силового вигину. Встановлено, що найкращий ефект попереднього напруження для подальшої роботи під навантаженням, дає спосіб, коли в уже попередньо напружену вуглецевою стрічкою балку влаштовується в стиснуту зону сталеву арматуру.

4. Порівняння експериментальних та теоретичних даних отриманих шляхом моделювання деформування «момент – кривина» та «момент – прогин» для попередньо напружених дерев'яних балок з цільної деревини комбінованим армуванням показав хорошу збіжність експериментальних і теоретичних даних, як на етапі створення попереднього напруження, так і на етапі експлуатаційного завантаження.

5. Встановлено, що за рахунок попереднього напруження діапазон роботи композитної вуглецевої стрічки Sika CarboDur S-512 в складі поперечного перерізу балок з цільної деревини SBR30(Prst) та SBR45(Prst) збільшується.

Матеріали розділу опубліковані в роботах [174, 176, 177, 179-182, 184, 186, 187, 194, 196, 199-201, 218, 219, 222- 226, 245-247].

РОЗДІЛ 6

ВЕРИФІКАЦІЯ МЕТОДОЛОГІЇ МОДЕЛЮВАННЯ РОБОТИ ЗГИНАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТІВ З КЛЕСНОЇ ДЕРЕВИНИ НА ОСНОВІ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

6.1. Результати випробування клеєної деревини на стиск вздовж волокон одноразовим короткочасним навантаженням та побудова діаграм деформування

Експериментальні випробування клеєної деревини перерізом 30x30x120 мм, як і цільної, на стиск вздовж волокон одноразовим короткочасним навантаженням проводили на пресі СТМ-100 за жорсткого режиму випробувань (за приростом переміщень) згідно діючих стандартів [227, 228, 229, 230, 231, 232, 233, 234]. Дослідження проводили на призмах із клеєної деревини. Ці призми були виготовлені з обрізків, котрі лишилися після уточнення розрахункової довжини дощатоклеєних балок GB та GBR.

Швидкість деформування зразків була 2 мм/хв. Загальна кількість досліджених зразків серії 6 шт.

З проведеного експерименту встановлено критичні відносні деформації $u_{c,0,d}$ (верхня точка діаграми) та відповідні максимальні напруження $f_{c,0,d}$ всіх досліджуваних зразків сосни, а також залишкові відносні деформації $u_{c,fin}$ (табл.6.1).

Отже, середні значення отриманих показників, зокрема середнє значення критичних деформацій склало $u_{c,0,d}=0,00372$; максимальних напружень $f_{c,0,d}=40,7$ МПа; залишкових відносних деформацій $u_{c,fin}=0,316$ (табл.6.1). За середніми значеннями побудовано діаграму деформування «напруження σ_c – відносні деформації u_c » (рис. 6.1).

Діаграма деформування клеєної деревини носить такий же характер, що і для суцільної.

Критичні деформації клеєної деревини сосни $u_{c,0,d}$ та їх відповідні
максимальні напруження $f_{c,0,d}$

№ _{з/п}	Порода деревини	Номер зразка	Критичні відносні деформації, $u_{c,0,d}$	Максимальні напруження, $f_{c,0,d}$, МПа	Залишкові деформації, $u_{c,fin}$
1	Сосна	Зразок 1	0,00379	42,1	0,325
2	Сосна	Зразок 2	0,00331	38,5	0,282
3	Сосна	Зразок 3	0,00328	39,2	0,304
4	Сосна	Зразок 4	0,00368	42,6	0,309
5	Сосна	Зразок 5	0,00370	39,7	0,331
6	Сосна	Зразок 6	0,00329	41,9	0,340
	Сосна	Середнє значення	0,00351	40,7	0,316

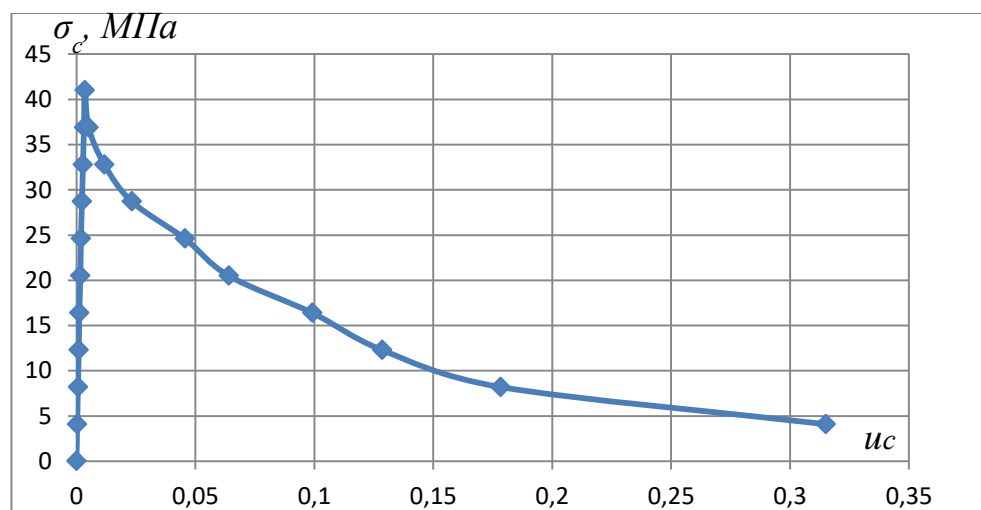


Рис. 6.1. Повна діаграма деформування «напруження σ_c - відносні деформації u_c » клеєної деревини сосни побудована за середніми значеннями

Згідно отриманих даних за діаграмою деформування деревини були визначені коефіцієнти для функції (5.1), яка описує роботу клеєної деревини на

центральный повздовжній стиск з критичною відносною деформацією $u_{c,0,d}=0,00372$. Також встановлені значення коефіцієнтів поліному четвертого степеня, які в подальшому необхідні для використання при моделюванні роботи згинальних елементів з клеєної деревини, що працюють на поперечний згин. Значення коефіцієнтів є наступними: $w_4 = 7359 \text{ МПа}$; $w_3 = -23840 \text{ МПа}$; $w_2 = 14032 \text{ МПа}$; $w_1 = 13389 \text{ МПа}$.

6.2. Результати експериментальних-теоретичних досліджень балок з клеєної деревини

З одного сорту та класу міцності деревини було виготовлено, та випробувано серію дощатоклеєних балок без армування та з різними способами армування. Кількість балок із клеєної деревини та додаткових зразків у вигляді призм описано в таблиці 4.1.

Паралельно з випробуваннями автора проводилися експериментальні випробування елементів із клеєної деревини такого ж класу міцності аспірантом Поліщуком М.В. [49] на своїх зразках для вирішення поставленої йому своєї мети і задач. А експериментальні дослідження балок з клеєної деревини GB-A та GB-B та балок з пасивним комбінованим армуванням GBR-12A та GBR-12B проведено сумісно з аспірантом Поліщуком М.В. Всі балки з клеєної деревини випробовувались, як автором, так і Поліщуком М.В на одній тій установці, схема якої зображена на рис. 4.16.

Вивчивши роботу балок з цільної деревини без армування та з пасивним комбінованим армуванням, а також з комбінованим попередньо напруженим армуванням було проаналізовано випробування дерев'яних балок із клеєної деревини GB без армування, як еталонні, і вони були такого ж поперечного перерізу і прольоту як SR.

Розрахункова схема, за якою випробовувались балки приведена на рис. 4.16, а схема досліджуваної установки для випробування на рис. 4.17.

Зовнішнє навантаження при експериментальних дослідженнях прикладалося ступенями в $0,1 F_{max}$ від прогнозованого руйнівного значення. На кожному рівні прикладання робили витримку в 5 хвилин для зняття показів з приладів, які були розташовані на балці (рис.4. 17).

Пошарове деформування клеєної деревини сосни в стиснутій зоні по висоті нормального поперечного перерізу балки описуємо з урахуванням їх пружно-пластичної роботи за формулою (5.1). Всі шари деревини в розтягнутій зоні клеєної дерев'яної балки без армування працюють пружно і напруження по висоті розтягнутої зони визначаємо за лінійним розподілом напружень (5.2).

Кривина в нормальному поперечному перерізі розраховувалась за формулою (5.3).

В лабораторії НУВГП було випробувано дві балки з клеєної деревини GB-A та GB-B без будь-якого армування з розмірами поперечного перерізу $b \times h = 100 \times 150$ мм та розрахунковим прольотом 2700 мм. Елементи з клеєної деревини випробувані для визначення несучої здатності, пошарового відносного деформування деревини по висоті поперечного перерізу і прогинів та порівняння їх із роботою таких же за розмірами армованих зразків.

На базі отриманих значень необхідних коефіцієнтів для функції « $\sigma_w - u_w$ » для стиску клеєної деревини, було змодельовано роботу нормального перерізу для досліджуваних балок, які були виготовлені з тієї ж деревини. Моделювання роботи проводилось у вигляді графіку залежності «моменту-кривина». Кривина балок визначалась шляхом виміру відносних деформацій стиску та розтягу за допомогою розміщеної системи тензодатчиків й фіксувалася тензометричним комплексом СИИТ-3 і дублювалася індикаторами годинникового типу МИГ-1. Виміри проводились в середині прольоту згинального елемента. Для визначення кривини перерізу використовувалась формула (5.3).

За вихідними даними отриманими з проведеного експерименту шляхом моделювання було побудовано графік «момент - кривина» і проведено порівняння його з експериментальними значеннями отриманим випробуванням

балок з клеєної деревини GB-A та GB-B. Отримані результати приведено на рис.6.2.

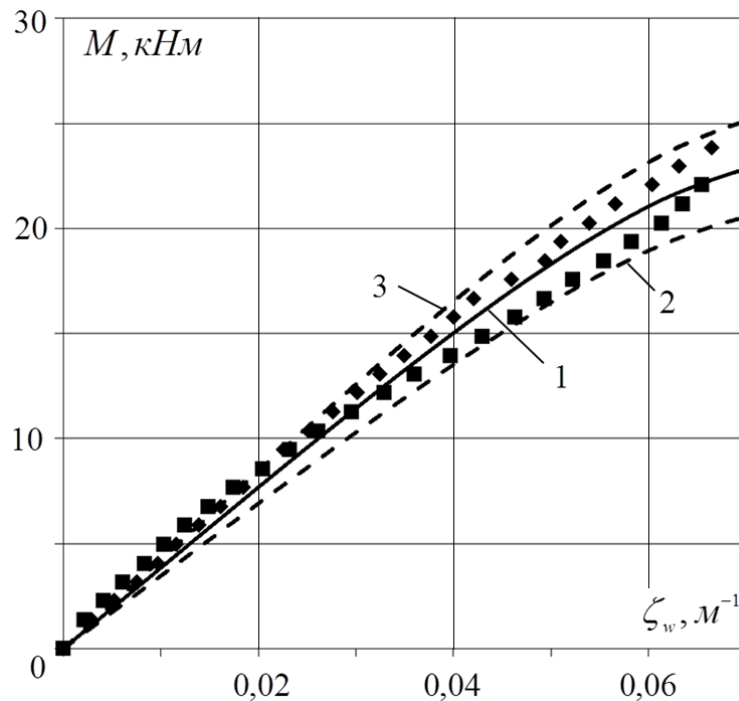


Рис. 6.2 – Змодельований теоретично графік «момент-кривина» (1) для експериментально досліджуваних балок із клеєної деревини без армування GB-A та GB-B та співставлення з експериментальними даними з межами відхилення $\pm 10\%$ (2, 3)

З рисунку 6.2 видно, що більшість отриманих даних співпадають з отриманою діаграмою момент-кривина. Статистичний аналіз збіжності теоретичних та експериментальних даних кривини на прикладі неармованої балки GB-B в залежності від прикладеного навантаження в розрахунковому найбільш напруженому поперечному перерізі проведений методом різниці найменших квадратів приведений в Додатку Б1. Аналіз показав, що середнє значення відхилень для балки GB-A та GB-B склало 6,75% та 11,16%, відповідно.

На базі діаграми «момент-кривина» (рис.6.2) для змодельованого згинального елемента з клеєної деревини без армування була встановлена залежність зростання прогину від діючого моменту.

Отримана залежність проілюстрована у вигляді графіку залежності «прогин-згинальний момент» (рис.6.3). Дані отримані на основі теоретичного моделювання та співставлено з експериментальними даними балок з клеєної деревини GB-A та GB-B.

Прогини балок з клеєної деревини за дії одноразових короточасних навантажень вимірювалися в середині прольоту елемента за формулою (5.4).

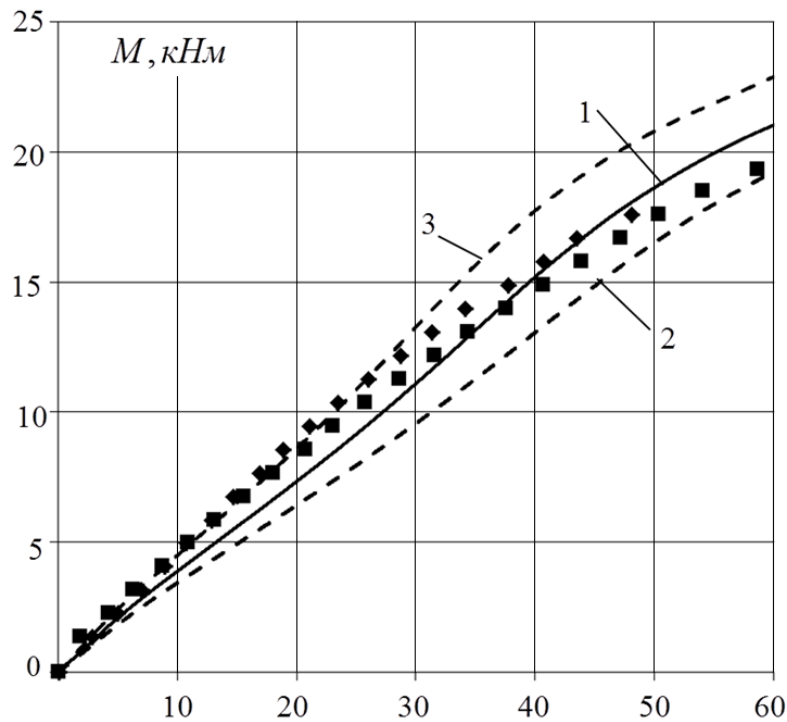


Рис. 6.3. Теоретичні (1) та експериментальні значення прогинів в залежності від згинального моменту балок GB-A та GB-B з межами відхилення $\pm 15\%$ (2, 3)

Було встановлено, що експериментальні дані прогину, які отримані шляхом вимірювання співпадають з теоретично отриманим графіком, який був побудований за допомогою моделювання роботи згинального елемента.

Статистичний аналіз збіжності теоретичних та експериментальних даних прогину в залежності від прикладеного навантаження в розрахунковому найбільш напруженому поперечному перерізі на прикладі неармованої балки GB-B проведений методом різниці найменших квадратів та приведений в Додатку Б2 показав середнє значення відхилень в 12,4% для балки GB-A та 11,6 для GB-D.

Початком руйнування клеєної балки без армування GB-A було видиме утворення складки у стиснутій зоні за навантажень $(0,8-0,85)M_{max}$. Але повне руйнування балки GB-A відбулось при навантаженні $M_{max} = 23,85$ кНм й супроводжувалось розривом найбільш віддаленої від нейтральної лінії крайньої дошки розтягнутої зони.

Початком руйнування клеєної балки GB-B також було утворення складки у стиснутій зоні за навантажень $(0,8-0,85)M_{max}$. Повне руйнування відбулося раптовим розривом нижньої дошки.

6.3. Співставлення експериментальних та теоретичних даних отриманих шляхом моделювання пасивно армованої комбінованим армуванням балки з клеєної деревини

Для верифікації методики моделювання проведемо співставлення теоретично отриманих графіків «момент-кривина» для згинальних елементів з клеєної деревини з пасивним комбінованим армуванням з експериментальними дослідженнями балок GBR-12A та GBR-12B. Балки GBR-12A та GBR-12B були армовані в стиснутій зоні двома сталевими стержнями класу A500C, а в розтягнутій зоні композитною стрічкою Sika CarboDur S-512 з поперечним перерізом 25x1,2 мм.

Відрізнялися одна від одної балки з пасивним комбінованим армуванням тим, що композитна стрічка Sika CarboDur S-512 в зразку GBR-12B додатково була анкерована у приопорних ділянках балки. Це було зроблено з метою запобігання відриву чи проковзуванню композитної стрічки Sika CarboDur S-512.

Відносні деформації деформування деревини по висоті нормального поперечного перерізу балки, сталеві арматури та композитної арматури вимірювалися за допомогою тензодатчиків, що були наклеєні на них. Дані отримані з тензодатчиків фіксувалися тензометричним комплексом СИИТ-3 та заносилися в журнал випробувань створеного в ПК. Вимірювання відносних

деформацій найбільш віддаленого шару деревини від нейтральної лінії поперечного перерізу також дублювалася індикаторами годинникового типу МИГ-1.

Використаємо для аналізу функції (5.1) та (5.2). Змодельовавши роботу нормального поперечного перерізу згинального елемента з клеєної деревини з пасивним комбінованим армуванням на прикладі GBR-12, отримаємо графік залежності «момент-кривина» (рис.6.4).

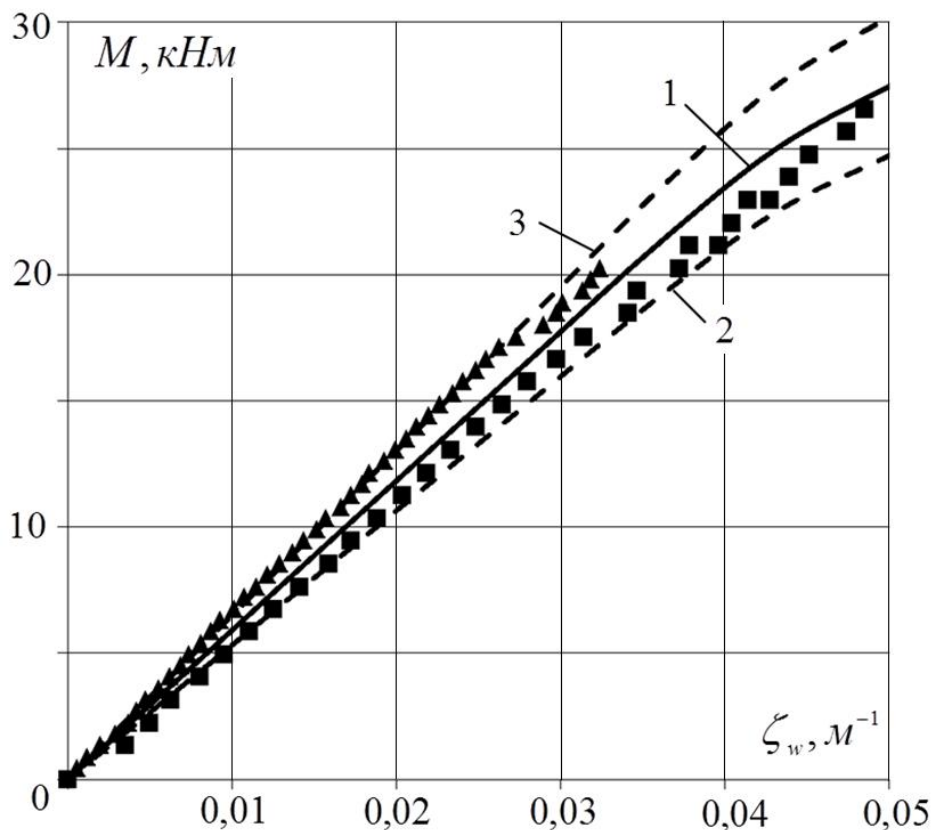


Рис. 6.4. Графік «момент-кривина» отриманий теоретично для експериментально досліджуваних балок та співставлення з даними з натурних випробувань пасивно армованих балок з клеєної деревини GBR-12A та GBR-12B

Для аналізу роботи арматури в стиснутій зоні були використані результати випробування арматури діаметром 12 мм класу А500С, яка задіяна для армування балок. В роботі розтягнутої зони поперечного перерізу, крім деревини, враховувалася і композитна стрічка Sika CarboDur S-512, якою вона

армувалася. Всі фізико-механічні характеристики, які необхідні до розрахунку використовувалися з супровідного паспорту композитної стрічки Sika CarboDur S-512.

На криву залежності «момент-кривина» накладемо отримані експериментальні дані з натурних випробувань пасивно армованих балок з клеєної деревини GBR-12A та GBR-12B. З рис.6.5 видно, що отримана теоретичним моделюванням крива «момент-кривина» для балок з пасивним комбінованим армуванням відповідає експериментальним даним.

Статистичний аналіз збіжності теоретичних та експериментальних даних кривини балки GBR-12A та GBR-12B в залежності від прикладеного навантаження проведений методом різниці найменших квадратів приведено в Додатку Б3, при цьому розбіжність складає для балки GBR-12A 11,4% та 8,6% для балки GBR-12B.

Причиною ж руйнування балок GBR-12A і GBR-12B стала не втрата несучої здатності в розрахунковому нормальному перерізі згинального елемента, а сколювання деревини вздовж волокон від виникнення дотичних напружень.

Також було проведено аналіз прогинів згинальних дерев'яних комбіновано армованих елементів отриманих шляхом моделювання (рис.6.5) та шляхом експериментальних досліджень пасивно армованих балок з клеєної деревини GBR-12A та GBR-12B. Графічний аналіз відповідності експериментальних прогинів для пасивно армованих балок з клеєної деревини GBR-12A та GBR-12B до теоретично змодельованої діаграми «момент-прогин» зображені на рисунку 6.5.

З рис.6.5 встановлено, що експериментальні значення прогинів співпадають з теоретичними значенням змодельованими діаграмою «момент-прогин». Розбіжність експериментальних даних отриманих експериментальними випробуваннями пасивно армованих балок з клеєної деревини GBR-12A та GBR-12B з теоретичними лежать в межах $\pm 15\%$. Це говорить про задовільну збіжність теоретичних даних з експериментальними

для пасивно армованих згинальних елементів з клеєної деревини з комбінованим армуванням.

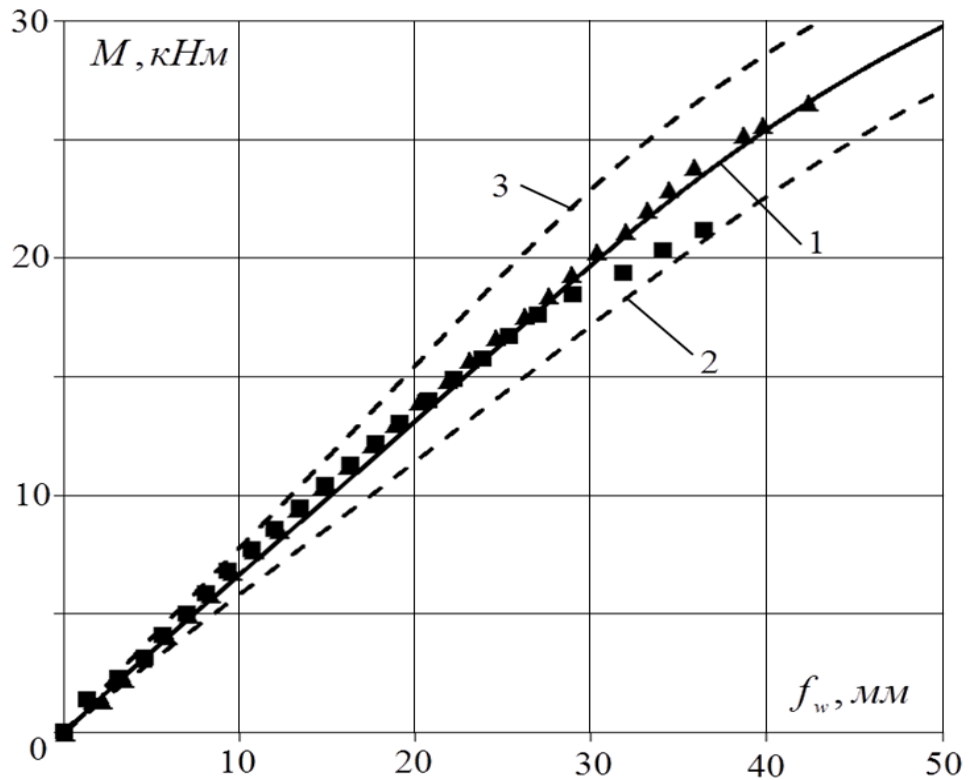


Рис. 6.5. Графік «момент-прогин» отриманий теоретично для експериментально досліджуваних балок з пасивним комбінованим армуванням та співставлення з експериментальними даними отриманими з дослідження балок GBR-12A та GBR-12B

Статистичний аналіз збіжності теоретичних та експериментальних даних прогинів балок GBR-12A та GBR-12B приведено в Додатку Б4. Розбіжність складає для балки GBR-12A - 5,0% та 4,5% для балки GBR-12B.

6.4. Результати випробування дерев'яної балки GRB-12 (Prst) з клеєної деревини з попереднім напруженням стрічкової арматури

В лабораторії кафедри промислового, цивільного будівництва НУВГП було вперше виготовлено попередньо напружений згинальний елемент з клеєної деревини з комбінованим армуванням. Виготовлення попередньо-

напруженого зразка виконувалось за допомогою методу, який показаний на рис.4.10. За цією методикою було виготовлено дерев'яну дощатоклеєну балку, в якій влаштовані пази під сталеву арматуру в стиснутій зоні. Сталеву арматуру діаметром 12 мм класу А500С було вклеєно за допомогою розчину з піску та епоксидного клею. Після вклеювання сталеві арматури в повздовжні пази та кристалізації клею балку було навантажено для створення вигину до допустимого граничного прогину, що склав для балки $f_m = 18\text{мм}$. Після цього в майбутню розтягнуту зону, а поки що ця зона стиснута, було вклеєно композитну вуглецеву стрічку Sika CarboDur S-512 (рис 4.11, рис. 4.12).

Для зручності вклеювання вуглецевої стрічки Sika CarboDur S-512 використані дерев'яні підпорки під місцями прикладання навантаження для створення вигину (рис.4.11, рис.4.12). Підпорки були розміщені на відстані, щоб можна було легко змонтувати всередині стрічку. Для запобігання проковзування та відриву арматурної композитної вуглецевої стрічки Sika CarboDur S-512 від деревини розтягнутої зони балки була зроблена анкерівка по краях кріплення вуглецевої стрічки поперечним приклеюванням щонайменше трьох шарів цієї стрічки поверх повздовжньої робочої, як показано на рис.4.13.

Для теоретичних розрахунків балки з клеєної деревини на всіх етапах створення попереднього напруження та експлуатації для визначення напружень в різних шарах деревини по висоті поперечного перерізу використовувалась залежність (5.1). Моделювання роботи попередньо напруженої балки проходила в такі етапи:

1. Визначено згинальний момент, при якому балка з вклеєною в стиснутій зоні сталеву арматуру досягає граничного прогину для влаштування попереднього вигину.

2. Було визначено напружено-деформований стан вигнутої балки, як у розрахунковому нормальному поперечному перерізі балки, так і в різних перерізах по довжині балки при різних рівнях завантаження. Також в цих

поперечних перерізах визначалася кривина, кути повороту, а також прогин на кожному етапі завантаження.

3. Після вклеювання композитної вуглецевої стрічки Sika CarboDur S-512, було додано в розрахунковий переріз армування стрічкою розтягнутої зони. Проведено розрахунок балки по її розвантаженню. Він включав в себе визначення напружено-деформованого стану нормальних поперечних перерізів, прогинів, кривини та кута повороту по довжині балки на різних етапах розвантаження.

Частину ділянки між опорою та місцем прикладання навантаження, було розбито на ділянки, в яких було розраховано напружено-деформовані стани, які пізніше використовувались для визначення кривини в цих перерізах і кутів повороту. Під час обчислення прогинів балка розбивалась на 100 елементарних частинок. Після обчислення напружено-деформованого стану в різних точках по довжині балки, а також після визначення кривини, кутів поворотів елементарних ділянок, зміщень кожної елементарної ділянки визначався прогин кожної точки по довжині балки. В результаті був отриманий від'ємний прогин (вигин) попередньо напруженої балки та напружено-деформований стан розрахункового поперечного перерізу та перерізів по довжині балки. Напружено-деформований стан для такої балки можна охарактеризувати змінною кривиною по довжині згинального елемента. В нашому випадку зміна кривини в розрахунковому поперечному перерізу при завантаженні та розвантаженні зображена на рис.6.6. На рис.6.6 зображено і отримано зміну кривини згинального елемента з клесної деревини за допомогою теоретичного моделювання з використанням фізико-механічних характеристик деревини, сталі класу A500C та композитної вуглецевої стрічки Sika CarboDur S-512.

Аналізуючи діаграми «момент-кривина» (рис.6.6.) видно, що експериментальна балка завантажувалась для створення вигину, який був рівний граничному прогину балки, що склав $f_m = 18 \text{ мм}$ і який відповідає навантаженню рівному $M_{f_m} = 9,45 \text{ кН} / \text{м}^2$.

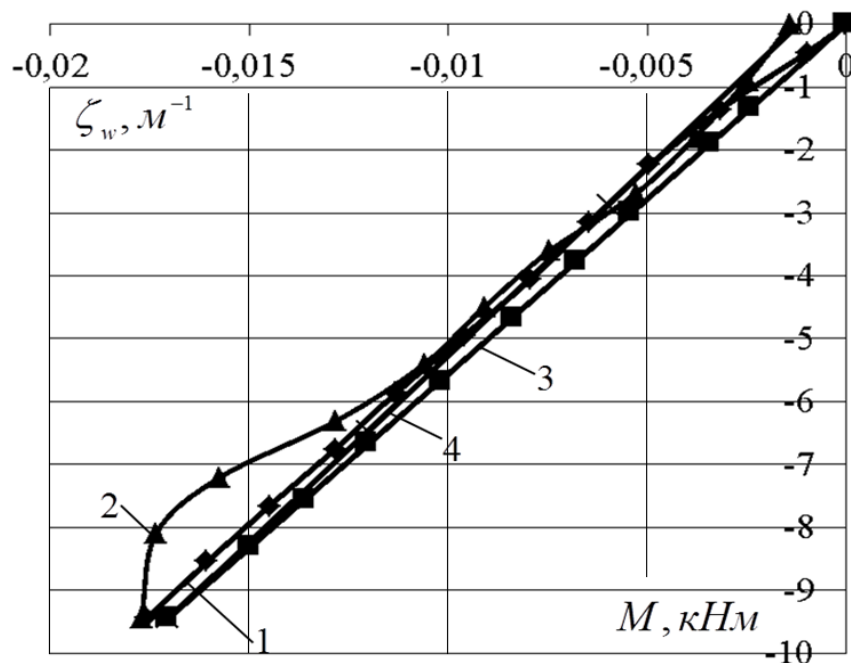


Рис. 6.6. Графіки «момент-кривина» за попереднього напруження балки з комбінованим армуванням (1,2 – експериментально визначена крива відповідно при завантаженні та розвантаженні експериментальної балки GRB-12 (Prst); 3,4 – теоретично отримані графіки «момент-кривина» з моделюванням роботи при завантаженні та розвантаженні)

Кривина в розрахунковому нормальному поперечному перерізі при такому рівні завантаження для досліджуваної балки з клеєної деревини GRB-12 (Prst) склала $\zeta_{\text{exp},f_m} = -0,0177\text{ м}^{-1}$. При цьому рівні навантаження теоретичне отримане значення кривини балки склало $\zeta_{\text{teor},f_m} = -0,01706\text{ м}^{-1}$. Рівень завантаження для такої балки був визначений шляхом ділення діючого моменту $M_{f_m} = 9,45\text{ кН} / \text{м}^2$ на максимальний момент, що може сприйняти нормальний розрахунковий поперечний переріз без армування вуглецевою стрічкою $M_{\text{max}} = 24,98\text{ кН} / \text{м}^2$. В результаті, рівень завантаження для балки склав $\eta_{f_m} = 0,378$.

Після зняття навантаження, яке створювало умови для надання попереднього напруження, визначено залишкову кривину в розрахунковому поперечному перерізі балки з клеєної деревини експериментально та

теоретично, які відповідно складають $\zeta_{\text{exp},0} = -0,0014\text{м}^{-1}$, $\zeta_{\text{teor},0} = -0,012\text{м}^{-1}$. Розбіжність експериментальних даних від теоретичних складала в межах $\pm 10\%$. Проте при розвантаженні балки (рис.6.7) було отримано більше розходження в даних на початковому етапі розвантаження за рахунок релаксації волокон деревини. При подальшому зменшенні навантаження експериментальний графік повертається в положення теоретично отриманої кривої.

Шляхом моделювання було визначено залишковий вигин, що створився внаслідок надання попереднього напруження в балці GRB-12 (Prst). Теоретично цей залишково-початковий вигин для балки склав $f_{\text{teor},0} = 4,51\text{мм}$, експериментальне значення було $f_{\text{teor},0} = 4,72\text{мм}$.

Після попереднього напруження попередньо напружена комбіновано армована балка з клеєної деревини GRB-12 (Prst) випробовувалася експлуатаційним навантаженням на тій самій установці, де було здійснено попереднє напруження. За результатами випробувань було отримано дані відносного деформування шарів деревини по висоті елемента, сталевій арматури та композитної вуглецевої стрічки Sika CarboDur S-512, які визначались за допомогою тензодатчиків. Після обробки цих даних побудований графік «момент-кривина» в розрахунковому нормальному поперечному перерізі балки GRB-12 (Prst) (рис.6.7). Також було змодельовано роботу в розрахунковому нормальному поперечному перерізі балки GRB-12 (Prst) та отримано теоретичний графік роботи досліджуваної балки. Теоретичні та експериментальні графіки «момент-кривина» в розрахунковому нормальному поперечному перерізі балки GRB-12 (Prst) зображені на рис.6.7.

З рис.6.7 видно, що теоретична та практична отримані криви для балки співпадають, розбіжність в даних складає не більше 7%, при цьому найбільша розбіжність на невисоких рівнях завантаження пов'язане з точністю вимірювання.

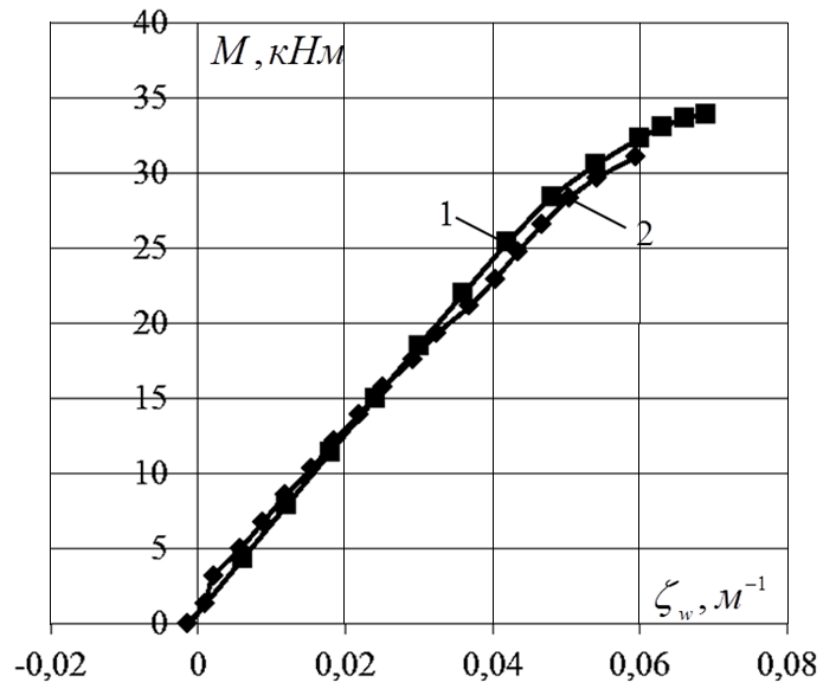


Рис. 6.7. Графіки «момент-кривина» для досліджуваної попередньо-напруженої балки GRB-12 (Prst) (1 –теоретичний, 2 – експериментальний)

За даними співвідношень «момент-кривина» проведено теоретичний розрахунок зростання прогину балки від зростання зовнішнього навантаження. Для моделювання роботи було визначено рівень напружено-деформованого стану в розрахунковому нормальному поперечному перерізі балки GRB-12 (Prst) в найбільш завантаженій частині балки, де графік «момент-кривина» співпав під час завантаження з теоретичним (рис.6.7).

Проведемо порівняльний аналіз зростання теоретично визначеного прогину від зростання зовнішнього навантаження з даними прогину встановленого шляхом експериментально випробування. Ці дані наведені на рис.6.8.

Статистичний аналіз збіжності теоретичних та експериментальних даних кривини балки GRB-12 (Prst) в залежності від прикладеного навантаження проведений методом різниці найменших квадратів приведено в Додатку Б5, при цьому середня розбіжність складає для балки 9,58%. При цьому найбільша розбіжність значення прогинів була на рівні 0,2 від максимального значення за

рахунок співставлення надмалих величин деформування і навантажень. Попередньо напружена комбіновано армована балка з клеєної деревини GRB-12 (Prst) зруйнувалася внаслідок сколювання деревини по середині висоти елемента за дії граничних дотичних напружень. Руйнування балки GRB-12 (Prst) показано на рис.6.9.

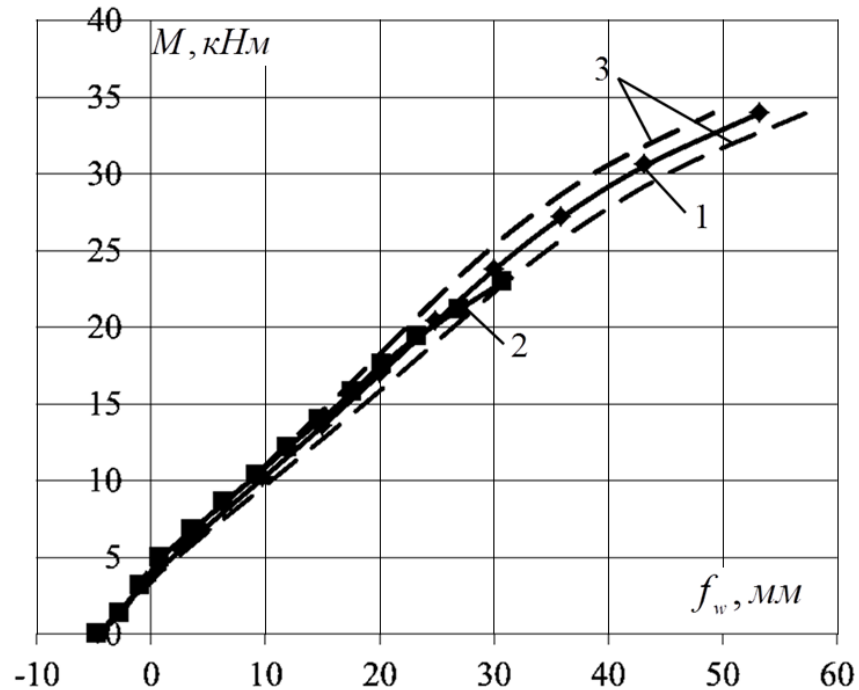


Рис. 6.8. Порівняння експериментальних даних прогинів (2) попередньо-напруженої балки GRB-12 (Prst) з теоретичними (1) (3 – межі -7% до +7% від теоретичного значення)

Був проведений аналіз збіжності результатів прогинів балки GRB-12 (Prst) в залежності від прикладеного навантаження (Додаток Б6), при цьому розбіжність склала для балки GRB-12 (Prst) 8,8%.



Рис. 6.9. Характер руйнування попередньо напруженої комбіновано армованої балки з клеєної деревини GRB-12 (Prst)

6.5. Порівняння роботи поперечного перерізу балок із клеєної деревини з пасивним та попередньо напруженим комбінованим армуванням

Розглянемо характер роботи розрахункового поперечного перерізу балки з клеєної деревини з пасивним комбінованим армуванням та балки з попередньо напруженим армуванням. Балки з клеєної деревини з пасивним комбінованим армуванням після її формування знаходяться в стані рівноваги внутрішніх сил близьких до нуля чи рівних нулю. При прикладенні зовнішнього навантаження при експлуатації поперечний переріз знаходиться в одному і тому ж стані сприйняття зовнішнього навантаження. Стиснута зона на весь період роботи балки з клеєної деревини з пасивним комбінованим армуванням знаходиться з однієї і тієї ж сторони відносно нейтральної площини. При цьому, проходить зростання пошарового розподілу деформацій від початку завантаження до руйнування, що були отримані експериментально за показами тензодатчиків

розташованими по одній зі сторін висоти перерізу пасивно комбіновано армованої балки з клеєної деревини на прикладі GRB-12B (рис.6.10).

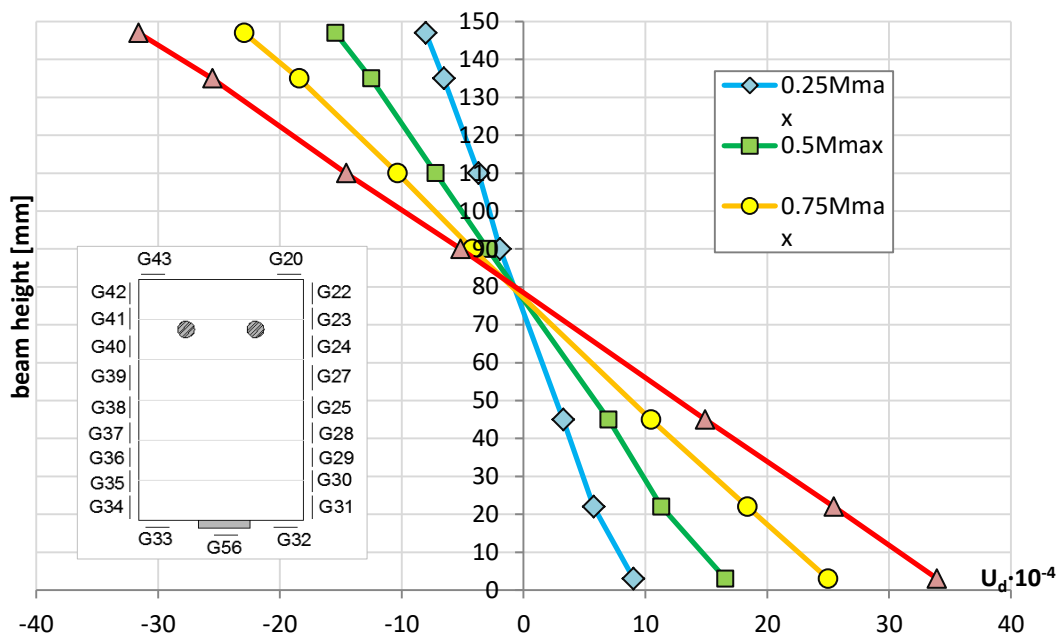


Рис. 6.10. Розподіл відносних деформацій по висоті перерізу балки GRB-12B за різних рівнів навантаження

Тензодатчики знаходилися по сторонах перерізу, який був встановлений посередині прольоту елемента. Із рис.6.10 видно, що спостерігається постійне пошарове зростання відносних деформацій у всіх шарах поперечного перерізу елемента з клеєної деревини зі зростанням дії зовнішнього навантаження від початку завантаження і до повного руйнування елемента. Отже, відносні деформації деревини стиску зростали в стиснутій зоні, як і відносні деформації розтягу в розтягнутій зоні згинального елемента з клеєної деревини з пасивним комбінованим армуванням. Найбільших значень вони досягають у шарах найбільш віддалених від нейтральної площини армованої балки пасивним армуванням.

Для створення попереднього напруження в балці з клеєної деревини створювали вигин. В процесі створення вигину в «майбутній» стиснутій зоні елемента під дією зовнішнього навантаження зростали пошарові відносні деформації стиску по висоті розрахункового поперечного перерізу (рис.6.11).

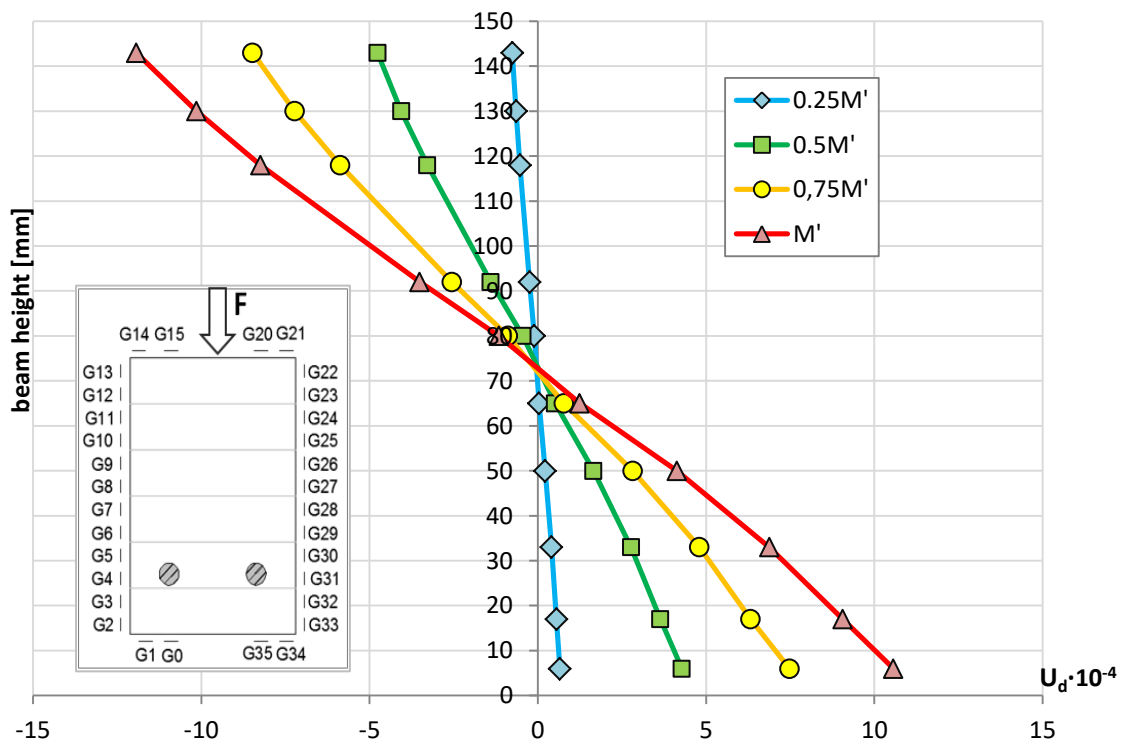


Рис. 6.11. Розподіл відносних деформацій по висоті перерізу балки GRB-12 (Prst) за різних рівнів навантаження при створенні вигину для приклеювання вуглецевої стрічки Sika CarboDur S-512

Зростання пошарових відносних деформацій деревини проходило до прикладання розрахункового згинаючого моменту M' , за якого і створювався проектний вигин, який для балки GRB-12 (Prst) становив $f_e = \frac{1}{150} l_e = \frac{1}{150} \cdot 2700 = 18_{мм}$. За такого вигину в майбутній стиснутій зоні приклеювалася композитна вуглецева стрічка Sika CarboDur S-512. Після повної кристалізації клею, зовнішнє навантаження знімалося і певну частину згинаючого моменту сприйняла композитна вуглецева стрічка Sika CarboDur S-512. Цим процесом було створено попередньо напружену балку з клеєної деревини GRB-12 (Prst). Зміна деформованого стану розрахункового поперечного перерізу показано на рис.6.12.

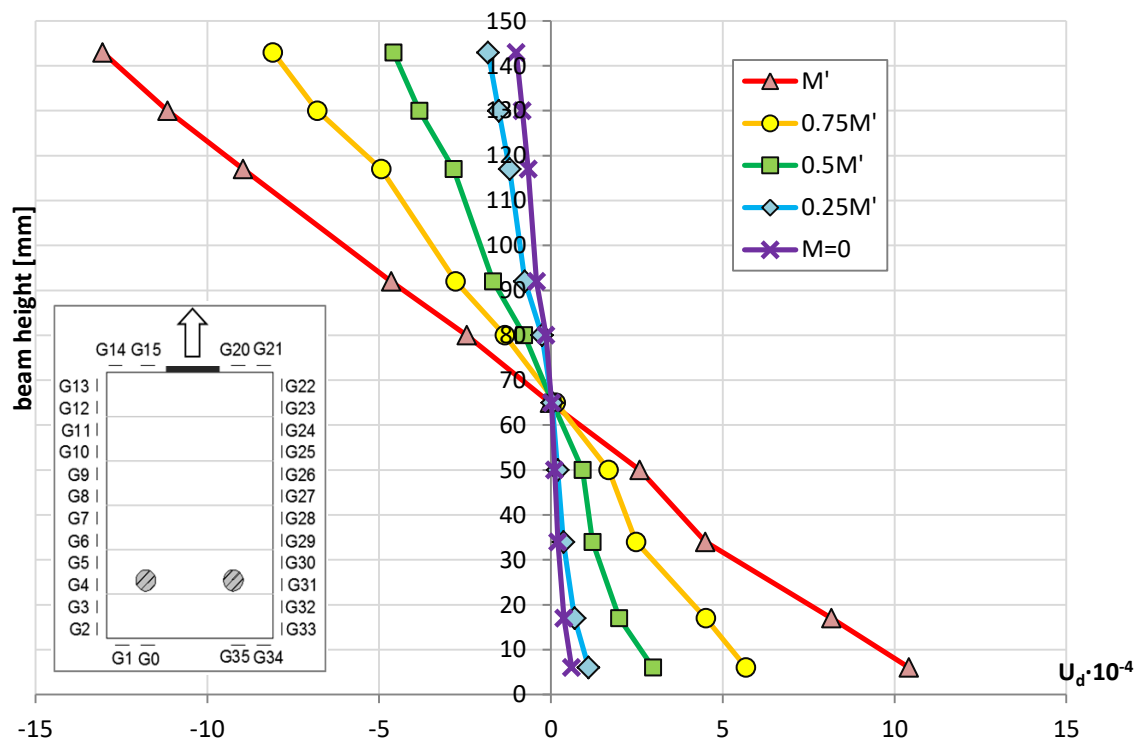


Рис.6.12. Розподіл відносних деформацій по висоті перерізу балки GRB-12 (Prst) за різних рівнів розвантаження при створенні попереднього напруження у вуглецевій стрічці Sika CarboDur S-512

Як бачимо з рис.6.12, що після зняття зовнішнього навантаження в шарах деревини по висоті поперечного перерізу є залишкові відносні деформації деревини, тобто поперечний переріз балки має певний рівень напруженого стану. При цьому за зовнішнього моменту $M=0$ стиснута зона залишається поки що розтягнутою, а розтягнута – стиснутою, що можна спостерігати на рис. 6.12 та на рис.6.13. З початком прикладення експлуатаційних зовнішніх навантажень спочатку в стиснутій зоні погашаються напруження та деформації розтягу, а розтягнутій зоні – навпаки стиску. Подальше зростання зовнішніх експлуатаційних навантажень приводить до пошарового зростання відносних деформацій деревини в поперечному перерізі від початку завантаження і до руйнування. Цей процес проходить за рахунок напружень стиску в стиснутій зоні елемента, а в розтягнутій зоні за рахунок розтягуючих напружень в деревині елемента, що працює на поперечний згин. При цьому в найбільш

віддалених від нейтральної лінії шарах виникають досить значні відносні деформації стиску та розтягу (рис. 6.13).

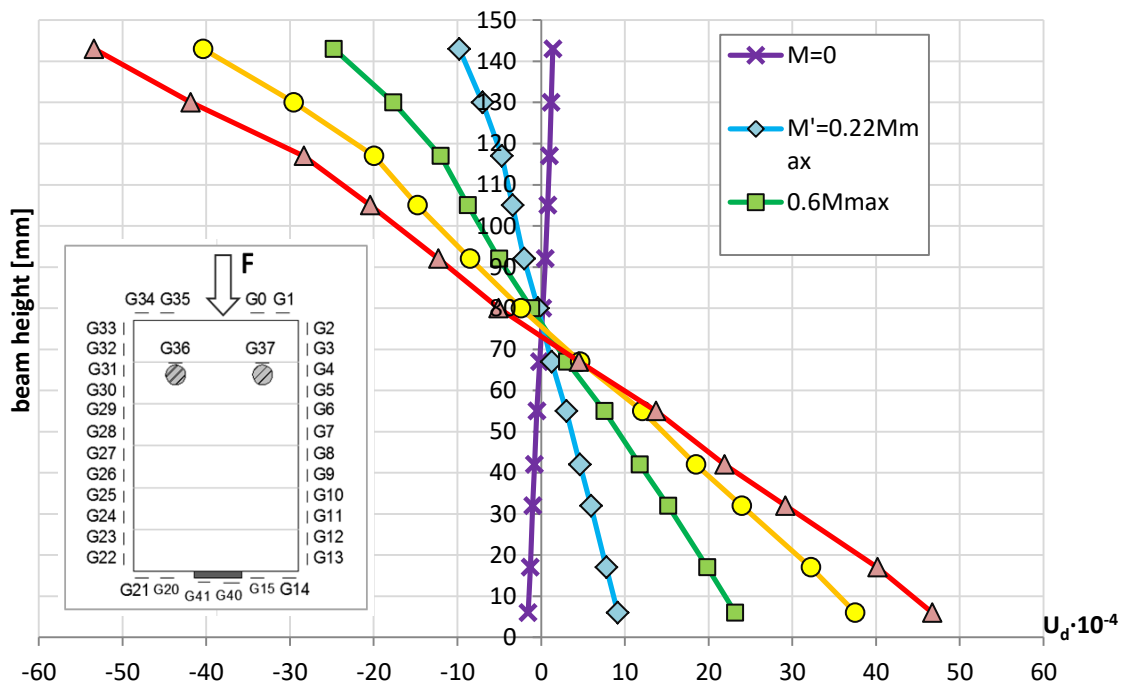


Рис. 6.13. Розподіл відносних деформацій по висоті перерізу балки GRB-12 (Prst) за різних рівнів розвантаження при створенні попереднього напруження у вуглецевій стрічці Sika CarboDur S-512

6.6. Верифікація методики розрахунку згинальних елементів за даними отриманими Поліщуком М.В.

6.6.1. Результати випробування клеєної деревини на стиск вздовж волокон одноразовим короткочасним навантаженням та побудова діаграми деформування

В роботі [49] для визначення фізико-механічних характеристик деревини було випробувано 12 призм з клеєної деревини на осьовий стиск. Випробування проводилось з м'яким режимом прикладання навантаження. З отриманих результатів було побудовано результуючий графік (рис.6.14), а також нами була перевірена запропонована функція (5.1), що визначає залежність напружень від відносних деформацій.

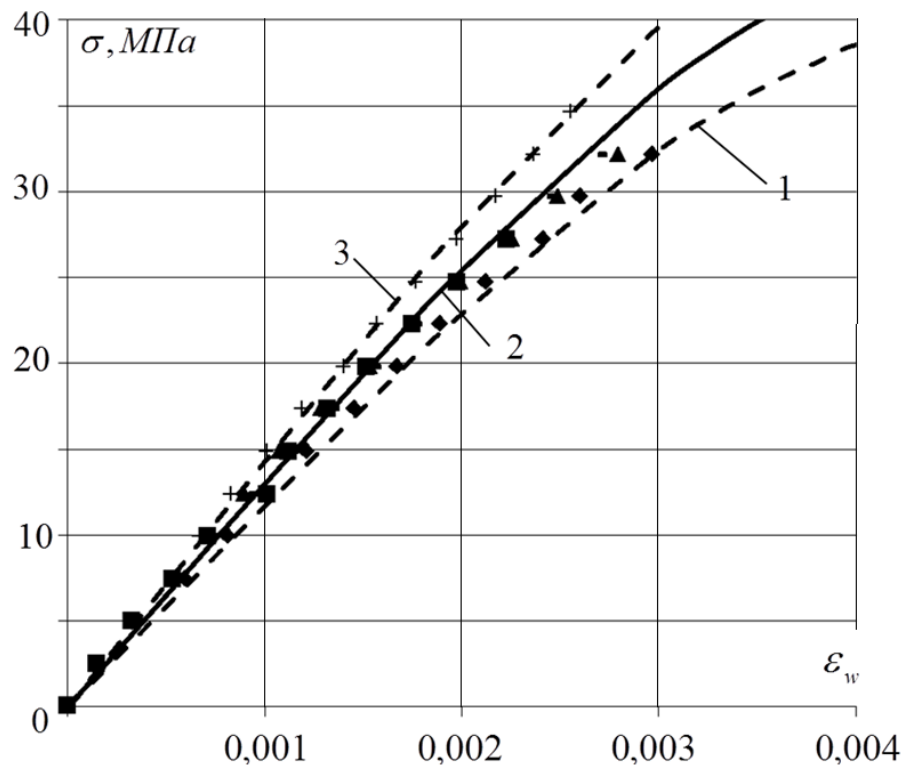


Рис. 6.14 - Верифікація графіку залежності «напруження – деформації» за запропонованою функцією (5.1) з експериментальними даними, що отримані під час випробування призм з клеєної деревини Поліщуком М.В.

З рис. 6.14 було встановлено, що отриманий теоретичний графік «напруження-деформації» клеєної деревини співпадає з експериментальними даними, що отримані під час випробування призм. Експериментальні дані лежать в межах розбіжності $\pm 10\%$. Для цього графіку були визначені коефіцієнти для апроксимованої функції 5.1: де $w_4 = -1989$, $w_3 = -1825$, $w_1 = 12970$, $u_{c,0,d} = 0,00442$.

6.6.2. Деформування балки з клеєної деревини з пасивним одиночним армуванням стиснутої зони

Було випробовано балку з клеєної деревини GRB-12C поперечним перерізом 10*15 см армовану лише одиночним пасивним армуванням стиснутої зони сталеву арматурою 2Ø12 A500C на поперечний згин. Це було зроблено з

метою перерозподілу внутрішніх зусиль в поперечному перерізі елементу, щоб перемістити нейтральну лінію до верхньої частини балки тим самим зменшити стиснуту зону балки розподіливши зусилля так, щоб досягти більшого моменту. Проте автор відмічає, що при стадії напружено-деформованого стану близького до руйнування в арматурі відносні деформації досягли значення $u_s^{max}=39,80 \cdot 10^{-4}$ і можна говорити, що вони зрівнялись при цьому із максимальними деформаціями в деревині в момент руйнування цієї балки. Ці значення значно перевищили граничне значення деформацій сталевих арматур $u_y = 24 \cdot 10^{-4}$ на межі текучості, які автор отримав при випробуванні стержнів цього ж діаметру на розрив. Отже, сталеві арматури останні кілька ступенів зростання зовнішнього навантаження чинили опір з однаковим незмінним максимальним зусиллям.

Змоделюємо графік «момент-кривина» для балки з одиночним пасивним армуванням GRB-12C та нанесемо оброблені експериментальні дані отримані за випробувань Поліщуком М.В. Графік «момент-кривина» для балки GRB-12C з одиночним пасивним армуванням та оброблені експериментальні дані зображено на рис.6.15. З даного рисунку видно, що експериментальні значення кривини мають невелику розбіжність до 7% з теоретичними значеннями.

Також було визначено зміну прогину за зростання зовнішнього навантаження теоретичним шляхом в згинальному клесеному дерев'яному елементі і побудовано діаграму «момент-прогин» (рис.6.16) з нанесенням експериментальних значень прогину, який виникає в дерев'яному згинальному елементі на різних рівнях завантаження. Розбіжність між експериментальними та теоретичними даними по прогинах балки з клесеної деревини з пасивним одиночним армуванням стиснутої зони (рис.6.16) лежать у межах 7%.

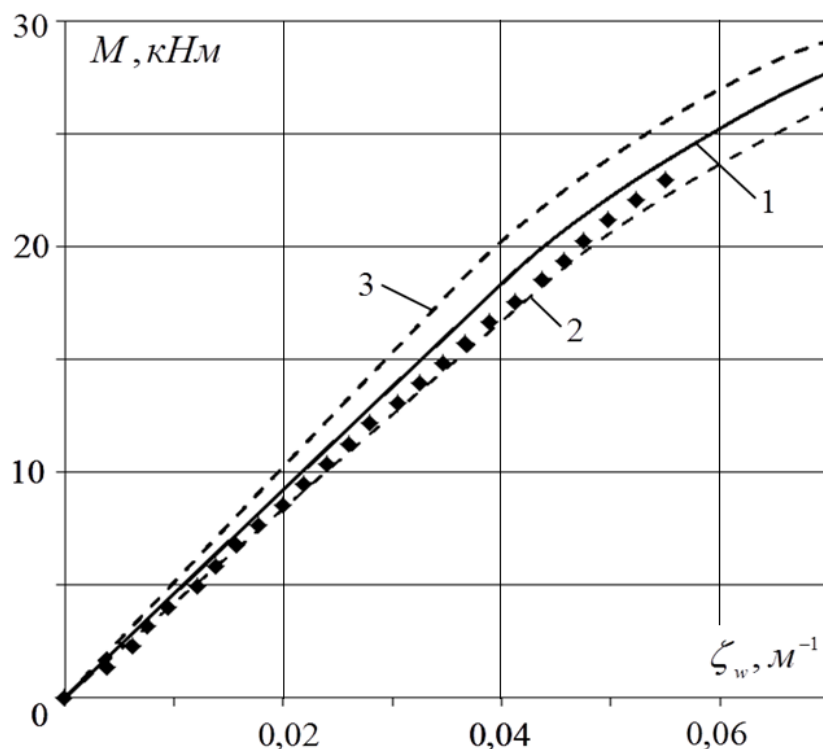


Рис. 6.15. Теоретично отриманий графік «момент-кривина» для експериментально досліджуваної балки GRB-12C та співставлення з експериментальними даними

6.6.3. Співставлення експериментальних даних Поліщука М.В з теоретичними даними отриманими шляхом моделювання пасивно армованих комбінованим армуванням балок з клеєної деревини GRB-16

Дві балки, що були армовані у стиснутій зоні сталеву арматурою у вигляді двох стержнів періодичного профілю діаметром 16 мм класу А500С, а в розтягнутій зоні – високоміцною композитною стрічкою на основі вуглецевих волокон Sika CarboDur S-512, яка була приклеєна ззовні розтягнутої зони по нижній дощці за допомогою спеціального клею. Таким чином клеєні балки з деревини були підсилені за рахунок пасивного комбінованого армування і експериментально були випробувані. Пасивно комбіновано армовані балки з клеєної деревини були позначені GRB-16A та GRB-16B. Відсоток армування перерізів балок GRB-16A та GRB-16B цієї серії випробувань становив 2,8%.

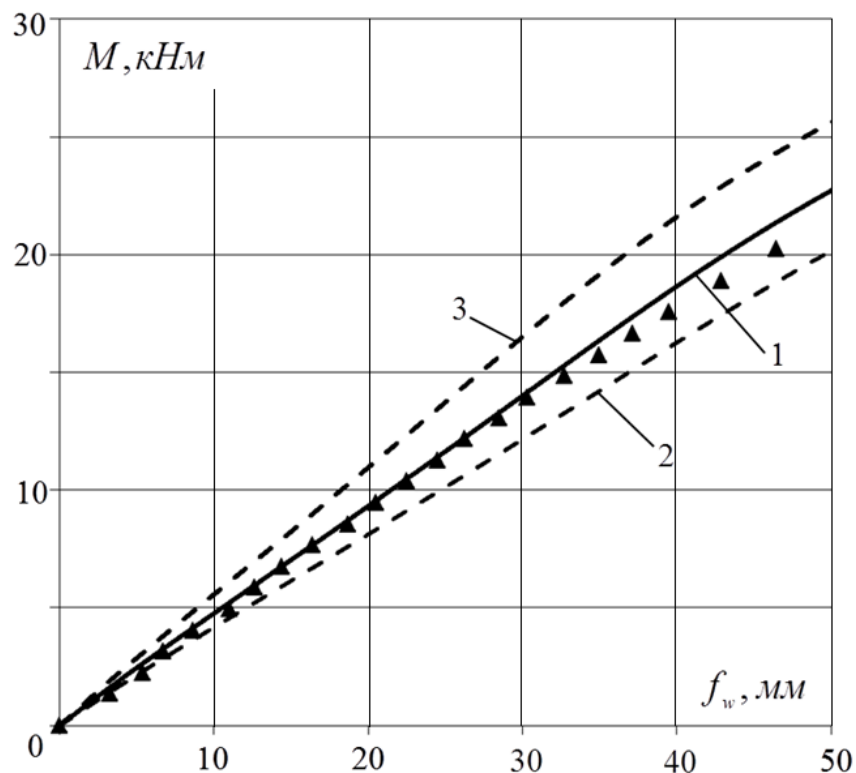


Рис.6.16. Теоретично отриманий графік «момент-прогин» для експериментально досліджуваних балок та співставлення з експериментальними даними балки GRB-12C без армування розтягнутої зони

Для верифікації методики моделювання проведемо співставлення теоретично отриманих графіків «момент-кривина» з експериментально отриманими даними, при цьому використавши для аналізу функції (5.1). Змоделюємо роботу нормального поперечного розрахункового перерізу згинального елемента за алгоритмом, що приведений на рис.3.2 і отримаємо графік залежності «момент-кривина» та співставим його з отриманими експериментальними результатами (рис.6.17).

Для аналізу роботи арматури діаметром 16 мм в стиснутій зоні класу А500С в складі балок GRB-16А та GRB-16В були використані отримані результати Поліщуком М.В [49] з випробування арматури. Для розтягнутої зони, яка армувалась композитною арматурною вуглецевою стрічкою Sika CarboDur S-512, були використані дані, які описані в паспорті даного матеріалу.

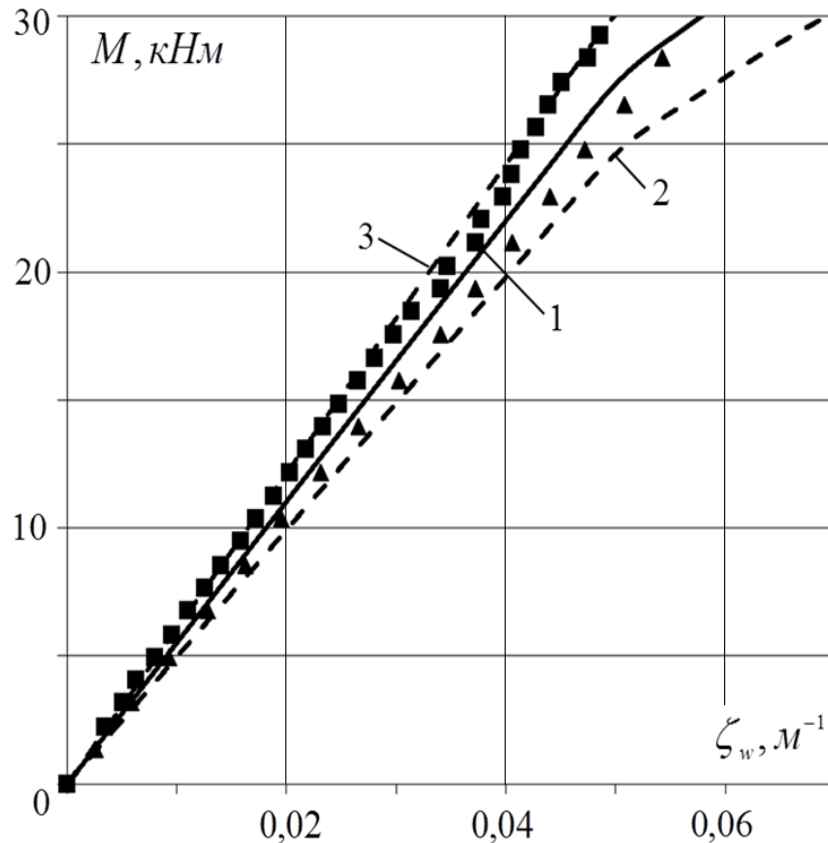


Рис. 6.17. Графік «момент-кривина» отриманий теоретично для експериментально досліджуваних пасивно комбіновано армованих балок з клеєної деревини GRB-16A та GRB-16B та співставлення з експериментальними даними

З рис.6.17 видно, що отримана теоретичним моделюванням крива «момент-кривина» добре співпадає з експериментальними даними, при цьому розбіжність складає не більше $\pm 5\%$.

Причиною руйнування балок GRB-16A та GRB-16B стали не втрата несучої здатності за нормальним перерізом, а повздовжнє сколювання деревини поблизу нейтральної лінії поперечного перерізу по всій довжині елемента за виникнення граничних дотичних напружень.

На базі змодельованого графіку «момент-кривина» побудовано шляхом моделювання діаграму «момент-прогин» та проведено аналіз прогинів згинальних дерев'яних армованих елементів на співпадіння її з отриманими даними експериментальних досліджень. Співставлення діаграми «момент-

прогин» з експериментальними даними для пасивно комбіновано армованих балок з клеєної деревини GRB-16A та GRB-16B зображені на рис.6.18.

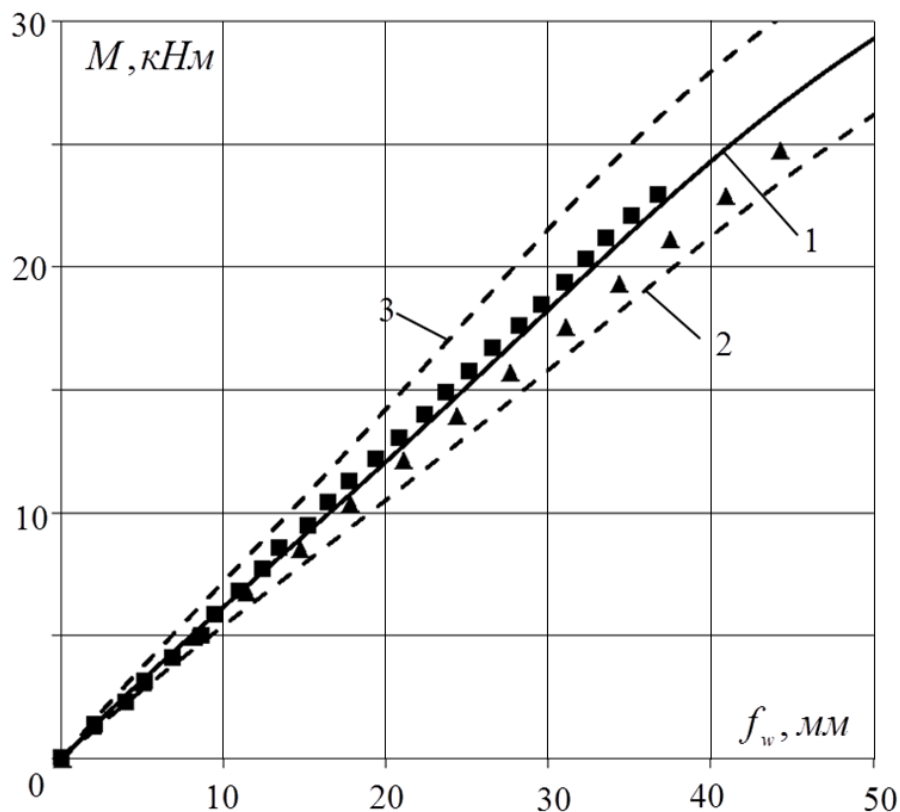


Рис. 6.18. Графік «момент-прогин» отриманий теоретично для експериментально досліджуваних пасивно комбіновано армованих балок з клеєної деревини GRB-16A та GRB-16B та співставлення з експериментальними даними

З рис.6.18 видно, що експериментальні значення прогинів співпадають з теоретичними значенням для комбіновано армованих балок з клеєної деревини GRB-16A та GRB-16B. Розбіжність в теоретичних та експериментальних даних лежить в межах $\pm 15\%$ і вона є задовільною.

Було проведений статистичний аналіз збіжності теоретичних даних отриманих запропонованою методикою та експериментальних даних кривини та прогину для балок випробуваних Поліщуком М.В. (GRB-12C, GRB-16A, GRB-16B) в залежності від прикладеного навантаження в розрахунковому перерізі. Аналіз проводився за допомогою методу різниці найменших квадратів приведений в Додатках Б7-Б10. Аналіз показав, що середнє значення

відхилень кривини для балок складо: GRB-12C -8,9%, GRB-16A – 14,2%, GRB-16B – 4,7% відповідно А відхилення прогинів складає: GRB-12C -4,3%, GRB-16A – 3,9%, GRB-16B –5,4%.

6.7. Вплив комбінованого армування на значення несучої здатності згинальних елементів з клеєної деревини за другою групою граничних станів

На рисунку 6.19 представлено графіки результатів експериментальних досліджень неармованих та армованих балок з клеєної деревини для визначення та співставлення несучої здатності за другою групою граничних станів. За граничний прогин прийнято прогин, що становить $f_u = 18\text{мм}$.

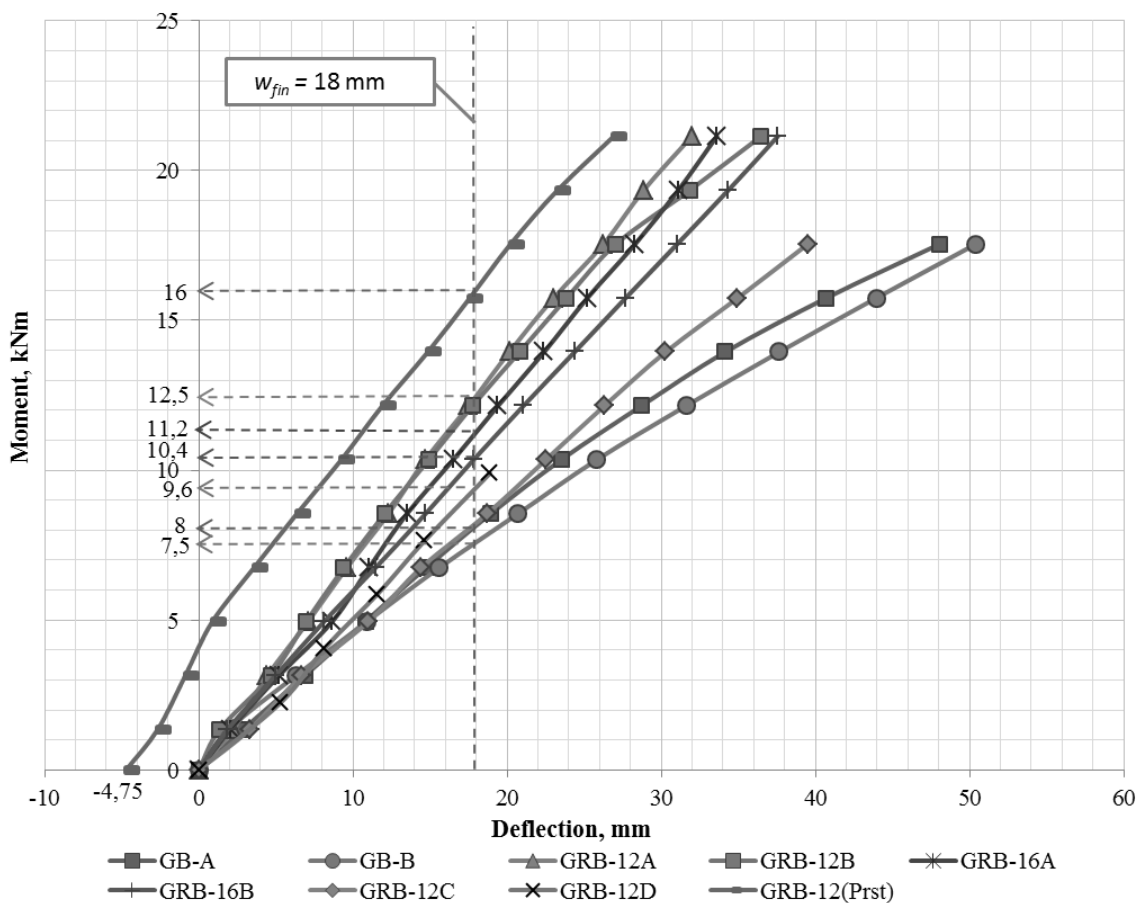


Рис. 6.19. Діаграми «момент-прогин» з визначенням несучої здатності за другою групою граничних станів досліджуваних балок з клеєної деревини

Як видно з рис. 6.19, несуча здатність згинальних елементів, що працюють на прямий поперечний згин за другою групою граничних станів для дощатоклеєних балок GB-A та GB-B, що були прийняті, як еталонні, знаходилась в межах 7,5...8.0кНм. Армування лише стиснутої зони дощатоклеєної балки GRB-12C підвищує її жорсткість тільки при роботі вище досягнення її граничного прогину. Армування розтягнутої зони 2Ø12 A500C балки із клеєної деревини GRB-12D неефективне, бо досить значні витрати на виготовлення підвищили лише на 20% граничний момент за другою групою граничних станів. Пасивне комбіноване армування стиснутої зони 2Ø12 A500C та розтягнутої зони композитною вуглецевою стрічкою Sika CarboDur S-512 перерізом 25x1.2мм балок GRB-12A та GRB-12B збільшує несучу здатність згинальних елементів, що працюють на прямий поперечний згин за другою групою граничних станів в 1,5 рази. Дещо менше вплинуло пасивне комбіноване армування балок з клеєної деревини 2Ø16 A500C стиснутої зони і композитною вуглецевою стрічкою Sika CarboDur S-512 перерізом 25x1,2мм розтягнутої зони, але з меншою відстанню між центрами розміщення цієї арматури в елементах GRB-16A та GRB-16B на несучу здатність згинальних елементів за другою групою граничних станів. Цей поріг зріс на 30–40 % в порівнянні з неармованими елементами.

Найбільше підвищення порогу несучої здатності за другою групою граничних станів дав ефект попереднього напруження балки з клеєної деревини пасивно армовані за допомогою комбінованого армування стиснутої зони 2Ø12 A500C та розтягнутої зони композитною вуглецевою стрічкою Sika CarboDur S-512 перерізом 25x1.2мм балок GRB-12(Prst). Цим способом підвищується поріг несучої здатності за другою групою граничних станів в два рази. Деякі геометричні характеристики балок з клеєної деревини та вплив різних способів армування на несучу здатність згинальних елементів за другою групою граничних станів приведено в табл.6.2.

**Зростання несучої здатності балок з клеєної деревини за другою групою
граничних станів внаслідок різних видів армування**

№ п/п	Познач.	Армування	К-сть зр-ків	Відст. між центрами ар-ри, мм	Граничний момент, (кН•м)	Відсоток зростання, %
1	GB-A	неармована	1	-	7.5	-6
2	GB-B	неармована	1	-	8.0	0
3	GRB-12C	2Ø12 A500C (Стиснута зона) (Поліщук М.В.)	1	-	8.0	0
4	GRB-12D	2Ø12 A500C (Розтягнута зона) (Поліщук М.В.)	1	-	9.6	20
5	GRB-12A	2Ø12 A500C + Sika CarboDur S-512	1	117.6	12.5	56
6	GRB-12B	2Ø12 A500C + Sika CarboDur S-512	1	117,6	12.5	56
7	GRB-16A	2Ø16 A500C + Sika CarboDur S-512 (Поліщук М.В.)	1	115.6	11.2	40
8	GRB-16B	2Ø16 A500C + Sika CarboDur S-512 (Поліщук М.В.)	1	115.6	10.4	30
9	GRB-12 (Prst)	2Ø12 A500C + Sika CarboDur S-512 (Prst) (Попередньо напружена)	1	117,6	16.0	100

6.8. Положення нейтральної лінії в комбіновано армованих елементах з клеєної деревини за прямого згину за дії короткочасного статичного навантаження

За результатами експериментальних досліджень на основі отриманих вимірювань деформування різних шарів деревини по висоті поперечного нормального перерізу елемента з деревини за допомогою традиційного методу

лінійної інтерполяції [195, 62, 69, 58] було встановлено положення нейтральної лінії на різних рівнях завантаження балки. Положення нейтральної лінії в перерізі в зоні чистого згину балок з клеєної деревини марок GB-A, GB-B, GRB-12A, GRB-12B, GRB-12C, GRB-16A, GRB-16B, GRB-12A (Prst) та GRB-12B (Prst) за дії одноразового короткочасного статичного навантаження на різних рівнях наведено в табл.6.3.

Таблиця 6.3

Положення нейтральної лінії комбіновано армованих елементах з клеєної деревини

Назва елемента	Рівень навантаження (кН•м)				
	0,2М	0,4М	0,6М	0,8 М	0,98М _{max}
GB-A	0,424	0,433	0,433	0,452	0,445
GB-B	0,448	0,453	0,450	0,459	0,481
GRB-12C	0,498	0,499	0,506	0,515	0,529
GRB-12A	0,543	0,529	0,512	0,521	0,517
GRB-12B	0,490	0,517	0,515	0,510	0,515
GRB-16A	-	-	-	-	0,542
GRB-16B	-	-	-	-	0,620
GRB-12A (Prst)	0,358	0,428	0,447	0,449	0,450

Результати випробувань підтвердили, що починаючи з початку прикладення одноразового короткочасного статичного навантаження, нейтральна силова лінія в балках з клеєної деревини без армування змінювала своє положення у всіх випадках в сторону зменшення висоти розтягнутої зони.

Коли ж, в стиснуту зону для її зміцнення вставимо сталеву арматуру з практично в 20 разів вищим модулем пружності, то картина поведінки нейтральної дещо змінюється. Так в балці з клеєної деревини GRB-12C з пасивним одиночним армуванням стиснутої зони двома стержнями сталеві арматури класу A500C та у балках з комбінованим армуванням GRB-12A,

GRB-12B з 2Ø12 A500C в стиснутій зоні і композитної стрічки Sika CarboDur S-512 перерізом 12x25 мм в розтягнутій зоні нейтральна силова лінія, починаючи з самого початку прикладення одноразового короткочасного статичного навантаження, також змінювала своє положення, але уже практично у всіх випадках в сторону збільшення висоти розтягнутої зони. В балках GRB-16A, GRB-16B з більшою насиченістю стиснутої зони сталевую арматурою нейтральна силова лінія також змінює своє положення в сторону збільшення розтягнутої зони, але інтенсивніше в порівнянні з балками GRB-12C, GRB-12A та GRB-12B.

Ще інша поведінка роботи балки з клеєної деревини GRB-12A (Prst) з комбінованим попередньо напруженим армуванням спостерігається якраз через попереднє напруження композитної вуглецевої стрічки Sika CarboDur S-512 перерізом 25x1,2 мм.

Як видно з результатів розрахунку приведених в табл. 6.3, що в усіх балках з клеєної деревини, як неармованих, так і комбіновано армованих, нейтральна лінія в перед руйнівному стані не співпадає з центром ваги поперечного перерізу згинального елемента.

6.9. Апробація методики моделювання роботи деревина автора на дослідженнях Сасовського Т.А.

Одним з перших досліджень згинальних дерев'яних елементів, які були проведені в НУВГП, виконані Сасовським Т.А. Автором досліджувався вплив короткочасного та малоциклового навантаження на роботу згинальних дерев'яних елементів з клеєної деревини. В загальному було випробувано 15 балок з цільної та клеєної деревини за дії однократного та малоциклового навантаження. Основні результати були представлені в роботі [69]. Також вперше були представлені результати експериментальних досліджень дерев'яних зразків з цільної деревини на стиск з жорстким режимом прикладання навантаження та побудовано повні діаграми деформування

матеріалу вздовж волокон. Автором було визначено граничну міцність деревини, яка необхідна нам при моделюванні роботи згинального елемента та отримані експериментальні дані щодо роботи деревини на стиск за різного рівня завантаження. Це дало змогу автору перевірити функцію (5.1), яка була прийнята для опису деформування деревини на стиск вздовж волокон. Здійснено аналіз експериментальних даних випробуваних призм з цільної деревини за жорсткого режиму випробування та застосована функція деформування (5.1), на основі якої побудована діаграма залежності напружень від деформацій (рис.6.20).

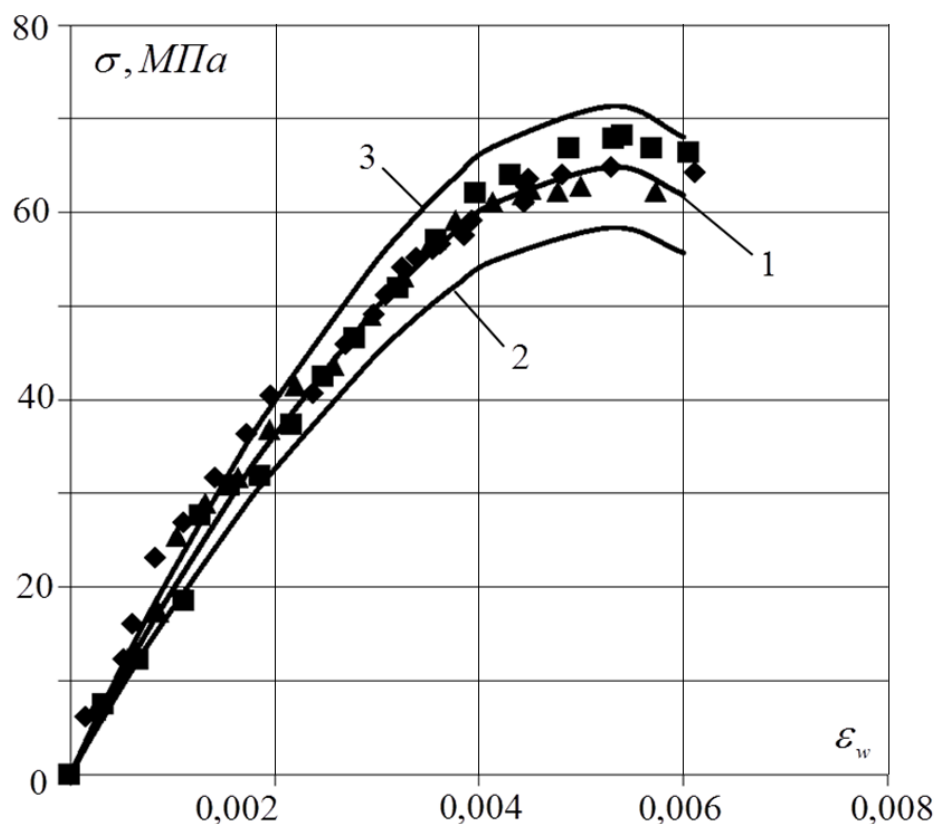


Рис. 6.20. Збіжність результатів експериментальних досліджень Сасовського Т.А. з теоретично отриманою діаграмою деформування деревини (1) з відповідною збіжністю $\pm 10\%$ (2,3)

Результати перевірки були задовільними і це дало можливість змоделювати роботу згинальних елементів, що досліджувалися в роботі [80] за

функцією (5.1) з коефіцієнтами $w_4 = -6215$, $w_3 = 8799$, $w_2 = -12164$, $w_1 = 21827$ та критичним значення відносних деформацій $u_{c,0,d} = 0,0053$.

З урахуванням отриманих даних було змодельовано роботу поперечного перерізу згинального дерев'яного елемента з клеєної деревини. Побудовано графік «момент-кривина» на основі цих даних та наведено результати, які отримано в роботі Сасовського Т.А. (рис.6.21). З даного рисунку видно, що експериментальні результати близькі до кривої і розташовуються з розбіжністю не більше $\pm 10\%$.

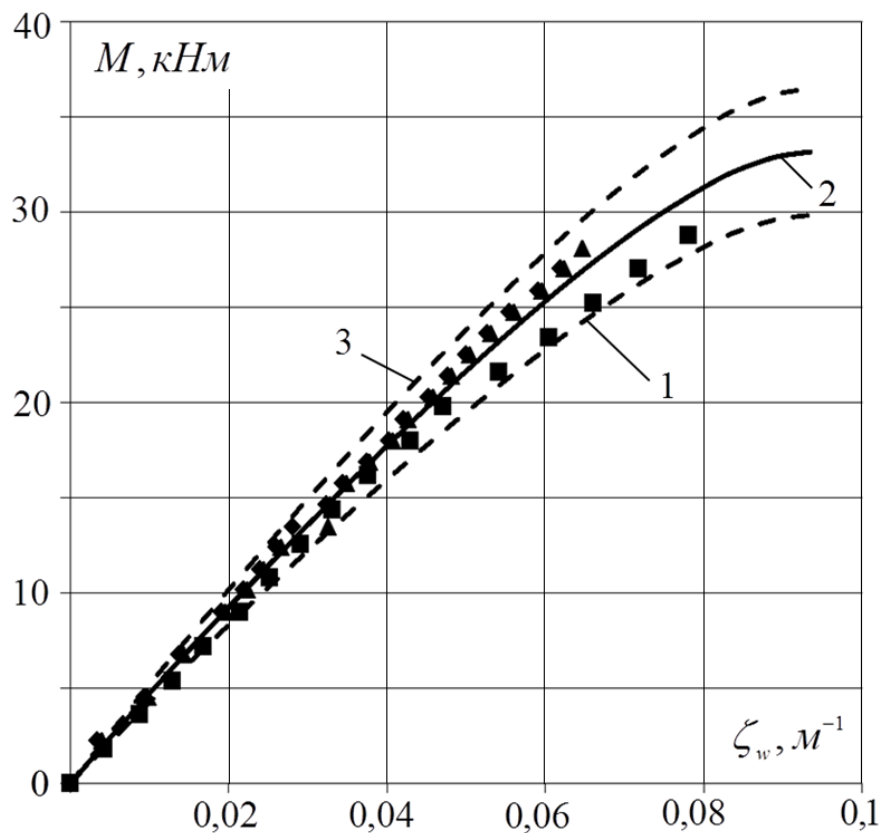


Рис. 6.21. Збіжність отриманих результатів експериментального дослідження балок за дії однократного навантаження Сасовського Т.А. з отриманим теоретичним графіком «момент-кривина» (1) з відповідними межами розбіжності в $\pm 10\%$ (2,3)

Також було змодельовано роботу і для балок з клеєної деревини, які випробовувались за дії малоциклового навантаження. Проте для порівняння експериментальних та теоретичних даних було використано відносні

деформації, які отримані на першому циклі завантаження. Порівняння наведено на рис.6.22.

З рис.6.22 видно, що більшість отриманих експериментальних даних з випробування балок з клеєної деревини лежать близько, а то й співпадають з отриманим графіком «момент-кривина». Проте одна з балок дещо відхиляється за межі від даного сектору. Загалом результати експериментальних досліджень згинальних елементів з клеєної деревини підтверджують дієвість запропонованої методики моделювання їх роботи.

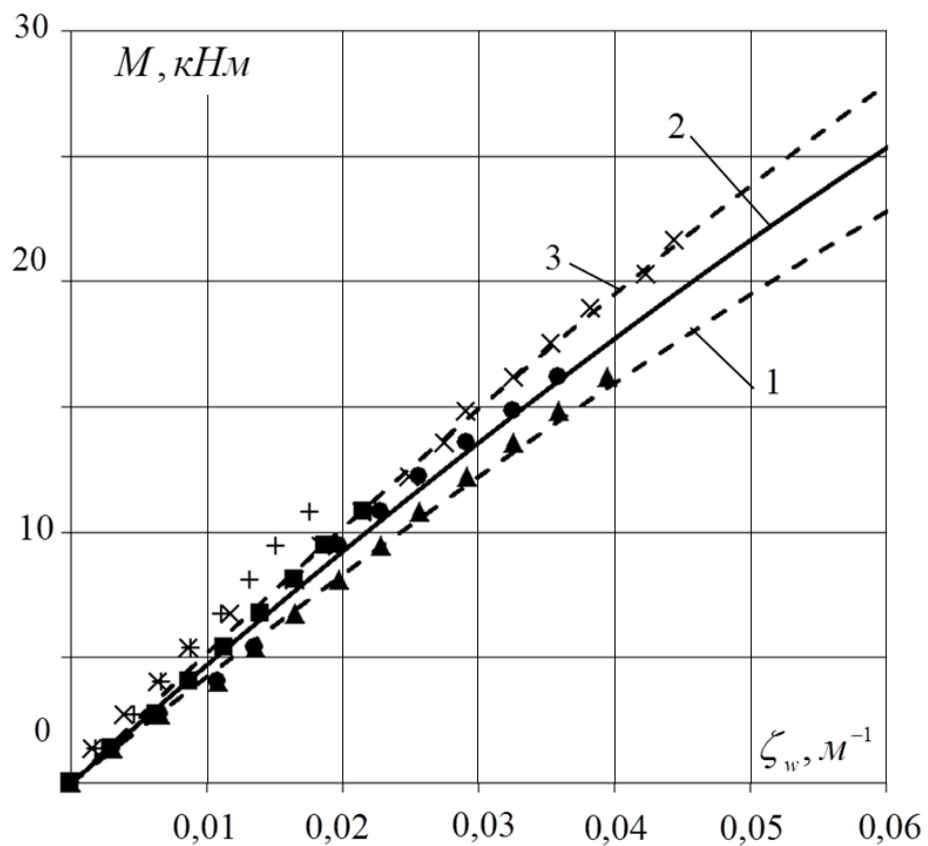


Рис. 6.22. Збіжність отриманих результатів експериментальних досліджень балок за дії малоциклового навантаження Сасовського Т.А. з теоретично отриманою діаграмою «момент-кривина» (1) з відповідними межами збіжності $\pm 10\%$ (2,3)

В роботі Сасовського Т.А. не ставилася задача з визначенню прогину для згинального елемента з клеєної деревини за дії однократного завантаження, проте проводились виміри прогинів балок за дії повторного навантаження.

Тому ми можемо співставити значення прогинів балок з клеєної деревини при першому циклі малоциклового навантаження. Отримані результати експериментальних досліджень для цих балок зображено на рис.6.23.

На графіку 2, що зображений на рис.6.23, показана теоретична діаграма «момент-прогин» досліджувального згинального елемента та штриховою лінією зображені межі відхилення в 15% від теоретичного значення.

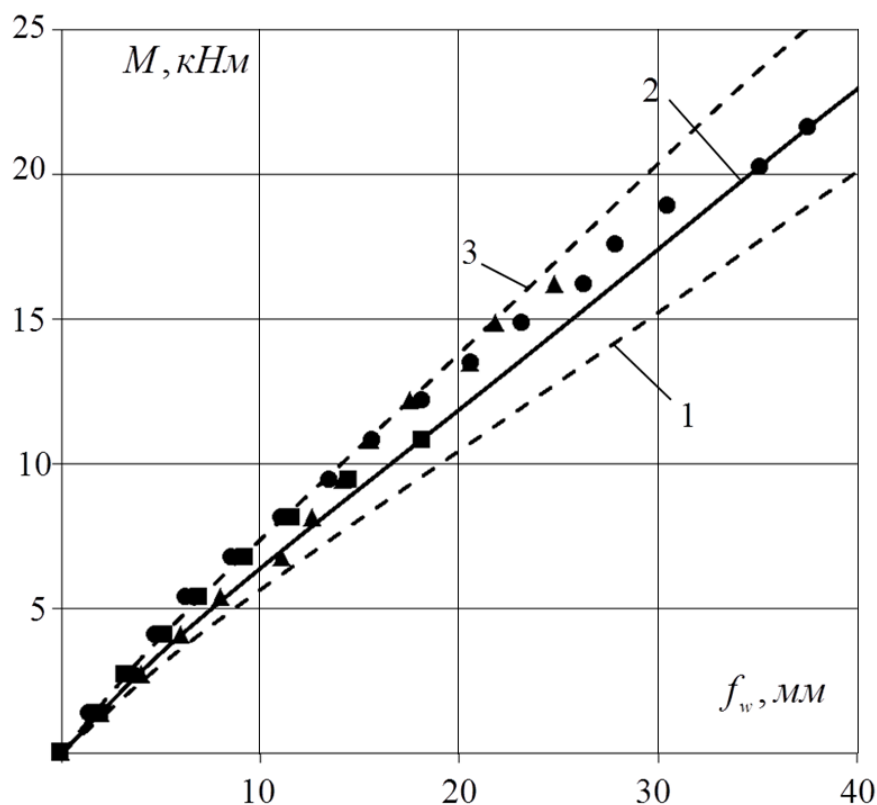


Рис. 6.23. Збіжність отриманих результатів експериментального дослідження балок за дії малоциклового навантаження Сасовського Т.А. з отриманим теоретичним графіком «момент-прогин» (2) з відповідними межами розбіжності в $\pm 15\%$ (1,3)

Також на рис.6.23 нанесені експериментальні дані, які отримані при випробуванні балок з клеєної деревини. З рис.6.23 видно, що експериментальні дані близькі або співпадають з теоретичними з відхиленням не більше 15%.

Було проведено аналіз розбіжності результатів з використанням методики найменших квадратів, результати були занесені до Додатків Б11-Б13. Було встановлено, що розбіжність значень між теоретичними значеннями, а також

експериментальними в середньому мають значення до 9%, для балки Б-1 складають 8,8%, балки Б-2 – 3,2% та для балки Б-3 - 5,0%.

6.10. Порівняння експериментальних даних Сурмаєв М.І. з розробленою моделлю роботи деревини

М.І. Сурмаєв досліджувались доцільність армування розтягнутої зони згинальних елементів з клеєної деревини [133]. Вивчалася робота армованих балок з клеєної деревини зі встановленою металевою, склопластиковою та базальтовою арматурою. Було проведено порівняння результатів дослідження пасивно армованих різними видами армування дерев'яних згинальних елементів отриманих Сурмаєв М.І. Автором було випробувано деревину на осьовий стиск, середня міцність якої склала $f_{c,0,k} = 4,68 \text{ кН/см}^2$. Також клеєна деревина випробовувалась на осьовий розтяг. Міцність на розтяг склала в середньому $f_{t,0,k} = 4,94 \text{ кН/см}^2$. Січний модуль пружності для деревини склав 972 кН/см^2 . Міцність арматури на розтяг марки А400С Ø10мм склала $f_{y,k} = 52,86 \text{ кН/см}^2$ та для марки А400С Ø16мм $f_{y,k} = 61,5 \text{ кН/см}^2$, при цьому модуль пружності для обох арматур складав $E_s = 21893 \text{ кН/см}^2$. Міцність та модуль пружності склопластикової арматури та базальтової склали відповідно: АКС Ø10мм $f_{t,k} = 78,18 \text{ кН/см}^2$, $E_s = 5589 \text{ кН/см}^2$ та АКБ Ø10мм $f_{t,k} = 91,93 \text{ кН/см}^2$; $E_s = 7037 \text{ кН/см}^2$. Автор виготовив та випробував 5 серій балок з клеєної деревини з різними варіантами армування та контрольні без армування. Весь обсяг досліджень, проведений М.І. Сурмаєв приведений в табл.6.4.

На основі проведених експериментальних досліджень автором було змодельовано 4 варіанти теоретичної роботи пасивно армованих згинальних дощатоклеєних елементів (БС – склопластиковою арматурою, ББ – базальтовою арматурою, БМ – сталеву арматуру Ø10, БМ – сталеву арматуру Ø16) та варіант роботи неармованого елемента БД. Для кожної серії розрахунку моделі роботи елемента були використані попередньо визначені механічні характеристики деревини, металевої, склопластикової та базальтової арматури. З роботи М.І.

Сурмая були використані побудовані графіки прогинів згинальних балок з клеєної деревини, що досліджувалися. Шляхом моделювання визначимо теоретичні графіки прогинів для кожного серії та порівняємо їх з експериментально отриманими (рис.6.24).

Таблиця 6.4

Експериментальні дослідження Сурмая М.І.

Серія	Марка	К-ть, шт	Геометричні		Арматура			Вологість деревини W, %
			Довжина, мм	Переріз, мм	Марка	Ø, мм	μ, %	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
I	БД-1	2	3050	210x100	-	-	-	10,8
	БД-2							11,0
II	БС-1	2	3050	210x100	АКС	10	0,75	10,5
	БС-2							10,9
III	ББ-1	2	3050	210x100	АКБ	10	0,75	11,2
	ББ-2							10,8
IV	БМ-1	2	3050	210x100	А400С	10	0,75	11,6
	БМ-2							10,6
V	БМ-3	2	3050	210x100	А400С	16	1,91	10,3
	БМ-4							11,0

На рис.6.24 побудовано графіки методом моделювання роботи згинального елемента для: 1 – балок армованих арматурою сталевую діаметром 10 мм БМ; 2 – балок армованих арматурою сталевую діаметром 10 мм БМ; 3 – балок армованих базальтовою арматурою ББ; 4 – балок армованих композитною арматурою з скловолокна БС; 5 - контрольних балок серії БД.

З рис.6.24 видно, що для балок серії БД, БС та ББ розбіжність між експериментальними та теоретичними даними складає від 4,7% до 10%. Для балок армованих металевую арматурою розбіжність складає до 15%. Всі ці

розбіжності визначалися на рівні завантаження не більше 50% від руйнівного, в зоні експлуатаційного навантаження дерев'яного згинального елементу.

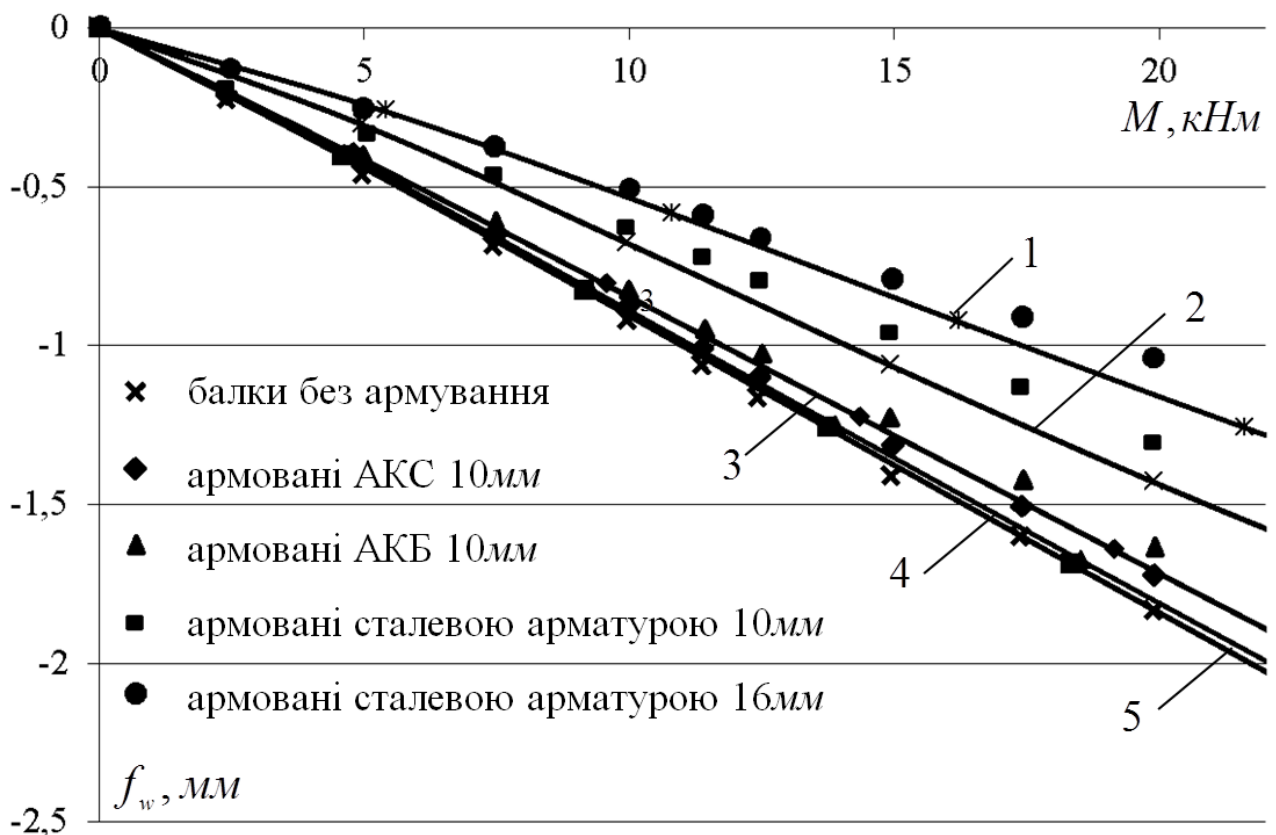


Рис. 6.24. Порівняння теоретичних даних автора з експериментальними по прогину неармованих та пасивно армованих згинальних елементів (отриманих М.І. Сурмаєм)

6.11. Аналіз результатів числового моделювання балок з деревини за допомогою деформаційної моделі та програмного комплексу ЛІРА САПР

Для верифікації методики моделювання згинальних дерев'яних елементів було проведено числове дослідження методом скінченних елементів в актуальному програмному комплексі ПК ЛІРА-САПР з використанням об'ємних та плоских скінченних елементів [134]. Відомий програмний комплекс дозволяє визначати лінійні переміщення та напруження конструкцій, що проєктуються, з урахуванням особливостей роботи, складу і структури

дерев'яних балок. Одним із самих популярних елементів, що найточніше описуює роботу, є об'ємний скінченний елемент (СЕ №36). Він дозволяє описати деревину, як ортотропний пружний матеріал, який враховує при розрахунку об'ємний напружено-деформований стан елемента. При цьому для описання матеріалу деревини задаємося основними характеристиками матеріалу, до яких входять: модуль пружності деревини вздовж волокон $E_{1,w}$, модуль пружності деревини впоперек волокон $E_{2,w}, E_{3,w}$, модуль зсуву G_w та коефіцієнтів Пуассона деревини ν_w . Для числового моделювання деревини було використано повздовжні коефіцієнти пружності, які визначені раніше шляхом експериментального випробування деревини, а також прийняті табличні значення модулів пружності деревини поперек волокон, модулів зсуву та коефіцієнти Пуассона. Всі значення пружних характеристик деревини занесені до таблиці 6.5.

Таблиця 6.5.

Прийняті пружні та деформаційні характеристики матеріалів
для моделювання балок

Змодельована балка	Модулі пружності деревини, $E_{1,w}$, МПа	Модуль пружності впоперек волокон, $E_{2,w}, E_{3,w}$, МПа	Коефіцієнт Пуассона ν_{12}, ν_{21}	Модуль пружності арматури, E_{arm} , МПа	Коефіцієнт Пуассона ν_{arm}	Модуль пружності вуглець. стрічки, E_c , МПа	Коефіцієнт Пуассона ν_c
SB	15100	400	$\nu_{12} = 0,016$ $\nu_{21} = 0,48$	-	-	-	-
SRB-12	15100	400		198000	0,3	165000	0,3
GB-A	13000	400		-	-	-	-
GB-B	13000	400		-	-	-	-
GRB-12A	13000	400		205000	0,3	165000	0,3
GRB-12B	13000	400		205000	0,3	165000	0,3

Для описання характеристик матеріалів стрічки, а також арматури було використано об'ємний скінченний елемент (СЕ) №36. Для вуглецевої стрічки та сталевий арматури елементи задавались, як пружний матеріал з модулями

пружності відповідно E_{arm} , E_c та коефіцієнтами Пуассона ν_{arm} , ν_c . Прийняті характеристики вуглецевої стрічки та сталі занесено до таблиці 6.5.

При створенні числової моделі експериментально досліджуваних балок з використанням ПК ЛІРА САПР, були збережені всі розміри, а також розрахункова схема та принцип прикладання навантаження. Навантаження в чисельно змодельованій балці прикладалось через пластину, шляхом прикладання навантаження, відповідно до схеми завантаження в експериментальній частині. На відстані 15 см було прикладено жорсткі в'язі до нижніх планок, які в реальному експерименті відповідали опором балки. Деревина балки та арматура була змодельована об'ємними елементами розміром 1 см^3 . Так, як поперечний переріз арматури в чисельно змодельованій балці не відповідав поперечному розміру арматури був прийнятий коефіцієнт приведення 1,13 до модуля пружності арматури, який враховував значення додаткової площі арматури. Числові моделі ПК ЛІРА САПР для досліджуваних балок SB, GB показано на рис. 6.25 та для балки SRB12 на рис. 6.26.

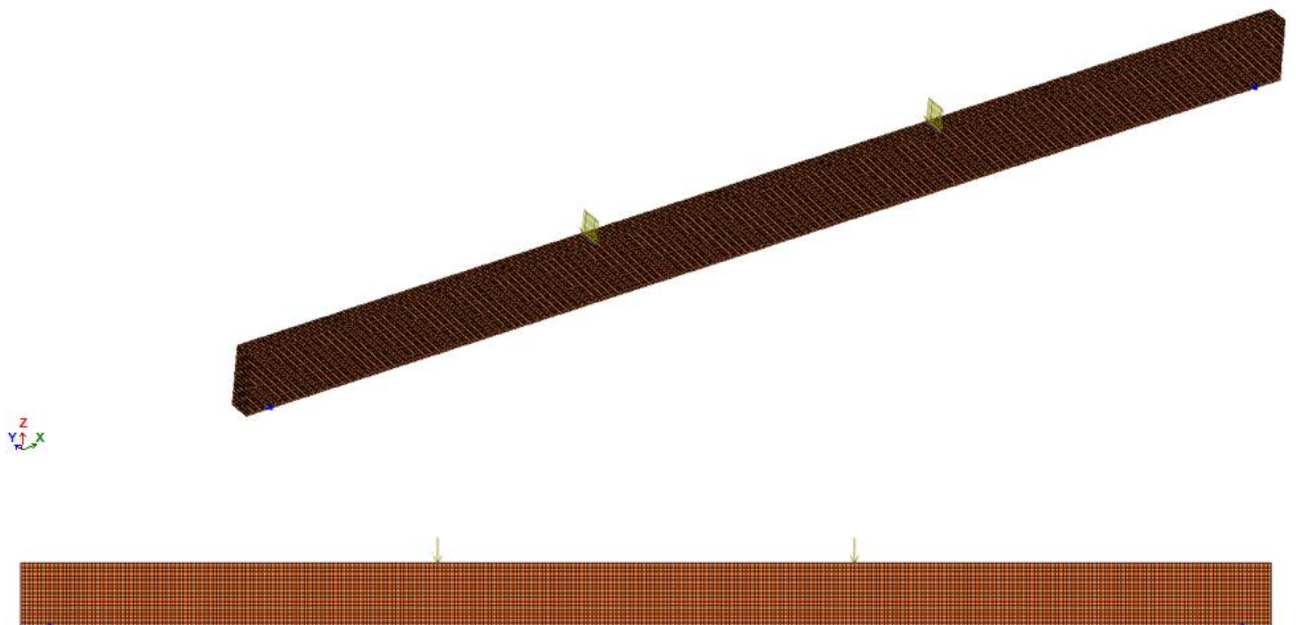


Рис. 6.25. Модель дерев'яних балок SB, GB в ПК ЛІРА САПР

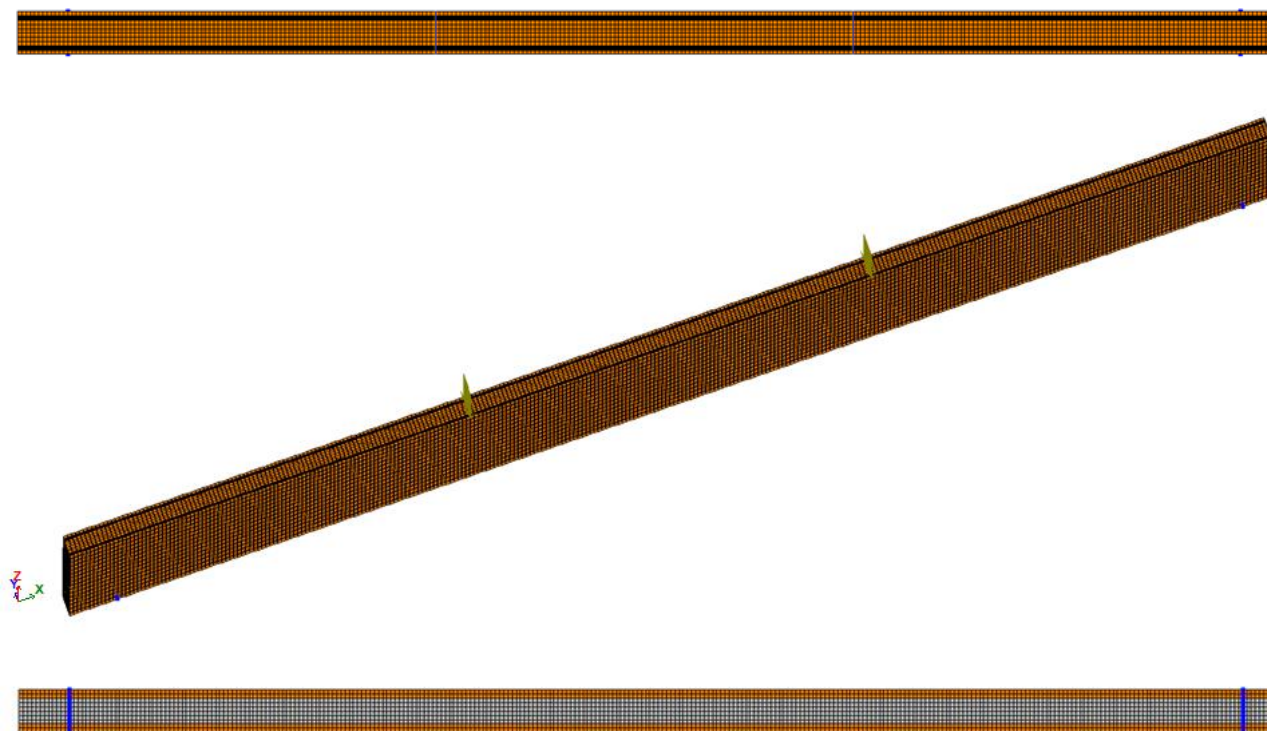
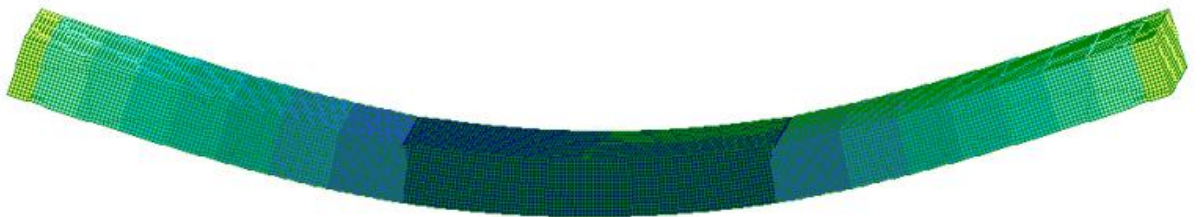
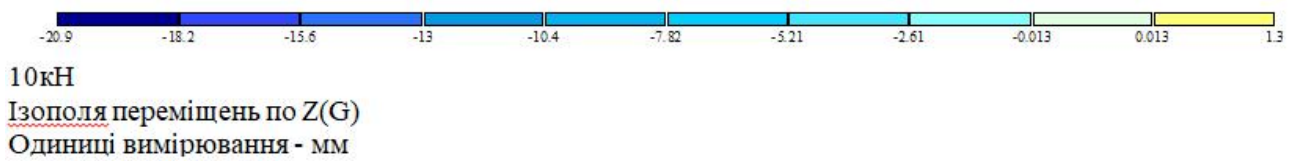


Рис. 6.26. Модель комбіновано армованої дерев'яної балки SRB в ПК ЛІРА САПР

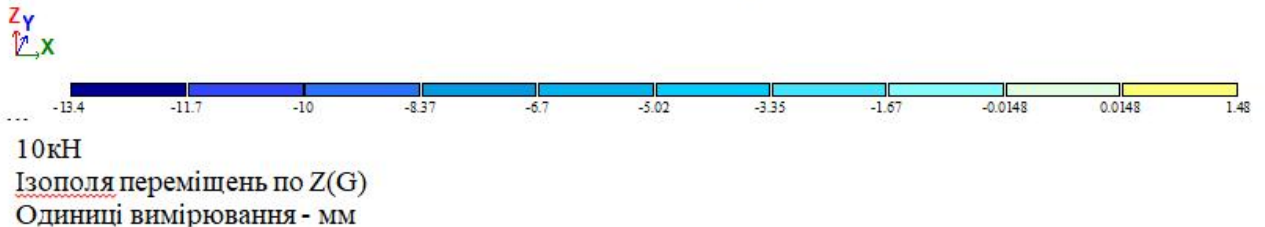
Після проведення числового моделювання було виконане порівняння прогинів отриманих за допомогою програмного комплексу ЛІРА-САПР та експерименту. Зображення отриманих прогинів згинальних дерев'яних елементів показано на рис. 6.29 для непідсилених балок SB та підсилених балок SBR12 серії з цільної деревини при навантаженні на балку 10кН .

Порівняння максимальних прогинів отриманих числовим моделюванням та прогинами отриманим за деформаційною методикою, а також експериментальним шляхом для балки SB показані на рис. 6.30, а для балки SBR12 на рис. 6.31. Проведене статистичне порівняння між отриманими результатами, встановлено, що максимальний прогин визначений за допомогою ПК ЛІРА-САПР по всьому діапазоні визначення показує збільшений максимальний прогин, в свою чергу, і запропонована модель також дає збільшений прогин. Середнє відхилення прогину по балці SB складає для ПК ЛІРА-САПР $\Delta f_{ЛІРА-експ} = 3,63\text{мм}$ (27,5%), а для запропонованої методики

$\Delta f_{теор-е\text{xp}} = 1,1\text{мм}$ (12,2%), (для армованої балки SBR12 ці значення рівні
 $\Delta f_{ЛІРА-е\text{xp}} = 4,49\text{мм}$ (30,8%), $\Delta f_{теор-е\text{xp}} = 1,87\text{мм}$ (12,8%). При цьому різниця
 середнього відхилення прогину між методиками на невисоких рівнях
 навантаження для досліджувальних балок є невеликою, при збільшенні ж
 навантаження деформаційна методика дає кращий результат. Таблиця з
 порівняльним аналізом прогинів балок SB та SBR12 наведений в додатках Б14
 та Б15.



не підсилена балка з цільної деревини балки SB



підсилена балка з цільної деревини балки SBR12



Рис. 6.29. Ізополя вертикальних переміщень (прогинів) отриманих на ПК ЛІРА-
 САПР для балок з цільної деревини SB та SBR12

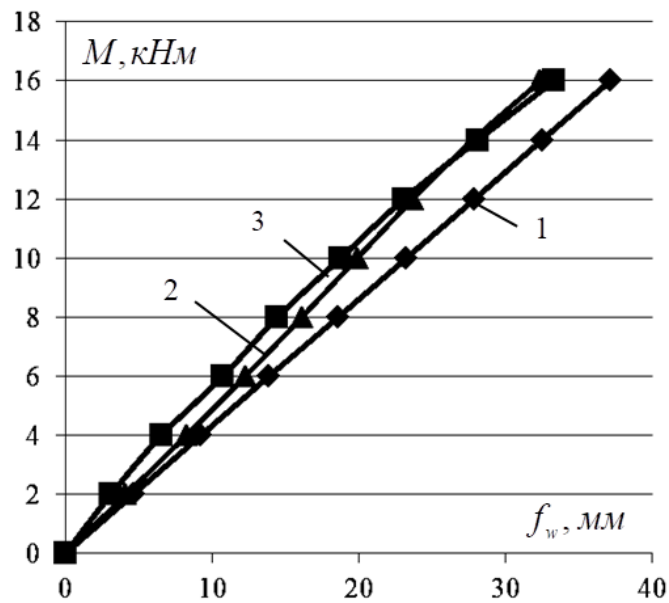


Рис. 6.30. Порівняння результатів числового моделювання максимальних прогинів балки SB деформаційної моделі та ПК ЛІРА САПР (1 - ПК ЛІРА САПР, 2 – деформаційна модель, 3 – експериментальна балка)

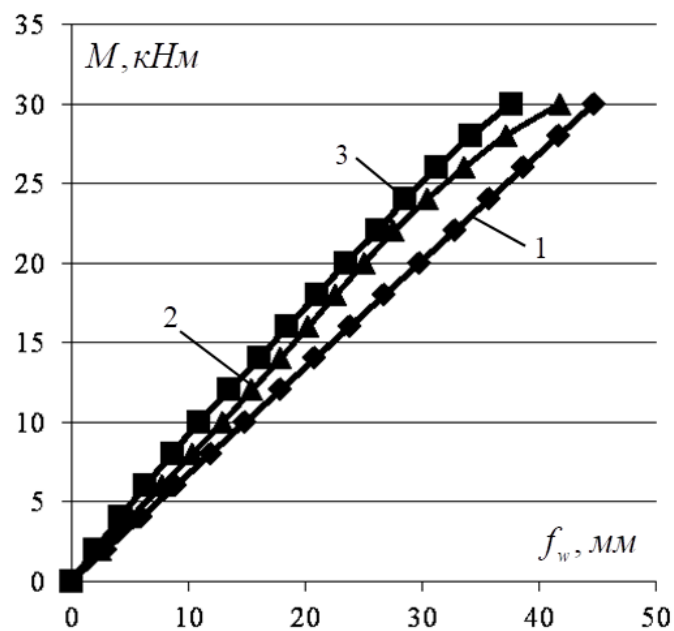


Рис. 6.31. Порівняння результатів числового моделювання максимальних прогинів балки SBR12 деформаційної моделі та ПК ЛІРА САПР (1 - ПК ЛІРА САПР, 2 – деформаційна модель, 3 – експериментальна балка)

Отримані вертикальні переміщення обраховані методом скінчених елементів за допомогою ПК ЛІРА САПР для серії балок з клеєної деревини зображено на рис. 6.32.

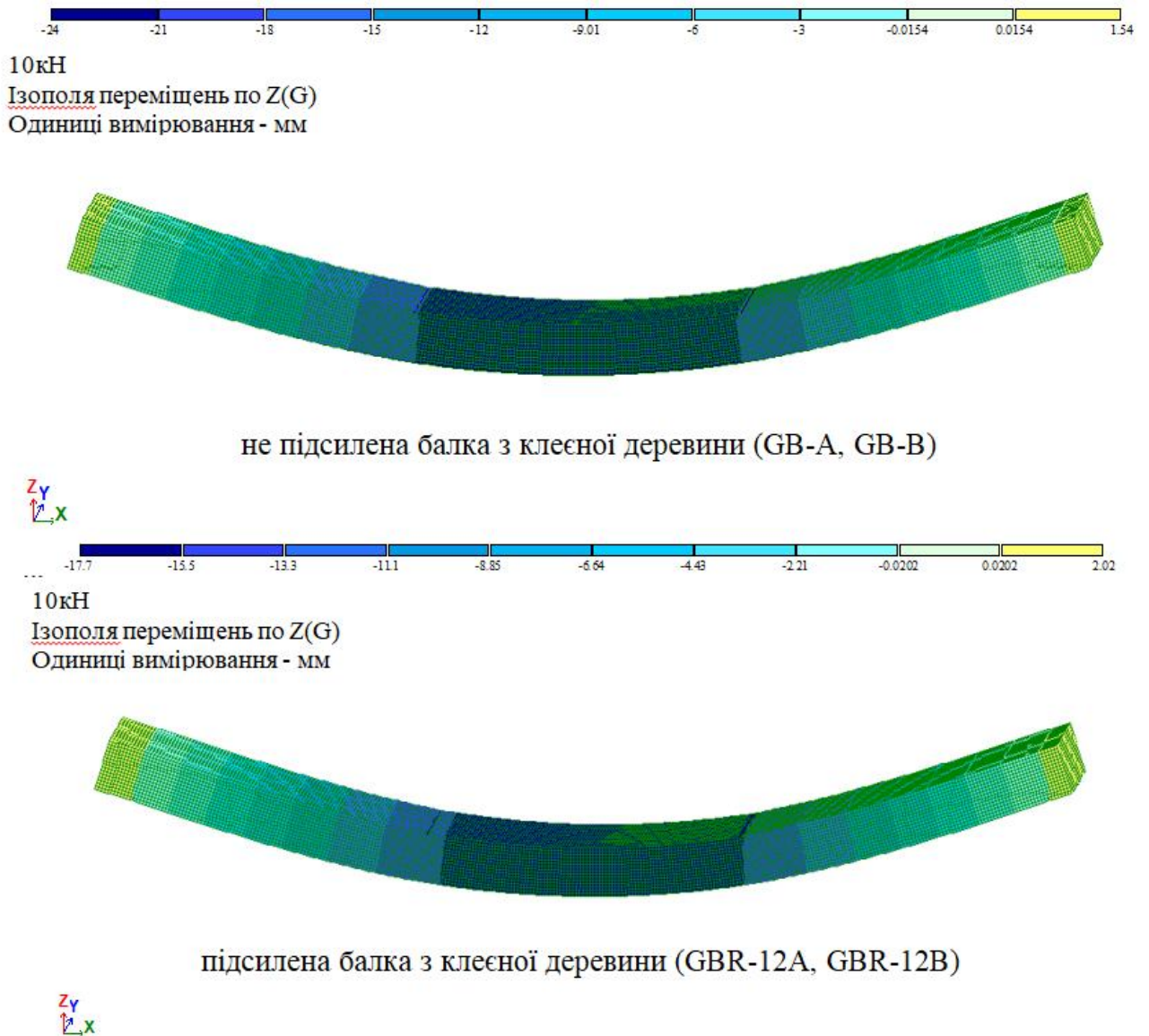


Рис. 6.32. Ізополя вертикальних переміщень (прогинів) отриманих на ПК ЛІРА-САПР для балок з цільної деревини GB та GBR

При статистичному порівняння отриманих результатів балок з клеєної деревини, встановлено, що максимальний прогин визначений за допомогою ПК ЛІРА-САПР по всьому діапазоні визначення показує збільшений максимальний прогин, як і у випадку з цільною деревиною. Запропонована автором теорія також дає відхилення в більшу сторону. Середнє значення відхилення прогину

по балці GB-A для ПК ЛІРА САПР складає $\Delta f_{\text{ЛІРА-експ}} = 2,69\text{мм}$ (16%), а для запропонованої методики $\Delta f_{\text{теор-експ}} = 2,63\text{мм}$ (14,6%), для балки GB-B $\Delta f_{\text{ЛІРА-експ}} = 1,73\text{мм}$ (15,0%), $\Delta f_{\text{теор-експ}} = 1,92\text{мм}$ (13,8%). Для армованих балок середнє значення відхилення прогину по балці GBR-12A $\Delta f_{\text{ЛІРА-експ}} = 5,0\text{мм}$ (35%), $\Delta f_{\text{теор-експ}} = 0,8\text{мм}$ (5,1%), а для балки GBR-12B $\Delta f_{\text{ЛІРА-експ}} = 5,57\text{мм}$ (34,8%), $\Delta f_{\text{теор-експ}} = 0,63\text{мм}$ (4,6%). Результати отримані за допомогою ПК ЛІРА-САПР та деформаційною методикою показали високу збіжність для клеєних непідсилених балок. Запропонована ж деформаційна модель для підсилених балок показала точніші результати у визначенні прогинів на відміну від ПК ЛІРА-САПР. Таблиця з порівняльним аналізом прогинів наведений в додатках Б16 та Б17. Графіки прогинів з різними методиками визначення та експериментальним значенням зображено на рис.6.33 для неармованих балок та рис.6.34 для армованих балок.

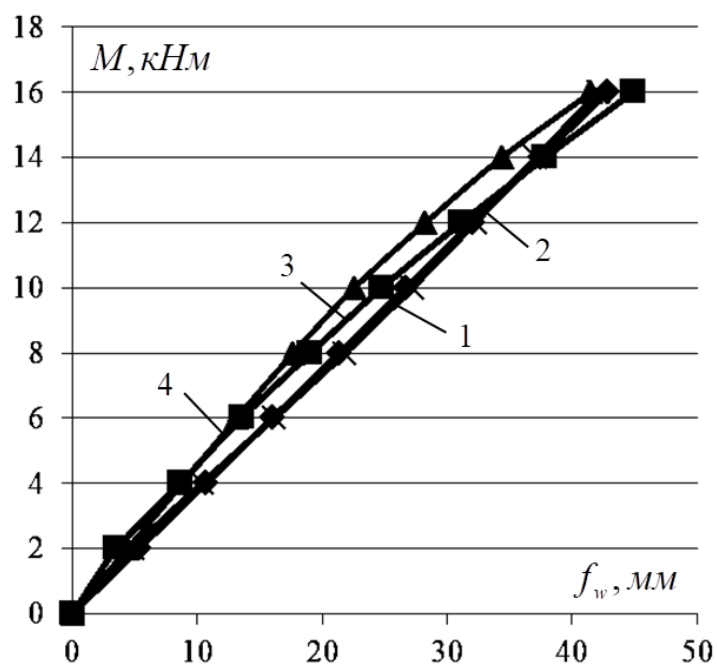


Рис. 6.33. Порівняння результатів числового моделювання максимальних прогинів балок GB-A, GB-B деформаційної моделі та ПК ЛІРА САПР (1 – прогин ПК ЛІРА САПР, 2 – деформаційна модель, 3,4 – експериментальна балка GB-B, GB-A)

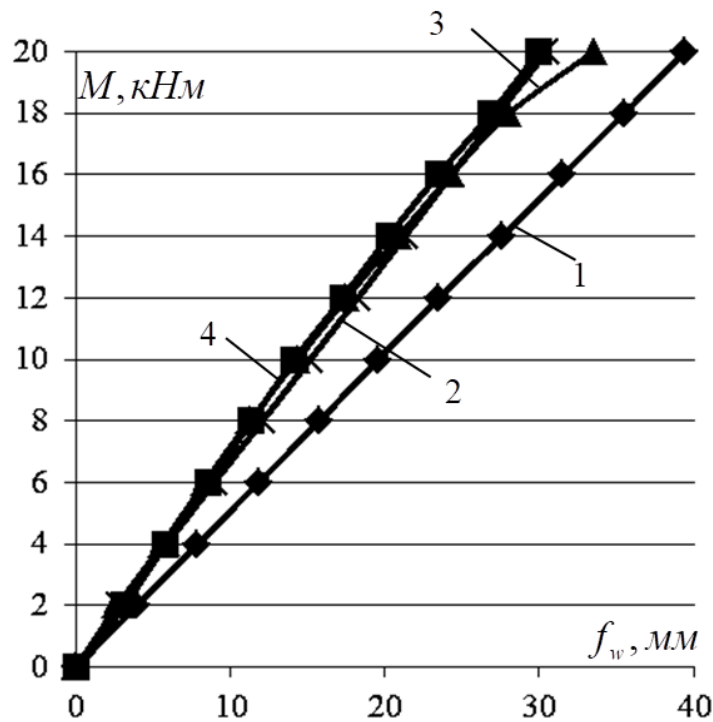


Рис. 6.34. Порівняння результатів числового моделювання максимальних прогинів балок GBR12A, GBR12B деформаційної моделі та ПК ЛІРА САПР (1 – прогин ПК ЛІРА САПР, 2 – деформаційна модель, 3,4 – експериментальна балка GBR12A, GBR12B)

6.12. Порівняння числового моделювання об'ємними та плоскими елементами в ПК ЛІРА САПР з експериментальними дослідженнями

Для порівняння методик моделювання плоскими та об'ємними елементами в програмному комплексі ЛІРА САПР було розроблено дві числові моделі експериментально досліджувальної балки SBR12: 1) модель описана в параграфі 6.12, яка використовує об'ємні ортотропні скінченні елементи (СЕ) №36; 2) числова модель, в якій елементи задаються плоскими ортотропними скінченними елементами (пластина (СЕ) №21). При розрахунку товщина пластин, якими проводилось моделювання було прирівняне до ширини елементів. Товщина пластини вуглецевої стрічки $t_{carb} = 5,0\text{см}$, товщина пластин дерев'яної балки $t_w = 10,0\text{см}$, товщина пластин, де розміщувалась арматура $t_{w,arm} = 10,0\text{см}$. На опорах та в місці прикладання навантаження були

розміщенні допоміжні елементи (пружні пластини) для передачі навантаження. Всі фізико-механічні характеристики деревини та арматури, які використовувались для числового моделювання були взяті з табл 6.1. Для ділянки, де армувалася балка використано приведений модуль пружності, який визначався за формулою 6.1. Числова модель армованої балки зображена на рис. 6.35.

$$E_{w,arm} = \frac{E_{arm} \cdot A_s + E_w \cdot A_w}{A_s + A_w} \quad (6.1)$$

де $E_{w,arm}$ - приведений модуль пружності;

E_{arm}, E_w - модулі пружності арматури і деревини вздовж волокон;

A_s, A_w - площа арматури та деревини.

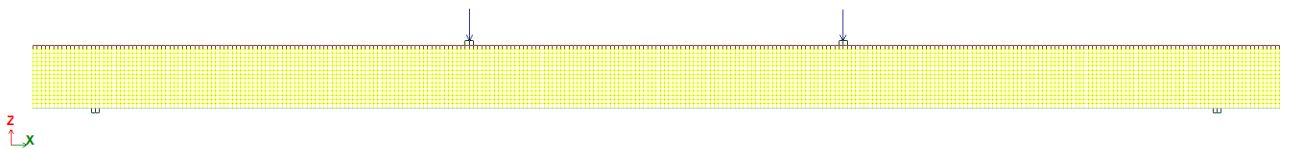
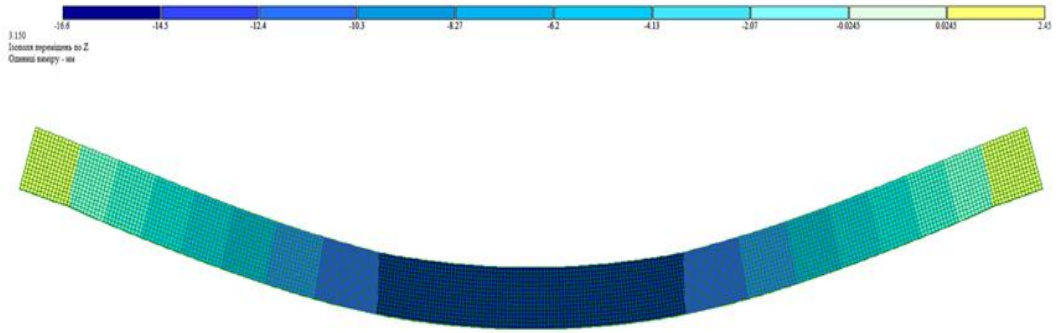


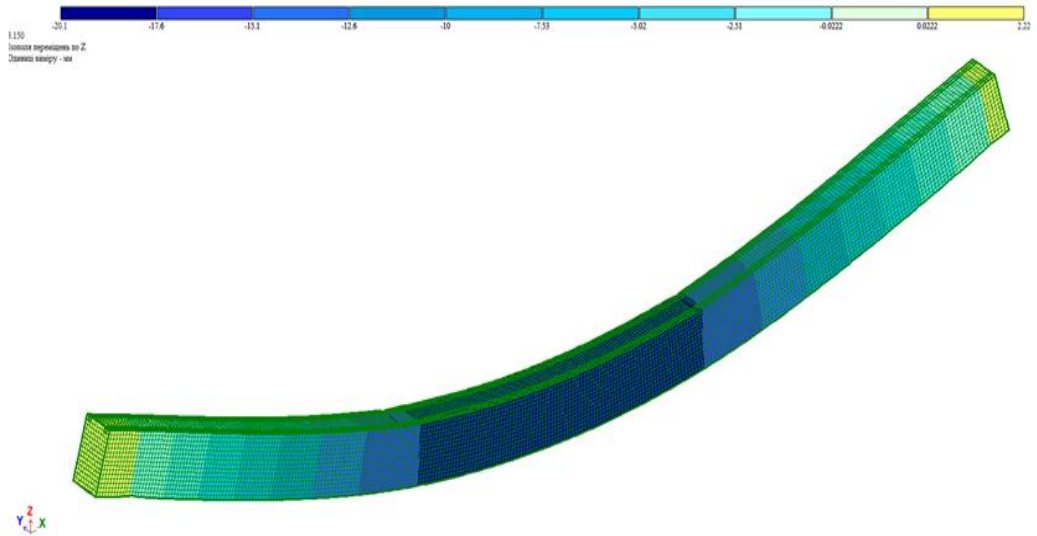
Рис. 6.35. Числова модель армованої балки SBR12

Проведено розрахунок балок змодельованих об'ємними елементами та плоскими елементами. Порівняння ізополів вертикальних переміщень показано на рисунку 6.36. При цьому, прикладання навантаження для об'ємної моделі було рівномірно-розподілене по ширині, а для плоского елемента - як точкове. З рисунку 6.36 видно, що в обох випадках ми маємо схожі ізополя переміщень балки, проте значення самих вертикальних переміщень відрізняється. Результати детального аналізу переміщень приведені в таблиці додатку Б17.

Результати числового моделювання плоскими скінченними елементами показали кращу збіжність результатів з експериментальними в порівнянні з моделюванням об'ємними елементами.



ізополя переміщень балки при числовому моделюванні плоскими елементами



ізополя переміщень балки при числовому моделюванні об'ємними елементами

Рис. 6.36. Ізополя переміщень при навантаженні 15 кН

Розходження в результатах вертикальних переміщень отриманими за розрахунками ПК ЛІРА САПР з експериментальним прогином складає для числового моделювання плоскими елементами $\Delta f_{\text{плоск-ехр}} = 0,79\text{мм}$ (7,7%), а для числового моделювання об'ємними елементами $\Delta f_{\text{плоск-ехр}} = 4,99\text{мм}$ (30,8%). Графіки отриманого експериментального прогину та вертикальних переміщень зображено на рисунку 6.37.

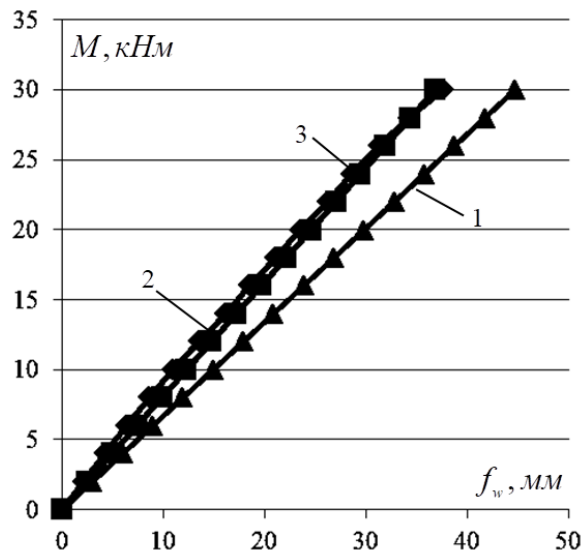


Рис. 6.37. Порівняння результатів отриманих прогинів при числовому моделюванні плоскими та об'ємними елементами в ПК ЛІРА САПР та експериментальних досліджень для балки SBR12 (1 - ПК ЛІРА САПР об'ємні елементи, 2 - ПК ЛІРА САПР плоскі елементи, 3 – експериментальна балка)

6.13. Верифікаційний аналіз числових досліджень моделювання роботи двохарнірної арки за допомогою деформаційної моделі та програмного комплексу ЛІРА САПР

Для розрахунку і верифікації запропонованої деформаційної методики моделювання, було вирішено змоделювати роботу армованої та неармованої двохарнірної пологої арки і провести порівняння з результатами розрахунку проведеного з допомогою програмного комплексу ЛІРА САПР. Для цього було створено числову модель двохарнірної арки шириною 21,4 м та висотою 6,7 м радіус заокруглення 18,7 м. Поперечний переріз арки дощатоклеєний. Висота розрахункового поперечного перерізу 60 см, а ширина 12,5 см. Фізико-механічні характеристики деревини були прийняті відповідно до таблиці 6.5. Моделювання арки проводилось за допомогою скінченних елементів №21 (пластин). Дерев'яна неармована арка складалась з 810 скінченних елементів, а комбіновано-армована арка з 972. Жорсткість скінченних елементів задавались, як анізотропного, а саме, ортотропного матеріалу. Для моделювання прийняли

армування стиснутої зони арки двома стержнями діаметром 20 мм, а розтягнутої зони двома вуглецевими стрічками товщиною 1,4 мм та шириною 6 см. В розрахунок арки врахована піддатливість опор, за допомогою можливості горизонтального переміщення в залежності від величини розпору. Розрахунок арки проводилось від рівномірно-розподіленого навантаження, яке прикладалось по вертикальній осі до грані пластин скінченного елемента №21. Розрахункова схема прикладання навантаження показана на рисунку 6.38. Дослідження проводилося на різних рівнях рівномірно-розподіленого навантаження Рівні навантажень прийняті в дослідженні були прийняті від 0,4 кН/м до 2 кН/м зі збільшення на кожному кроці в 0,4кН/м.

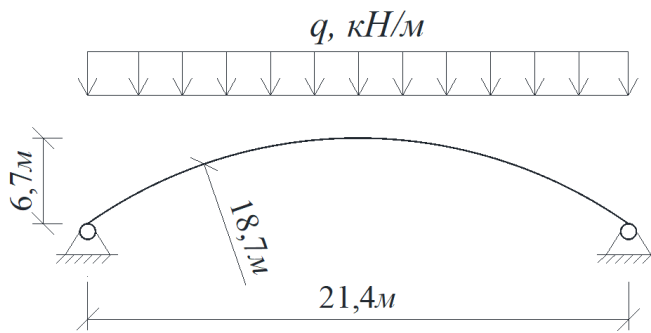


Рис. 6.38. Розрахункова схема арки

Проведено розрахунки арки та отримано результати вертикальних і горизонтальних переміщень арки, а також значення внутрішніх напружень. Ізополя вертикальних та горизонтальних переміщень для армованої та неармованої арки при завантаженні в 10 кН/м зображено відповідно в додатку Б18 та додатку Б19. Ізополя повздовжніх напружень для армованої та неармованої арки при завантаженні в 10 кН/м зображено на рис. 6.39. З рисунка видно, що армування суттєво знижує напруження в деревині арки. Це відбувається за рахунок сприйняття жорсткими елементами частини внутрішніх зусиль та перерозподіл їх по висоті. При цьому, з додатка Б19 видно, що армування не впливає суттєво на вертикальні і горизонтальні переміщення. Отримані результати переміщень і внутрішніх зусиль для армованої та неармованої арки наведено в табл. 6.6.

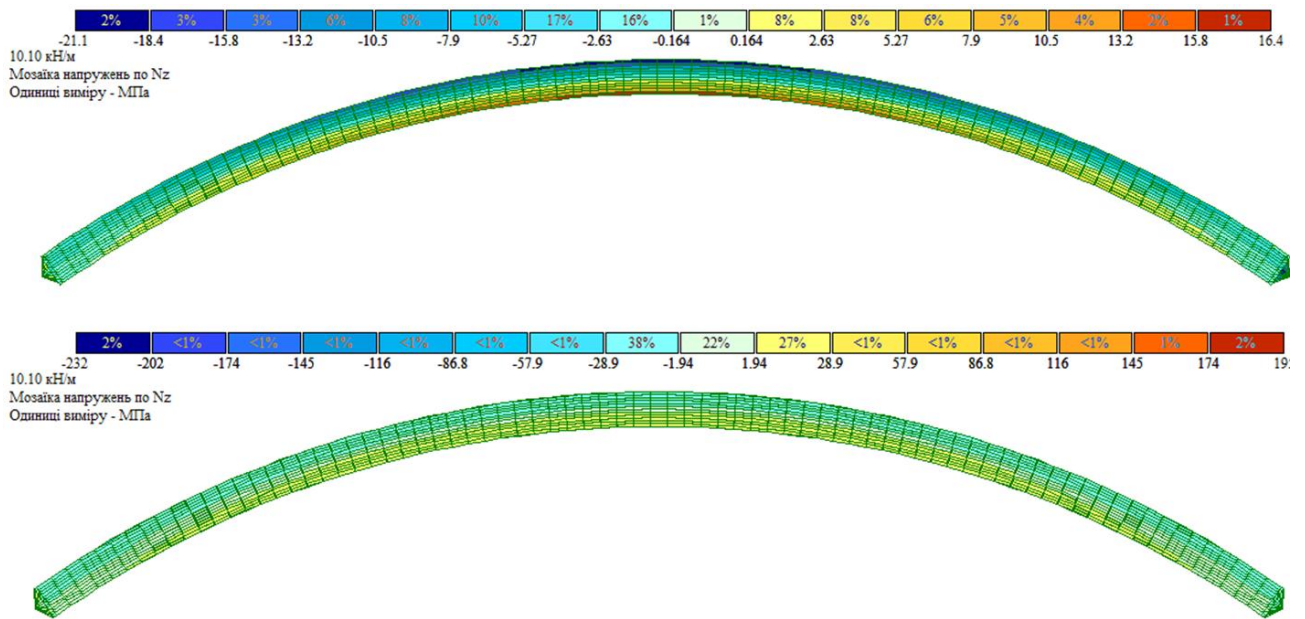


Рис.6.39. Ізополя повздовжніх напружень для неармованої та армованої арки

Таблиця 6.6

Результати числового моделювання на програмному комплексі ЛІРА САПР неармованої та армованої арки.

№ п/п	Навант, (кН/м)	неармована арка		армована арка				Зменшення напружень деревини, %	
		Макс. напруж стиску дерев. $\sigma_{w.c}$, (МПа)	Макс. напруж. розтягу дерев. $\sigma_{w.t}$, (МПа)	Макс. напруж стиску дерев. $\sigma_{w.c}$, (МПа)	Макс. напруж розтягу дерев. $\sigma_{w.t}$, (МПа)	Напруж арматур. $\sigma_{w.arm}$, (МПа)	Напруж вул. стрічки $\sigma_{w.carb}$, (МПа)	$\Delta\sigma_{w.c}$	$\Delta\sigma_{w.t}$
1	1	2,11	1,64	1,62	1,62	23,2	19,5	23,2	1,22
2	2	4,22	3,28	3,24	3,23	46,3	38,9	23,2	1,52
3	3	6,33	4,86	4,85	4,87	69,5	58,4	23,4	1,02
4	4	8,44	6,56	6,48	6,47	92,7	77,8	23,2	1,37
5	5	10,5	8,2	7,88	8,12	116	97,3	25,0	0,98
6	6	12,7	9,84	9,72	9,70	139	117	23,5	1,42
7	7	14,8	11,5	11,3	11,3	162	136	23,6	1,74
8	8	16,9	13,1	13	12,9	185	156	23,1	1,53
9	9	19,0	14,8	14,6	14,6	208	175	23,2	1,35
10	10	21,1	16,4	16,2	16,2	231	195	23,2	1,22

З порівняння, що наведено в таблиці 6.5, видно, що армування не зменшує напруження в деревині в розтягнутій зоні, проте зменшує напруження в деревині в стиснутій зоні приблизно на 23%. Так як, значення напружень в стиснутій зоні в неармованій арці були вищими, ніж в розтягнутій зоні, то армування призводить до позитивного ефекту вирівнювання напружень в поперечному перерізі.

Було проведено також розрахунок арок за запропонованою деформаційною методикою. Для цього побудовані епюри внутрішніх зусиль, що виникають в арці, а саме згинального моменту і повздовжнього зусилля. Епюри внутрішніх зусиль арки при навантаженні в 10 кН/м показані на рисунку 6.40.

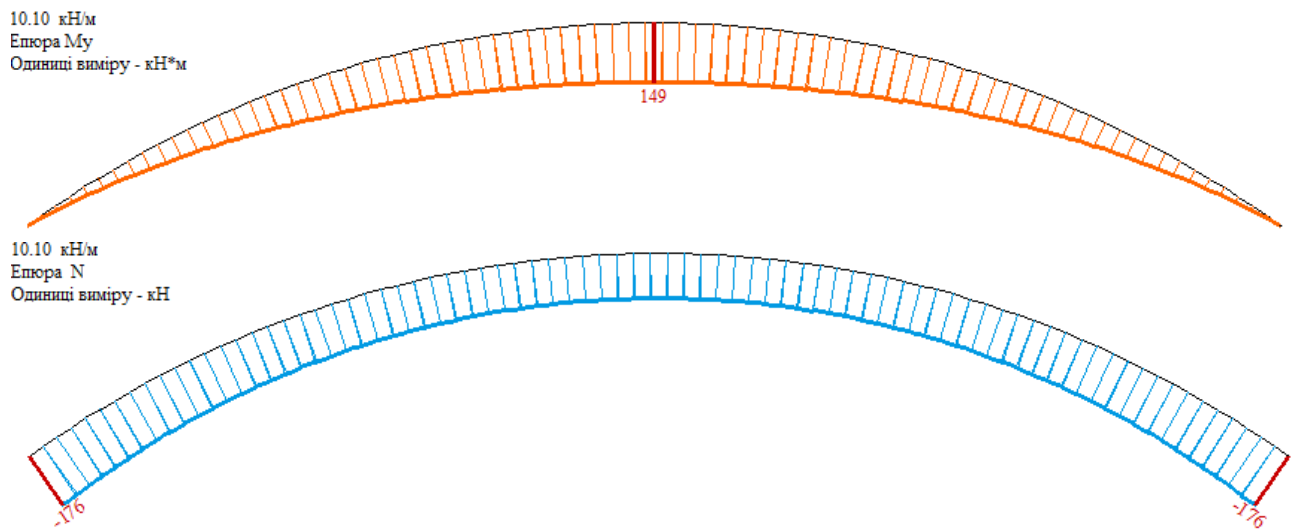


Рис. 6.40. Епюри внутрішніх зусиль арки при навантаженні в 10 кН/м

З використанням рівняння рівноваги (3.23) для визначення напружено-деформованого стану стиснуто-зігнутого криволінійного елемента та алгоритму побудови графіку «момент-кривина», який зображений на рисунку 3.2, визначено напружено-деформований стан, в якому знаходиться середній поперечний переріз армованої арки за різного рівня навантаження. При цьому внутрішні зусилля приймемо зі статичного розрахунку арки. Отримані

результати розрахунку наведені в додатку Б20. Приклад розрахунку наведений в додатку Б21. Порівняння отриманих напружень в деревині та армуючих елементах за допомогою програмного комплексу ЛІРА САПР та запропонованої деформаційної методики наведено відповідно в таблиці 6.7 та 6.8.

Таблиця 6.7

Порівняння максимальних напружень, що виникають в деревині, отриманих за ПК ЛІРА САПР та встановлені за запропонованою методикою

№ п/п	Навант, (кН/м)	ПК ЛІРА САПР		Деформаційна методика		Різниця в отриманих напруження деревини, %	
		Макс. напруж. стиску дерев. $\sigma_{w.c}$, (МПа)	Макс. напруж. розтягу дерев. $\sigma_{w.t}$, (МПа)	Макс. напруж. стиску дерев. $\sigma_{w.c}$, (МПа)	Макс. напруж. розтягу дерев. $\sigma_{w.t}$, (МПа)	$\Delta\sigma_{w.c}$	$\Delta\sigma_{w.t}$
1	1	1,62	1,62	1,43	1,29	13,3	25,6
2	2	3,24	3,23	2,94	2,57	10,2	25,7
3	3	4,85	4,87	4,52	3,85	7,3	26,5
4	4	6,48	6,47	6,15	5,11	5,4	26,6
5	5	7,88	8,12	7,81	6,38	0,9	27,3
6	6	9,72	9,7	9,5	7,65	2,3	26,8
7	7	11,3	11,3	11,2	8,9	0,9	27,0
8	8	13	12,9	12,92	10,16	0,6	27,0
9	9	14,6	14,6	14,61	11,43	0,1	27,7
10	10	16,2	16,2	16,32	12,68	0,7	27,8

В результаті числового моделювання двома методиками було встановлено, що деформаційна методика розрахунку близька до розрахунків в програмному комплексі ЛІРА САПР і є придатною до використання для моделювання напружено-деформаційного стану арок з клеєної деревини, комбіновано армованих і неармованих. При співставленні видно, що програмний комплекс ЛІРА САПР показує вищі значення напружень, ніж деформаційна методика розрахунку:

- для напружень в стиснутій зоні деревини в середньому на 4,2 %;
- для напружень розтягнутої зони 26,7%;
- для напружень арматури 11,3%;
- для вуглецевої стрічки 9,6 %.

Таблиця 6.8

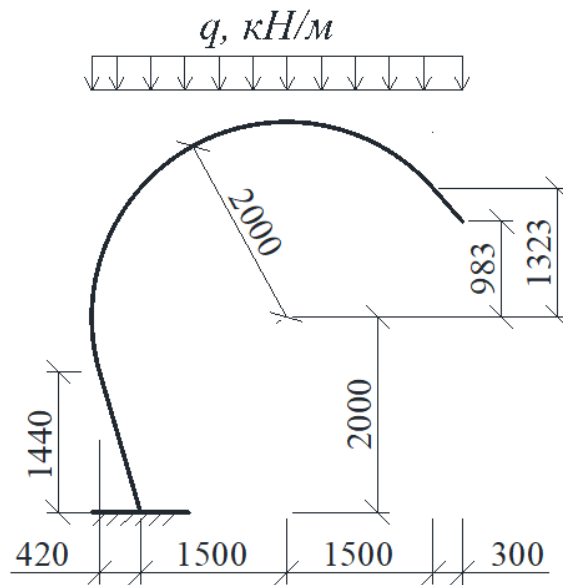
Максимальні напруження, що виникають в деревині арки отриманих за ПК ЛІРА САПР та встановлені за запропонованою методикою

№ п/п	Навант, (кН / м)	ПК ЛІРА САПР		Деформаційна методика		Різниця в отриманих напруженнях, %	
		Напруж арматур $\sigma_{w.arm}$, (МПа)	Напруж вул.. стрічки $\sigma_{w.carb}$, (МПа)	Напруж арматури $\sigma_{w.arm}$, (МПа)	Напруж вул.. стрічки $\sigma_{w.carb}$, (МПа)	$\Delta\sigma_{w.arm}$	$\Delta\sigma_{w.carb}$
1	1	23,2	19,5	21,9	17,9	5,9	8,9
2	2	46,3	38,9	43,1	35,8	7,4	8,7
3	3	69,5	58,4	63,8	53,5	8,9	9,2
4	4	92,7	77,8	84,1	71,2	10,2	9,3
5	5	116	97,3	104	88,8	11,5	9,6
6	6	139	117	123,7	106,4	12,4	10,0
7	7	162	136	143,1	123,9	13,2	9,8
8	8	185	156	162,4	141,5	13,9	10,2
9	9	208	175	181,5	159	14,6	10,1
10	10	231	195	200,6	176,5	15,2	10,5

6.14. Аналіз результатів числового моделювання криволінійної балки з клесної деревини довільного обрису за допомогою деформаційної моделі та програмного комплексу ЛІРА САПР

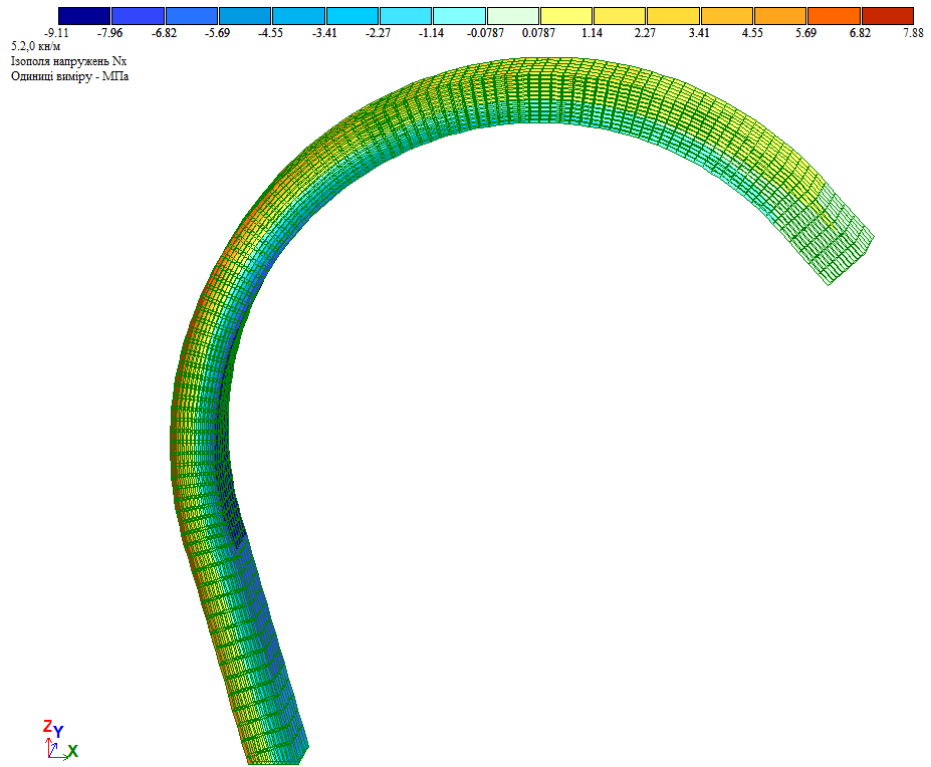
Проведене також моделювання роботи армованої та неармованої криволінійних дерев'яних балок. Для цього, за допомогою програмного комплексу ЛІРА САПР було створено числову модель криволінійної балки, що застосовується, як накриття. Форму криволінійній дерев'яній балці надається шляхом вигинання дерев'яних дощок при її виготовлені. Висота поперечного перерізу моделі прийнята 30 см, а ширина 15 см. Фізико-механічні

характеристики деревини відповідали раніше дослідженим характеристикам, що занесені до таблиці 6.5. Криволінійна балка моделювалась за допомогою об'ємних скінчених елементів №36. Жорсткість скінчених об'ємних елементів задавались, як ортотропного матеріалу. Армування зовнішньої і внутрішньої зони досліджуваної балки проводилось двома стержнями діаметром 20 мм. Розрахункова схема криволінійної балки показана на рисунку 6.41. Навантаження прикладалося від 0,4 кН/м до 2 кН/м зі збільшенням на кожному рівні в 0,4 кН/м.

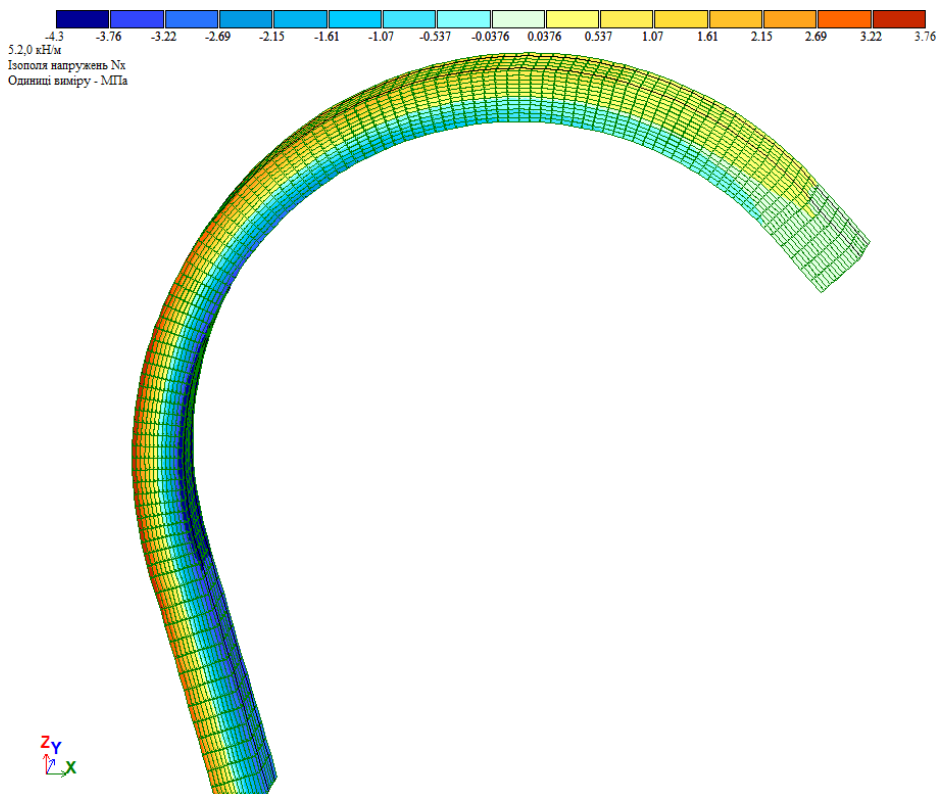


6.41. Розрахункова схема криволінійної балки

Змодельовану дерев'яну криволінійну балку було пораховано з армуванням та без армування. Отримано результати вертикальних та горизонтальних переміщень криволінійної балки, а також напружень деревини і армуючих матеріалів. Ізополя розподілення напружень зображено в додатку Б22 для неармованої криволінійної балки та додатку Б23. Ізополя повздовжніх напружень для неармованої та армованої криволінійної балки при завантаженні в 2 кН/м зображено відповідно на рисунках 6.42 та 6.43.



6.42. Ізополя повздовжніх напружень для неармованої криволінійної балки



6.43. Ізополя повздовжніх напружень для армованої криволінійної балки

З вказаних вище отриманих результатів видно, що армування суттєво знижує напруження в деревині. Зниження напружень шляхом встановлення арматури позитивно впливає на переміщення, при цьому зменшуючи їх. Порівняння внутрішніх напружень для армованої та неармованої арок приведено в табл. 6.9.

Таблиця 6.9

Порівняння результатів числового моделювання на програмному комплексі ЛІРА САІР неармованої та армованої криволінійних балок

№ п/п	Навант, (кН/м)	неармована балка		армована балка				Зменшення напружень деревини, %	
		Макс. напруж. стиску дерев.	Макс. напруж. розтягу дерев.	Макс. напруж. стиску дерев.	Макс. напруж. розтягу дерев.	Напруж розтяг. арматури	Напруж стисн. арматури	$\sigma_{w.c}$	$\sigma_{w.t}$
		$\sigma_{w.c}$, (МПа)	$\sigma_{w.t}$, (МПа)	$\sigma_{w.c}$, (МПа)	$\sigma_{w.t}$, (МПа)	$\sigma_{w.c,arm}$, (МПа)	$\sigma_{w.t,arm}$, (МПа)		
1	0,4	1,82	1,58	0,86	0,75	10,8	12,4	52,7	52,5
2	0,8	3,64	3,15	1,72	1,50	21,6	24,8	52,7	52,4
3	1,2	5,46	4,73	2,58	2,26	32,5	37,3	52,7	52,2
4	1,6	7,29	6,30	3,44	3,01	43,3	49,7	52,8	52,2
5	2,0	9,11	7,88	4,3	3,76	53,8	62,1	52,8	52,3

Проаналізувавши результати числового дослідження криволінійної дерев'яної балки можна дійти висновку, що армування для таких елементів, де частина є консольною, є дуже ефективним. В результаті армування 1,4% для стиснутої зони і 1,4% для розтягнутої зони максимальні напруження стиску та розтягу в деревині зменшилися на 52%. При цьому зменшилися і максимальні переміщення в балці по вертикальній осі з 67,6 мм до 33,2 мм, що склало зменшення на 50,9%, та по горизонтальній осі з 35,6 мм до 17,2 мм, що склало 51,7%. Для співставлення даних отриманих шляхом чисельного моделювання з деформаційною методикою були побудовані епюри внутрішніх зусиль, що виникають в криволінійній балці. Епюри внутрішніх зусиль балки при навантаженні в 2 кН/м показані на рисунку 6.44. Використовуючи рівняння рівноваги (3.23), яке наведено в третьому розділі для визначення напружено-деформованого стану стиснуто-зігнутого криволінійного елемента та алгоритму побудови залежності «момент-кривина», який зображений на

рисунку 3.2, визначимо напружено-деформований стан найбільш навантаженого поперечного перерізу криволінійної балки.

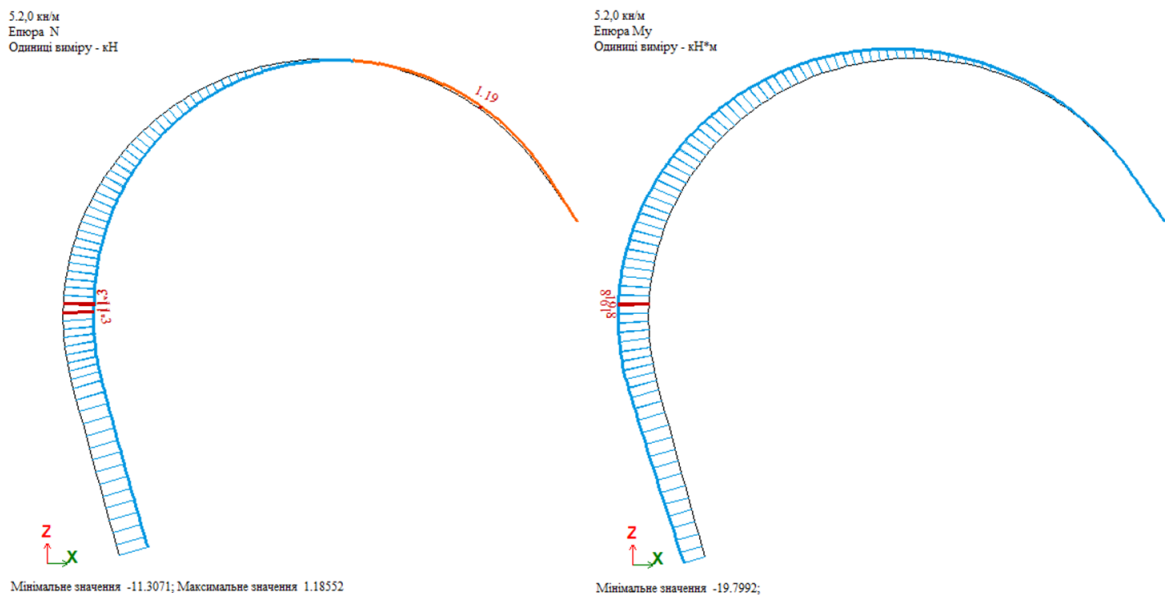


Рис. 6.44. Епюри внутрішніх зусиль криволінійної балки при навантаженні в 2 кН/м

Для розрахунку прийнято найбільш завантажений переріз балки та величини моменту та стискаючих зусиль при завантаженнях від 0,4 кН/м до 2 кН/м, отримані результати розрахунку наведені в додатку Б24. Порівняння отриманих напружень в деревині та армуючих елементах за допомогою програмного комплексу ЛІРА САПР та запропонованої деформаційної методики наведено відповідно в таблиці 6.10 та 6.11.

В результаті числового моделювання встановлено, що програмний комплекс ЛІРА САПР показує вищі значення напружень в деревині, ніж деформаційна методика розрахунку. Для напружень в стиснутій зоні деревини в середньому напруження збільшилися на 12,6 % , а напруження розтягнутої зони на 8,86%. При цьому зворотня картина у арматурних стержнях напруження в арматурі менші при розрахунку за деформаційною методикою, при цьому в розтягнутій арматурі вони менші на 9,74% та в стиснутій на 4,86 %.

Таблиця 6.10

Порівняння максимальних напружень, що виникають в деревині армованої криволінійної балки отриманий програмним комплексом ЛІРА САПР та обраховані за запропонованою деформаційною методикою

№ п/п	Навант, (кН / м)	ПК ЛІРА САПР		деформаційна методика		Різниця в отриманих напруженнях деревини, %	
		Макс. напруж. стиску дерев. $\sigma_{w.c}$, (МПа)	Макс. напруж. розтягу дерев. $\sigma_{w.t}$, (МПа)	Макс. напруж. стиску дерев. $\sigma_{w.c}$, (МПа)	Макс. напруж. розтягу дерев. $\sigma_{w.t}$, (МПа)	$\sigma_{w.c}$	$\sigma_{w.t}$
1	0,4	0,86	0,75	0,79	0,69	12,79	5,33
2	0,8	1,72	1,50	1,61	1,37	12,79	7,33
3	1,2	2,58	2,26	2,46	2,06	12,40	8,85
4	1,6	3,44	3,01	3,32	2,73	12,50	10,30
5	2,0	4,3	3,76	4,23	3,43	12,56	12,50

Таблиця 6.11

Порівняння максимальних напружень, що виникають в арматурі криволінійної балки отриманий програмним комплексом ЛІРА САПР та обраховані за запропонованою деформаційною методикою

№ п/п	Навант, (кН / м)	ПК ЛІРА САПР		деформаційна методика		Різниця в отриманих напруженнях, %	
		Напруж розтяг. арматури $\sigma_{w.c,arm}$, (МПа)	Напруж стисн. арматури $\sigma_{w.t,arm}$, (МПа)	Напруж розтяг. арматури $\sigma_{w.c,arm}$, (МПа)	Напруж стисн. арматури $\sigma_{w.t,arm}$, (МПа)	$\sigma_{w.arm}$	$\sigma_{w.carb}$
1	0,4	10,8	12,4	11,9	13,2	10,19	6,45
2	0,8	21,6	24,8	23,7	26,2	9,72	5,65
3	1,2	32,5	37,3	35,6	39,1	9,54	4,83
4	1,6	43,3	49,7	47,3	51,6	9,24	3,82
5	2,0	53,8	62,1	59,2	64,3	10,04	3,54

6.15. Висновки до шостого розділу

1. Вперше виготовлено та проведено експериментальні дослідження згинальних елементів з клеєної деревини з попередньо напруженим комбінованим армуванням сталеву арматурою періодичного профілю класу А500С та композитною вуглецевою стрічкою Sika CarboDur S-512.

2. Проведено аналіз за результатами моделювання способів надання попереднього напруження балок з клеєної деревини за рахунок створення силового вигину та встановлено напружено-деформований стан розрахункового поперечного перерізу на всіх етапах роботи, як під час створення попереднього напруження, так і під час завантаження зовнішнім навантаженням.

3. За результатами обрахунку експериментальних даних приведених в табл.6.3 видно, що у всіх балках з клеєної деревини, як неармованих, так і комбіновано армованих, нейтральна лінія в переддруйнівному стані не співпадає з центром ваги поперечного перерізу згинального елемента.

4. Порівняння експериментальних та даних, отриманих шляхом теоретичного моделювання деформування «момент – кривина» та «момент – прогин» для дерев'яних балок з клеєної деревини без армування та з пасивним комбінованим армуванням, як автора, так і інших дослідників, показав хорошу збіжність експериментальних і теоретичних даних. Відхилення експериментальних даних від теоретично встановлених складає 10-15%.

5. Руйнування практично всіх балок з клеєної деревини з комбінованим армуванням проходить за рахунок сколювання деревини поблизу нейтральної площини елемента.

6. Розроблено методику розрахунку армованих різними матеріалами елементів з цільної та клеєної деревини, що працюють на згин, стиск зі згином та розтяг зі згином з застосуванням методу скінчених елементів .. Методика дозволяє враховувати різні методи армування, різними матеріалами для елементів довільної геометрії та умов роботи.

7. Запропонована деформаційна методика визначення прогинів згинальних дерев'яних елементів дозволяє з більшою точністю визначати прогин елемента в порівнянні з сучасним програмним комплексом ЛПРА САПР, проте не зважаючи на це, обидві методики мають хороші результати збіжності з експериментальними даними.

8. В результаті числового моделювання за деформаційною методикою та в програмному комплексі ЛПРА САПР було встановлено, що деформаційна методика розрахунку має хорошу збіжність з розрахунками в програмному комплексі ЛПРА САПР і є придатними до використання для моделювання напружено-деформаційного стану арок та довільно криволінійних балок з клеєної деревини, як комбіновано армованих, так і неармованих.

Матеріали розділу опубліковані в роботах [174, 176, 177, 179, 180-182, 184, 186, 187, 194, 196, 199-201, 218, 219, 222-226, 25, 258-264].

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

Дисертаційна робота вирішує важливу науково-технічну проблему з підвищення жорсткості елементів з цільної та клеєної деревини, що працюють на згин, стиск або розтяг зі згином шляхом використання різних армуючих матеріалів та їх моделювання. А також проблему розрахунку шляхом врахування сучасних теорій про міцнісні та деформаційні характеристики матеріалів, що, в свою чергу, дозволяє підвищити ефективність використання елементів з цільної та клеєної деревини та розширити сферу їх застосування. На основі виконаних експериментально-теоретичних досліджень можна зробити наступні висновки:

1. Досліджені сучасні вітчизні та закордонні наукові праці дозволили розвинути теоретичні основи моделювання роботи, розрахунку та конструювання елементів з цільної та клеєної деревини, що працюють на згин шляхом комплексного врахування міцнісних та деформативних властивостей деревини, сталі, композиційних армуючих матеріалів та їх сумісної роботи. Проведена оцінка сучасних знань про армовані конструкції з цільної та клеєної деревини вказує на необхідність ґрунтовного вивчення роботи елементів, що працюють на згин, а також стиск та розтяг зі згином з комбінованим армуванням сталевую і композитною арматурою та з комбінованим попередньо напруженим армуванням. Доведена необхідність розроблення рекомендацій щодо проектування конструкцій з цільної та клеєної деревини армованих композитною арматурою, за наявності комбінованого армування, та з попереднім напруженням арматури.

2. На основі детального аналізу міцнісних та деформативних властивостей деревини обґрунтовано та сформульовано основні гіпотези, передумови та допущення, на базі яких удосконалено методичні підходи моделювання, оцінки напружено-деформованого стану нормального поперечного перерізу, а також роботи елементів із цільної та клеєної деревини за дії короткочасних навантажень з урахуванням оптимізованих діаграм деформування матеріалу.

Удосконалення методичних підходів дозволяє прогнозувати роботу згинальних елементів на різних ступенях завантаження.

3. Вперше створено методологічні засади моделювання та розрахунку елементів з цільної та клеєної деревини, що працюють на згин та стиск зі згином з різними способами армування. Методологічні засади використовують: апроксимовані функції діаграм «момент-кривина»; функції деформування армуючих матеріалів; методику побудови діаграми деформування « $\sigma - \epsilon$ » на стиск для деревини на основі експериментальних досліджень елементів з цільної та клеєної деревини; методику визначення дотичних напружень і прогинів армованих елементів з цільної та клеєної деревини, що працюють на згин, запропоновано механізм побудови та побудовані епюри максимальних дотичних (сколюючих) напружень, що виникають по довжині балок. Новостворені методологічні засади моделювання та розрахунку згинальних елементів з цільної та клеєної деревини, що працюють на згин та стиск зі згином з різними способами армування надали можливість уточнити визначення несучої здатності, забезпечили прогнозування роботи та вдосконалили їх конструювання.

4. Запропоновано комплекс методик моделювання роботи, елементів з цільної та клеєної деревини, що працюють на згин та стиск зі згином з комбінованим армуванням, під час їх попереднього напруження та експлуатації. До яких входять: методика визначення напружено-деформованого стану в поперечному перерізі на етапі виготовлення та експлуатації попередньо напружених елементів; методика побудови графіків «момент-кривина»; методика визначення прогинів (переміщень) з використанням графіків «момент-кривина» та методика визначення дотичних (сколюючих) напружень з урахуванням нелінійності деформування та використання графіків «момент-кривина». Запропонований комплекс методик моделювання роботи, попередньо-напружених армованих елементів з цільної та клеєної деревини, що працюють на згин з комбінованим армуванням, дозволяє прогнозувати процес попереднього напруження та роботу даних елементів на різних етапах,

визначити несучу здатність даних конструкцій та надати рекомендації до їх конструювання.

5. Удосконалено науково-прикладний підхід зі встановлення граничних станів за першою та другою групами для елементів з цільної та клеєної деревини, що працюють на згин з пасивним та попередньо напруженим комбінованим армуванням шляхом використання комплексу методик моделювання роботи елементів, що включає: метод визначення дотичних (сколюючих) та нормальних напружень, а також визначення прогину. Науково-прикладний підхід дозволяє зробити перевірку несучої здатності, що в свою чергу включає перевірки: напружень в нормальному перерізі, виникнення дотичних напружень та досягнення граничного значення прогину, а також допомагає виконати конструювання елемента з цільної та клеєної деревини, що працюють на згин, а це в свою чергу, є необхідним у вирішенні інженерних завдань.

6. Проведено детальний аналіз роботи попередньо напружених елементів з цільної та клеєної деревини, що працюють на згин з комбінованим армуванням та без армування, з попереднім напруженням та без. В ході якого розроблено алгоритм для побудови графіку «момент-кривина» для пасивно підсиленого комбінованим армуванням елемента з деревини. Здійснене математичне моделювання роботи елементів, що працюють на згин з пасивним комбінованим армуванням показало, що збільшення відсотка композитного матеріалу в розтягнутій зоні відносно металевого армування стиснутої зони не приводить до суттєвих змін у зменшенні кривини. Доведено, що найкращий варіант армування знаходиться в межах від 1 до 2% від площі перерізу, металом в стиснутій зоні та 75-100% композитної арматури від сталевій арматури в стиснутій зоні. В результаті використання такого комбінованого армування елемента з деревини граничний момент, який може сприйняти переріз, зростає на 103%, а за цього самого моменту кривина зменшується на 69%. Також, розроблено методику побудови діаграм появи максимальних дотичних напружень в нормальних поперечних перерізах по довжині елемента, що

працює на згин. На основі використання методики визначення дотичних напружень, були побудовані діаграми дотичних напружень, доведено, що на діаграмах існують екстремуми зростання всередині прольоту поблизу місця прикладення зовнішніх сил. І ці екстремуми максимальних дотичних напружень при пасивному армуванні сталевими стержнями зростають від 12% до 62% в залежності від армування. За пасивного комбінованого армування одночасно сталюю і композитною арматурою, екстремуми дотичних напружень ще більші, а саме від 33% до 98%. Шляхом моделювання встановлено ефективне співвідношення стиснутої арматури до розтягнутої. Надано рекомендації по виконанню попереднього напруження армованих балок. На основі результатів моделювання запропоновано чотири способи надання попереднього напруження згинальному комбінованому армованому елементу з деревини. Встановлено, що найкращий ефект попереднього напруження для подальшої роботи під навантаженням, дає спосіб, коли в попередньо-напружену вуглецевою стрічкою балку встановлюється сталеві арматура.

7. Удосконалено методику експериментальних досліджень. Відповідно до удосконаленої методики виготовлені основні дослідні зразки, у вигляді балок та допоміжні зразки з деревини у вигляді призм. Проведено комплексні експериментальні дослідження роботи елементів, що працюють на згин з цільної та клеєної деревини з пасивним та попередньо напруженим комбінованим армуванням за дії одноразових навантажень, до яких входили: випробування зразків з цільної та клеєної деревини; випробування арматурних зразків; експериментальні дослідження елементів, що працюють на згин з цільної деревини з пасивним та попередньо напруженим комбінованим армуванням. Удосконалена методика дала можливість дослідити напружено-деформований стан балок із цільної та клеєної деревини без армування та комбіновано армованих балок з пасивним та попередньо напруженим армуванням за дії одноразових навантажень від початку завантаження і до руйнування.

8. Було проведено експериментальні та теоретичні дослідження міцнісних та деформативних характеристик матеріалів, які використовуються в конструюванні армованих композитною арматурою елементів з цільної та клеєної деревини, що працюють на згин, на основі яких обґрунтовано та запропоновано апроксимуючі функції експериментальних діаграм деформування стальної арматури, композитної арматури, розтягу та стиску деревини, що дозволило в функціях врахувати текучість арматури, пружно-пластичну роботу деревини, їх жорсткість та міцнісні характеристики.

9. Було вперше проведено попереднє напруження елементів з цільної та клеєної деревини, що працюють на згин, армованих комбінованим армуванням та виконане їх випробування. При створенні попереднього напруження використовувалась одна із запропонованих нових методик, що включала в себе створення попереднього вигину згинального елемента при вклеюванні армуючих елементів. Для проведення експериментальних досліджень було використано нову методику випробування, яка врахувала створення попереднього напруження армуючим елементам і деревині. В результаті проведення експерименту було досліджено характер зміни напружено-деформованого стану елементів з цільної та клеєної деревини, що працюють на згин з пасивним та попередньо напруженим комбінованим армуванням за дії одноразового навантаження. В результаті побудовано діаграми «момент-кривина» та «момент-прогин» за результатами експериментальних досліджень та порівнянні з теоретично отриманими даними, що одержані шляхом моделювання. За результатами обрахунку експериментальних даних, приведених в табл. 6.3, видно, що в усіх балках з клеєної деревини, як неармованих, так і комбіновано армованих, нейтральна лінія у перед руйнівному стані не співпадає з центром ваги поперечного перерізу згинального елемента.

10. Шляхом аналізу отриманих експериментальних даних досліджень елементів з цільної та клеєної деревини, що працюють на згин з комбінованим армуванням було встановлено вплив пасивного та попередньо напруженого

армування. Визначено, що несуча здатність за другою групою граничних станів елементів з цільної та клеєної деревини, що працюють на згин зростає при їх армуванні. Для досліджуваних зразків з пасивним армуванням, балка SBK – 67%, GBR-12A та GBR-12B – 56%, GBR-16A та GBR-16B – 30-40%. Для попередньо напружених балок несуча здатність за другою групою граничних станів збільшується SBR30(Prst) – 86%, SBR45(Prst) – 97% та GBR-12(Prst) – 100% в порівнянні з балками без армування. Попереднє напруження збільшує несучу здатність за другою групою граничних станів SBR30(Prst) – 19%, SBR45(Prst) – 28%, GBR-12(Prst) – 44%. Можна зробити висновок, що армування та попереднє напруження збільшує несучу здатність за другою групою граничних станів. Руйнування, практично, всіх балок з клеєної деревини з пасивно комбінованим армуванням та попередньо напруженим комбінованим армуванням проходить за рахунок сколювання деревини поблизу нейтральної осі елемента.

11. Удосконалено спосіб верифікації методик моделювання роботи армованих елементів з цільної та клеєної деревини, що працюють на згин шляхом співставлення отриманих даних на основі експериментальних та теоретичних досліджень з використанням діаграм «момент-кривина». Проведена верифікація методик моделювання роботи армованих конструкцій з деревини на основі статистичного порівняння отриманих експериментальних даних з теоретичними. Порівняння експериментальних та теоретичних даних проводилось шляхом порівняння отриманих діаграм «момент-кривина» та «момент-прогин». Проведено статистичний аналіз збіжності експериментальних та теоретичних даних з методиками деформаційного моделювання та ПК ЛІРА САПР. Встановлено, що збіжність діаграм на нижніх рівнях часто виходить за межі 15% за рахунок невисокої точності вимірювальних приладів, при цьому доведена достатньо висока збіжність діаграм на високих рівнях в межах 10%. Спосіб верифікації за допомогою діаграм «момент-кривина» дозволив порівняти теоретичні та експериментальні дані під час виготовлення та роботи згинальних елементів з цільної та клеєної

деревини, що працюють на згин з різним видом армування та попереднім напруженням.

12. Розроблено методику розрахунку армованих різними матеріалами елементів з цільної та клеєної деревини, що працюють на згин, стиск зі згином та розтяг зі згином з застосуванням методу скінчених елементів в програмному комплексі ЛПРА САПР. Методика дозволяє враховувати різні методи армування, різними матеріалами для елементів довільної геометрії та умов роботи.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Alan A. Fibres for strengthening of timber structures. PhD thesis. (2006). Department of Civil and Environmental Engineering, Lulea University of Tectnology, ISSN: 1402-1528, Lulea, Sweden, 121p.
2. Donadon B.F., Mascia N.T., Vilela R., Trautwein, L.M. Experimental investigation of glued-laminated timber beams with Vectran-FRP reinforcement. *Eng. Struct.*, 2020. Vol. 202. Article number 109818.
3. Wood Handbook—Wood as an Engineering Material; Forest Products Laboratory, Department of Agriculture: Madison, WI, USA, 2010.
4. Kandler G., Lukacevic M., Füssl J. Experimental study on glued laminated timber beams with well-known knot morphology. *European Journal of Wood and Wood Products*, 2018. Vol. 76. Pp. 1435–1452.
5. Balduzzi G., Kandler G., Füssl J. Estimation of GLT beam stiffness based on homogenized board mechanical properties and composite beam theory. In: Proceedings of the 6th European Conference on Computational Mechanics (ECCM 6), 2018. Glasgow, UK.
6. Blank L., Fink G., Jockwer R., Frangi A. Quasi-brittle fracture and size effect of glued laminated timber beams. *Eur J Wood Prod*, 2017. Vol. 75(5). Pp. 667–681.
7. Brandner R., Schickhofer G. Glued laminated timber in bending: new aspects concerning modelling. *Wood Sci Technol*, 2008. Vol. 42(5). Pp.401–425.
8. Fink G., Kohler J. Model for the prediction of the tensile strength and tensile stiffness of knot clusters within structural timber. *Eur J Wood Prod*, 2014. Vol. 72(3). Pp. 331–341.
8. Füssl J., Li M., Lukacevic M., Eberhardsteiner J., Martin C. Comparison of unit cell-based computational methods for predicting the strength of wood. *Eng Struct*, 2017. Vol. 141. Pp. 427–443.
9. Kandler G., Füssl J., Serrano E., Eberhardsteiner J. Effective stiffness prediction of GLT beams based on stiffness distributions of individual lamellas.

Wood Sci Technol, 2015. Vol. 49(6). Pp. 1101–1121. <https://doi.org/10.1007/s00226-015-0745-5>.

10. Kandler G., Lukacevic M., Füssl J. An algorithm for the geometric reconstruction of knots within timber boards based on fibre angle measurements. *Constr Build Mater*, 2016. Vol. 124. Pp. 945–960. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.08.001>.

11. Olsson A., Oscarsson J. Strength grading on the basis of high resolution laser scanning and dynamic excitation: a full scale investigation of performance. *Eur J Wood Prod.*, 2017. Vol. 75(1). Pp. 17–31. <https://doi.org/10.1007/s00107-016-1102-6>.

12. Serrano E., Gustafsson P. J. Fracture mechanics in timber engineering—strength analyses of components and joints. *Mater. Struct.*, 2007. Vol. 40(1). Pp. 87–96. <https://doi.org/10.1617/s11527-006-9121-0>.

13. Kusnindar, Dewi S. M., Soehardjono A., Wisnumurti. Performance of glue laminated timber beams composed of sengon wood (*Albizia falcatara*) and coconut wood (*Cocos nucifera*) with nylonthreads reinforcement. *MATEC Web of Conferences*, 2018. Vol. 195. Article number 02029.

14. Shekhorkina S., Shliakhov K., Sopilniak A.. Experimental investigation of load-bearing capacity and deflections of full-scale glued laminated timber beams. *Machine building. Proceedings of Odessa Polytechnic University*, 2020. Issue 2(61). Pp. 5-11.

15. Wang T., Di J., Zuo H. Experimental study on bending behavior of glulam beams strengthened with bamboo scrimber. *International Journal of Structural Integrity*, 2022. Vol. 13. Pp. 44-56. <https://doi.org/10.1108/IJSI-03-2021-0037>

16. Zhou A., Bian Y., Shen Y., Huang D., Zhou M. Inelastic bending performances of laminated bamboo beams: Experimental investigation and analytical study. *BioResources*, 2018. Vol. 13(1). P. 131-146.

17. Soriano J., Pellis B. P., Mascia N. T. Mechanical performance of glued-laminated timber beams symmetrically reinforced with steel bars. *Composite Structures*, 2016. Vol. 150.

18. Usman A., Sugiri S. Analysis of the Strength of Timber and Glulam Timber Beams with Steel Reinforcement. *Journal of Engineering and Technological Sciences*, 2015. Vol. 47. Pp. 601-611.
19. De Luca V., Marano C. Prestressed glulam timbers reinforced with steel bars. *Construction and Building Materials*, 2012. Vol. 30. Pp. 206-217.
20. Демчина Б.Г., Орешкин Д.О., Сурмай М.І., Пелех А.Б., Бляхар Т.Й., Країнський П.І. Визначення максимальних дотичних напружень металевої та неметалевої арматури в дощатоклеєних призмах. *Сучасні будівельні конструкції з металу і деревини*. Одеса: ОДАБА, 2011. № 15. Частина 3. С. 34-39.
21. Белянкін Ф.П., Яценко В.Ф. Деформативність і опір деревини як пружно-в'язко-пластичного тіла: монографія. Київ, 1957. 200 с.
22. Torres R. J. Design-of-timber-structures-1-2016. Structural aspects of timber construction. Vol. 1. Stockholm, 315 p.
23. Луцьковський В.М. Оцінка працездатності дерев'яних конструкцій за параметрами їх деформування: автореф. дис.. ... канд. техн. наук. 05.23.01. Полтава, 1999. 17 с.
24. Gao S., Zhou L., Guo L., Xu M., Guo N. Temperature effect on mechanical performance of recycled glulam towards to sustainable production. *Journal of Cleaner Production*, 2022. Vol. 359. Article number 132077.
25. Поберейко Б.П., Флуд Л.О. Анізотропія та асиметрія міцності деревини. *Науковий вісник НЛТУ України*. Львів, 2014. Вип. 24.6. С. 110–114.
26. Borri A., Corradi M., Grazini A. A method flexural reinforcement of old wood beam with CFRP materials. *Compos. B Eng*, 2005. Vol. 36. Pp. 143-153.
27. Patton-Mallory M., Cramer S. Fracturemechanics: a tool for predicting wood componentstrength. *Forest Products Journal*, 1987. Vol. 37(7/8). Pp. 39–47.
28. Yasniy P., Gomon S. Timber with improved strength and deformable properties. *Scientific Journal of Ternopil National Technical University*. Ternopil: TNTU, 2020. Vol 99. No 3. Pp. 17–27.
29. Демчина Б.Г., Сурмай М.І., Олексин Г.М., Кравз А.Р., Бляхар Т.Й. Встановлення залежності руйнівного напруження зчеплення стержнів металевої

та неметалевої арматури від довжини анкерування в дощатоклесних призмах. *Будівельні конструкції*. Київ: ДП НДІБК, 2011. Вип. 74. Книга 1. С. 277-284.

30. Фурсов В.В. До розрахунку клеєної деревини в умовах складного напруженого стану. *Сучасні будівельні конструкції з металу і деревини*. Одеса: ОДАБА, 1999. №4. С. 216-221.

31. Гомон С.С., Сасовський Т.А. Малоциклова витривалість деревини повторним навантаженням. *Сучасні будівельні конструкції з металу і деревини*. Одеса: ОДАБА, 2011. №15. Ч. 3. С. 18-22.

32. Jasienko J., Nowak T. Strengthening of bent timber beams in historical objects. From Material to Structure – Mechanical Behaviour and Failures of the Timber Structures. ICOMOS IWC – XVI Internathional Symposium – Fljrence, Venice and Vecenza 11 – 15 november 2007.

33. Custodio J., Broughton J., Cruz H. A review of factors influencing the durability of structural bonded timber joints. *Internathional Journal of Adhesion & Adhesives*, 2009. Vol. 29. Pp. 173-185.

34. Гомон С.С. Передумови до запобігання прогресуючому руйнуванню конструкцій з деревини при дії різних видів навантажень. Рівне, 2014. Вип. 29. С. 108-116

35. Jasięńko J., Nowak T.P. . Solid timber beams strengthened with steel plates – experimental studies. *Constr Build Mater.*, 2014. Vol. 63. Pp. 81-88.

36. Васильєв О.Ю. Довговічність плоских та просторових наскрізних дерев'яних конструкцій: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01. Харків, 2015. 18 с.

37. Пінчевська О.О., Буйських Н.В., Головач В.М. Ефективність використання низько товарних круглих лісоматеріалів з деревини сосни: монографія. Харків, 2015. 160 с.

38. Пінчевська О.О., Головач В.М., Горбачова О.Ю. Деякі фізико-механічні властивості термомодифікованої деревини. *Вісник Харківського національного технічного університету сільського господарства імені Петра Василенка*, 2014. Вип. 147. С. 3–9.

39. Bahtiar E.T., Erizal E., Hermawan D., Nugroho N., Hidayatullah R. Experimental study of beam stability factor of sawn lumber subjected to concentrated bending loads at several points. *Forests*, 2022. Vol. 13. Article number 1480.
40. Шостачук Ю.М. Напружений стан та руйнування деревини дуба при конвективно-надвисокочастотному сушінні: автореф. дис. ...канд. техн. наук: 01.02.04. Тернопіль, 2003. 20 с.
41. Юськевич Т.Я. Механічні властивості деревини інтродукованих видів сосни. *Науковий вісник НЛТУ України*. Львів, 2013. Вип. 23.3. С. 166-170.
42. Barret J. D., Foschi R. O. Duration of load and probability of failure of wood. Part 1. Modelling creep rupture. *Can. J. of Civil Engineering*, 1978. №4. P. 505–514.
43. Madsen B. Structural behaviour of timber. Timber Engineering Ltd. Vancouver, Canada, 1992. 440 p.
44. Patton-Mallory M., Cramer S. Fracture mechanics: a tool for predicting wood component strength. *Forest Products Journal*, 1987. 37(7/8). Pp. 39–47.
45. Schniewind A.P., Bartels H.J., Gammon B.W. Effect of pre-loading on fracture toughness of wood. Proc. of 1st International Conference on Wood Fracture, Forintek Canada Corp., Vancouver, Canada, 1978. Pp. 227–238.
46. Whale L. R. J., Smith I. Mechanical timber joints. Research Report 18/86. Timber Research and Development Association TRADA: USA, 1986.
47. Бехта П.А., Німц П. Вплив високої температури на фізико-механічні властивості деревини ялини. *Наукові праці Лісівничої академії наук України*. Львів: РВВ НЛТУ України, 2003. Вип. 2. С. 117-122.
48. Mykhailovskyi D., Komar O., Komar M. Engineering method of calculating laminated timber elements reinforced with composite tapes. *Strength Mater. Theory Struct.*, 2022, Pp. 239–262.
49. Поліщук М.В. Напружено-деформований стан згинальних елементів з клеєної деревини з комбінованим армуванням: дис. ... докт. філософії з техн. наук: 192 «Будівництво та цивільна інженерія». Рівне, 2023. 168 с.

50. Фурсов В.В., Абдурахимов Р.Ф., Чередник Д.Л. Дослідження об'ємної деформації деревини при різних умовах завантаження. *Науковий вісник будівництва*. Харків: ХГДУБА, 1998. №2. С. 35-39.

51. Фурсов В.В., Бідаков А.М. Вплив анізотропних властивостей деревини на її міцнісні характеристики. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. Рівне: НУВГП, 2014. Вип. 29. С. 376-381.

52. Stojanov V.V., Cybulchik A.B., Kupchenko Y.V., Maslyanenko E.V. Designing of modular hyperbolic coverings. Jubilee scientific conference. Sofia, 2002. Pp. 79–82.

53. Wdowiak-Postulak A., Bahleda F., Prokop J. An experimental and numerical analysis of glued laminated beams strengthened by Pre-stressed basalt fibre-reinforced polymer bars. *Materials*, 2023. Vol. 16(7). Article number 2776.

54. Демчина Б.Г., Олексин Г.М., Сурмай М.І. Попередньо напружені дерев'яні конструкції з неметалевою арматурою. *Вісник НУЛП: Теорія і практика будівництва*. Львів: НУЛП, 2012. №737. Т. I. С. 87-92.

55. Ашкенази Е.К. Анизотропия древесины и древесных материалов. М.: Лесная промышленность . 1978. 224 с.

56. Клименко В.З. Методичні рекомендації до розрахунку будівельних конструкцій з клеєної деревини з врахуванням складного напруженого стану матеріалу. Київ: КНУБА, 1998. 50 с.

57. Найчук А.Я. Прочность элементов деревянных конструкций в условиях сложного неоднородного напряженного состояния: дис. ... докт. техн. наук: 05.23.01. М., 2006. 378 с.

58. Гомон С.С. Напружено-деформований стан і розрахунок за деформаційною методикою елементів з деревини при одноразових та повторних навантаженнях: дис. ... докт. техн. наук: 05.23.01. Львів, 2020. 383с.

59. Фурсов В.В. Працездатність дерев'яних конструкцій під впливом різноманітних навантажень та експлуатаційного середовища: дис. ... докт. техн. наук: 05.23.01. Полтава, 1996. 438 с.

60. Moya L., Bano V. Elastic behavior of fast-growth uruguayan pine determined from compression and bending tests. "Pine wood elastic behavior". *BioResourse*, 2017. Vol. 12(3). Pp. 5896-5912.
61. Савицкий Н.В., Коваль Е.А., Перегинець И.И., Шехоркина С.Е. Результаты испытаний соединений деревянных конструкций на металлических зубчатых пластинах. *Строительство, материаловедение, машиностроение*. Днепропетровск: ПГАСА, 2010. Вып. №56. С. 414-423.
62. Михайловський Д.В. Врахування дійсного напружено-деформованого стану у вузлах та елементах конструкцій з клеєної деревини: дис. ... докт. техн. наук: 05.23.01. Київ, 2020. 419 с.
63. Бідаков А.М. Методологія розрахунку панелей із поперечно-клеєної деревини: дис. ... докт. техн. наук: 05.23.01. Київ, 2021. 318 с.
64. Гомон С.С. Поліпшення міцнісних та деформативних властивостей суцільної деревини та композиційних матеріалів на її основі: дис. ... докт. техн. наук: 01.02.04. Тернопіль, 2021, 341 с.
65. Ençuc I., Munteanu V., Țăranu N., Oprișan G. Improving of Load Bearing Capacity of Timber Beams Using FRP Strengthening Techniques – a Critical Evaluation. *Proc. 12th Internat. Sci. Conf. VSU'2012, I*, June 7-8, Sofia, Bulgaria, II-181-186.
66. Negrão J.H. Preliminary study on wire prestressing methods for timber pieces reinforcement. *Constr Build Mater*, 102 (2016), pp. 1093-1100.
67. Jasieńko J. Glue joints in the rehabilitation and strengthening of bent wooden beams. *Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej*, Wrocław, 2002.
68. Da Silva A, Kyriakides S. Compressive response and failure of balsa wood. *International Journal of Solids and Structures*. Volume 44. Issues 25–26. P. 8685–8717.
69. Сасовський Т.А. Напружено-деформований стан балок із клеєної деревини за дії малоциклових навантажень: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. Рівне, 2018. 200 с.

70. Alam P., Ansell M.P., Smedley D.. Mechanical repair of timber beams fractured in flexure using bonded-in reinforcements. *Compos B Eng*, 2009. Vol. 40 (2). Pp. 95-106.
71. Raftery G.M., Whelan C. Low-grade glued laminated timber beams reinforced using improved arrangements of bonded-in GFRP rods. *Constr Build. Mater.*, 2014. Vol. 52. Pp. 209-220.
72. Brol J . Strengthening of bent beams made of glued laminated timber with GFRP tapes at the production stage. *Wiadomości Konserwatorskie*, 2009. Vol. 26. Pp. 345-353.
73. Almeida T.H., Almeida D.H., Arroyo F.N., De Araujo V.A., Chahud E., Branco L., Pinheiro R.V., Christoforo A.L., Lahr F.A.R. Time of exposure at 60 °C service temperature: Influence on strength and modulus of elasticity in compression parallel to the grain of hardwood species. *BioResources* 14(1), 207-219.
74. Brunetti M., Aminti G., Nocetti M., Russo G. Validation of visual and machine strength grading for Italian beech with additional sampling. *Forest - Biogeosciences and Forestry*, 2021. Vol. 14, Issue 3, Pp. 260-267. doi: <https://doi.org/10.3832/ifor3649-014>.
75. Ковлєв М.М. Вузлові з'єднання стислих і розтягнутих елементів у клеєних дерев'яних конструкціях: автореф. дис.. ... канд. техн. наук. Харків, 2011. 24с.
76. Whale L. R. J., Smith I. Mechanical Timber Joints, Research Report 18/86. Timber Research and Development Association TRADA: USA, 1986.
77. Huang, D., Zhou, A., Bian, Y. "Experimental and analytical study on the nonlinear bending of parallel strand bamboo beams," *Construction and Building Materials* 35(3), 2013.585-592.
78. Madsen B. Structural behaviour of timber. Timber Engineering Ltd. Vancouver, Canada, 1992. 440 p.

79. Gómez E.P., González M.N., Hosokawa K., Cobo A.. Experimental study of the flexural behavior of timber beams reinforced with different kinds of FRP and metallic fibers. *Compos Struct*, 2019. Vol. 213. Pp. 308-316.

80. Horx-Strathern O., Varga C., Guntschnig G. Future of Timber Construction. A study about changes, trends and technologies of tomorrow. *Zukunftsinstitut GmbH*, 2017. 108 p.

81. Negrão J.H. Preliminary study on wire prestressing methods for timber pieces reinforcement. *Constr Build Mater*, 2016. Vol. 102. Pp. 1093-1100.

82. Wang B., Valentine E., Yan L., Rasal B., Fiore V. Polymers flax, basalt, e-glass FRP and their FRP strengthened wood beams: an experimental study. *Polymers*, 2019, Vol. 11. Article number 1255.

83. Nadir Y., Nagarajan P., Ameen M., Arif M., Flexural stiffness and strength enhancement of horizontaliy glued laminated wood beams with GFRP and CFRP composite sheets. *Construction and Building Materials*, 2016. Vol. 112. Pp. 547-555.

84. Serbescu A., Guadagnini M., Pilakoutas K. Basalt FRPs strengthening of RC members. CICE 2010 – The International Conference on FRP Composites in Civil Engineering. September 27-29, 2010. Beijing, China.

85. Righetti L., Corradi M., Borri A.. Basalt FRP spike repairing of wood beams. *Fibers*, 2015. Vol. 3. Pp. 323-337.

86. Elgabbas F., Ahmed E., Benmokrane B. Development and characterization of basalt FRP reinforcing bars for concrete structures. The 7th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering, 2014. Pp 1-6.

87. Гримак О. Я. Міцність, деформативність і тріщиностійкість бетонних балкових конструкцій мостів із базальтопластиковою арматурою. Львів, 2019. 180 с.

88. Dutko P. Drevené konštrukcie. Bratislava: ALFA, 1976. 460 p.

89. Демчина Б.Г., Сурмай М.І., Кравз А.Р., Бляхар Т.Й. Досвід виготовлення дощатоклеєних балок армованих неметалевою арматурою. *Вісник ДонНАБА*. Макіївка: ДонНАБА, 2010. Вип. 5 (85). Т. II. С. 193-197.

90. Mirski R., Kuliński M., Dziurka D., Thomas M., Antonowicz R. Strength properties of structural glulam elements from pine (*Pinus sylvestris* L.) Timber reinforced in the tensile zone with steel and basalt rods. *Materials*, 2021. Vol. 14(10), Article number 2574.
91. Garson O. Flexural strengthening of glued laminated timber beams with steel and carbon fiber reinforced polymers. PhD thesis. (2007). Department of Civil and Environmental Engineering, Chalmers University of Technology, Goteborg, Sweden, 168p.
92. Shober K.U., Rautenstrauch K. Experimental investigations on flexural strengthening of timber structures with CFRP. Proceedings of the International Symposium on Bond Behaviour of FRP in Structures. BBFS 2005. International Institute for FRP in Construction.
93. Hernandez D. A., Soufen C. A., Orlandi M. O. Carbon fiber reinforced polymer and epoxy adhesive tensile test failure analysis using scanning electron microscopy. *Materials Research*, 2017. Vol. 20. Pp. 951-961.
94. Raftery G.M., Kelly F.. Basalt FRP rods for reinforcement and repair of timber. *Compos B Eng*, 2015. Vol. 70. Pp. 9-19.
95. Боднарчук Т.Б., Нікіфоряк С., Івчук М. Дослідження несучої здатності дерев'яних балок, армованих зовнішньою стрічковою. *Вісник ЛНАУ. Архітектура і сільськогосподарське будівництво*, 2014. №15. С. 68-74.
96. Клімов Ю.А., Вітковський Ю.А., Солдатченко О.С. Використання неметалевої композитної арматури для армування бетонних конструкцій. *Будівельні матеріали, виробу та санітарна техніка*, 2011. Вип. 42. С. 13-17.
97. Wdowiak A., Brol J. Effectiveness of reinforcing bent non-uniform prestressed glulam beams with basalt fibre reinforced. *Polymers Rods. Materials*, 2019. Vol. 12. Article number 3141.
98. Lv Q., Ding Y., Liu Y. Effect of the nonprestressed/prestressed BFRP bar on flexural performance of the bamboo beam. *Adv. Polym. Technol.* 2019. Article number 7143023.

99. Radford D.W., van Goethem D., Gutkowsi R.M., Peterson M.L. Composite repair of timber structures. *Constr. Build. Mater.* 2002, 16, 417–425.
100. Raftery G.M., Harte A.M. . Low-grade glued laminated timber reinforced with FRP plate. *Compos B Eng*, 2011. Vol. 42 (4). Pp. 724-735.
101. Kliger R., Haghani R., Brunner M., Harte A. M., Schober K-U. Wood-based beams strengthened with FRP laminates: improved performance with pre-stressed systems. *Eur. J. Wood Prod*, 2016. Vol. 74. Pp. 319–330.
102. Micelli F., Scialpi V., La Tegola A. Flexural reinforcement of glulam timber beams and joints with carbon fiber-reinforced polymer rods. *J. Compos. Constr.*, 2005, Vol. 9. Pp. 337 – 347.
103. Garzon O., Barragán J. Flexural strengthening of glued laminated timber beams with steel and carbon fiber reinforced polymers (Master’s thesis), Department of Civil and Environmental Engineering, Chalmers University of Technology, 2007.
104. Михайловський Д., Комар М. Аналіз напружено-деформованого стану рам з клеєної деревини підсилених композитними стрічками. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*. Київ: КНУБА, 2022. №11. С. 53-60.
105. Стоянов В.В., Давиденко О.И. Підвищення міцності й деформативності дерев’яних балок. *Сучасне промислове та цивільне будівництво*. Донецьк, 2009. Том 5. №1. С. 23-27.
106. Михайловський Д. В. Комар М. А. Аналіз досліджень застосування композитних стрічок для підсилення дерев’яних конструкцій. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*. Київ: КНУБА, 2022. №10. С. 4-10.
107. Gugutsidze G., Draškovič F. Reinforcement of timber beams with carbon fibers reinforced plastics. *Slovak Journal of Civil Engineering*, 2010. №2. P. 1-6.
108. Śliwa-Wieczorek, K., Ostrowski, K. A., Jaskowska-Lemańska, J., Karolak, A. The influence of CFRP sheets on the load-bearing capacity of the glued laminated timber beams under bending *Test. Materials*, 2021. Vol. 14(14). Article number 4019.
110. Hirasawa H., Oikawa A., Kobayashi A. Loading tests of glulam beams reinforced by CFRP sheets and plates. Japan. 2006.

111. Gilfillan J.R., Gilbert S.G., Patrick G.R.H. The use of FRP composites in enhancing the structural behaviour of timber beams. *J. Reinf. Plast. Compos.*, 2003. Vol. 22 (15). Pp. 1373–1388.
112. Sena-Cruz J., Jorge M., Branco J.M., Cunha V.M.C.F. Bond between glulam and NSM CFRP laminates. *Constr. Build. Mater.*, 2013. Vol. 40. Pp. 260–269.
113. Lu W., Ling Z., Geng Q., Liu W., Yang H., Yue K. Study on flexural behaviour of glulam beams reinforced by Near Surface Mounted (NSM) CFRP laminates, *Constr. Build. Mater.*, 2015. Vol. 91. Pp. 23–31.
114. Ambrisi A. D., Focacci F., Luciano R. Experimental investigation on flexural behavior of timber beams repaired with CFRP plates. *Compos. Struct.*, 2014. Vol. 108. Pp. 720–728.
115. Khelifa M., Auchet S., Meausoone P.J., Celzard A. Finite element analysis of flexural strengthening of timber beams with carbon fibre-reinforced polymers. *Eng. Struct.*, 2015. Vol. 101. Pp. 364–375.
116. Andor K., Lengyel A., Polgár R., Fodor T., Karácsonyi Z. Experimental and statistical analysis of spruce timber beams reinforced with CFRP fabric. *Constr. Build. Mater.*, 2015. Vol. 99. Pp. 200–207.
117. Gezer H., Aydemir B. The effect of the wrapped carbon fiber reinforced polymer material on fir and pine woods. *Materials*, 2010. Pp. 3564–3567.
118. Borri A., Corradi M., Grazini A. A method for flexural reinforcement of old wood beams with CFRP materials. *Compos.*, 2005. Vol. 36. Pp. 143–153.
119. Ogawa H. Architectural application of carbon fibers - development of carbon fiber reinforced glulam. *Carbon*, 2000. Vol. 38. Pp. 211–226.
120. Johnsson H., Blanksvard T., Carolin A. Glulam members strengthened by carbon fiber reinforcement. *Mater. Struct.*, 2006. Vol. 40. Pp. 47–56.
121. Fiorelli A., Dias A. Glulam beams reinforced with FRP externally – bonded: theoretical and experimental evaluation. *Mater. Struct.*, 2011. Vol. 44. Pp. 1431–1440.

122. Ahmad Y. Bending behaviour of timber beams strengthened using fiber reinforced polymer bars and plates Ph.D. thesis, Universiti Teknologi Malaysia, Malaysia, 2010.
123. Martin Z. A., Stith J.K., Tingley D.A. Commercialisation of FRP reinforced glulam beam technology. Proceedings of the 6th World Conference on Timber Engineering, UBC Press, Whistler Resort, Canada, 2000.
124. Negrao J.H.J.O., Balseiro A.R., Faria J.A. Use of CFRP laminates for strengthening or rehabilitation of timber beams. SHATIS'11-International Conference on Structural Health Assessment of Timber Structures, Lisbon, Portugal, 2011.
125. Persson M.P., Wogelberg S. Analytical Models of Pre-Stressed and Reinforced Glulam Beams, a Competitive Analysis of Strengthened Glulam Beams. Master's Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden, 2011.
126. Kim Y. J., Harries K. A. Modeling of timber beams strengthened with various CFRP composites. *Engineering Structures*, 2010. Vol. 32(10). Pp. 3225-3234.
127. Syukri M., Rahaman A., Ismail A. F., Mustafa A. B. A. Review of heat treatment on polyacrylonitrile *Fiber. Polymer Degradation and Stability*, 2007. Vol. 92(8). Article number 1421. DOI:10.1016/j.polymdegradstab.2007.03.023.
128. Kaw A. K. Mechanics of composite materials. CRC Press LLC, Boca Raton, Florida, 2006.
129. Roberto L. A., Michael A. P., Sandford T. C. Fiber reinforced polymer composite - wood pile interface characterization by push-out tests. *Journal of Composites for Construction*, 2004. Vol. 8(4). Pp. 360-368.
130. De la Rosa García P., Escamilla A.C., García M.N.G. Bending reinforcement of timber beams with composite carbon fiber and basalt fiber materials. *Compos. B Eng.* **2013**, 55, 528–536.

131. Bahtiar E.T., Trujillo D., Nugroho N. Compression resistance of short members as the basis for structural grading of *Guadua angustifolia*. *Constr. Build. Mater*, 2020. Vol. 249. Article number 118759.
132. Garzon B. O., Jacob J. Flexural Strengthening of Glued Laminated Timber Beams with Steel and Carbon Fiber Reinforced Polymers (Master's thesis), Department of Civil and Environmental Engineering, Chalmers University of Technology, 2007.
133. Сурмай М.І. Міцність та деформативність дощатоклеєних балок армованих склопластиковою та базальтовою арматурою: дис. канд. техн. наук: 05.23.01. Львів, 2015. 185 с.
134. Raftery G.M. , Harte A.M. Low-grade glued laminated timber reinforced with FRP plate. *Compos B Eng*, 2011. Vol. 42(4). Pp. 724-735.
135. Raftery G.M., Rodd P.D. FRP reinforcement of low-grade glulam timber bonded with wood adhesive. *Constr Build Mater*. Vol. 91, Pp. 116-125.
136. Vahedian A., Shrestha R., Crews K. Experimental and analytical investigation on CFRP strengthened glulam laminated timber beams: full-scale experiments. *Compos B Eng*, 2019. Vol. 164. Pp. 377-389.
137. Entuc I.S., Taranu N., Oprisan G., Mihai P., Munteanu V. Improving Structural Response of Wood Beams by Reinforcing with Carbon Fibre Reinforced Polymer Elements. *BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI. Universitatea Tehnic „Gheorghe Asachi” din Iași. Tomul LIX (LXIII), Fasc. 6, 2013. 99-108.*
138. Righetti L., Corradi M., Borri A. Strengthening of Timber Beams with Unbonded FRP. In Proceedings of the 16th European Bridge Conference, Edinburgh, UK, 23–25 June 2015.
139. Yeboah D., Taylor S., McPolin D., Gilfillan R. Pull-Out behaviour of axially loaded basalt fibre reinforced polymer (BFRP) rods bonded perpendicular to the grain of glulam elements. *Constr. Build. Mater.*, 2013. Vol. 38, Pp. 962–969.
140. McConnell E., McPolin D., Taylor S. Post-tensioning glulam timber beams with basalt FRP Tendons. *Proc. ICE Constr. Mater*, 2015. Vol. 168. Pp. 232–240.

141. Bohanan B. Prestressing wood members. *Forest Products Journal*, 1962. № 12. Pp. 596-602.
142. Bond D., Long A. Model tension preflexed timber beams. *Civil Engineering and Public Works Review*, 1964. № 693.
143. Bond D., Sichvell E. Prestressed Timber beams. *Civil Engineering and Public Works Review*, 1965. № 705.
144. Curtis J.O. Steel-reinforced wood beams. Transactions of the ASAE, 1972. №3. P. 15.
145. Dutko P. Geleimte Holzkonstruktionen in der GSSR. Die Bautechnik, 1966, №4.
146. Щуко, В. Ю. Расчет армированных деревянных конструкций по предельным состояниям . ЦИНИС. Строительные конструкции и строительная физика., серия VIII, вып. 2.-М. : 1978.- с. 46-49.
147. Рощина С.И. Прочность и деформативность клееных армированных деревянных конструкций при длительном действии нагрузки: дис. докт. техн. наук. 05.23.01.М. 2009.
148. Lukin M., Prusov E., Roshchina S., Karelina M., Vatin N. Multi-Span Composite Timber Beams with Rational Steel Reinforcements. *Buildings* 2021,11,46.
149. Gordon P. Krueger ultimate-strength design of reinforced timber. *Wood*, 1973. Vol. 6. № 2.
150. Granholm H. Armerat Tra Reinforced Timber, Göteborg, 1954. P. 98.
151. Lantos G. Reinforced and Post-Tensined glued laminated beams. *Civil Engineering and Public Works Review*, 1964.
152. Lantos G. Test results on mild steel reinforced glulam timber beams. *Civil Engineering and Public Works Review*, 1964. Vol. 59. №699. Pp. 1261.
153. Lantos G. Aus den Forschungs und Entwicklung sarkeit der TRAD A. *Bauen mit Holz*, 1966. № 8.
154. Melle M., Tuttoni S. Experimental study on a new technique for reinforcing wooden beams with steel elements. *Costruzioni metal-liche*, 1984. №3. Pp. 171-183.

155. Robert J., Hoyle Jr. Steel-Reinforced wood beam design. *Forest Products Journal*, 1975, Vol.25. № 4.
156. Окунь І.В. Міцність та деформативність клеєдощатих балкових конструкцій з пошаровим армуванням : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01. Одеса, 2014. 22с.
157. Corradi M., Osofero A. I., Borri A. Repair and reinforcement of historic timber structures with stainless steel — a review. *Metals*, 2019. Vol. 9(1). Article number 106. <https://doi.org/10.3390/met9010106>.
158. Ghanbari-Ghazijahani T., Russo T., Valipour H. R. Lightweight timber I-beams reinforced by composite materials. *Composite Structures*, 2020. Vol. 233. Article number 111579. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2019.111579>.
159. Peterson J. Wood beams prestressed with bonded tension elements. *J Struct Division Proc Am Soc Civ Eng*, 1965. Vol. 91 (1). Pp. 103-119.
160. McConnell E., McPolin D., Taylor S. Post-tensioning of glulam timber with steel tendons. *Construction and Building Materials*, 2014. Vol. 73. Pp. 426-433.
161. Bahtiar E.T., Erizal E., Hermawan D., Nugroho N., Hidayatullah R. Experimental study of beam stability factor of sawn lumber subjected to concentrated bending loads at several points. *Forests* 2022. Vol. 13. Article number 1480.
162. Yang H., Ju D., Liu W., Lu W. Prestressed glulam beams reinforced with CFRP bars. *Construction and Building Materials*. Vol. 109. Pp. 73–83. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.02.008>.
163. Triantafillou T.C., Deskovic N. Prestressed FRP sheets as external reinforcement of wood members. *J Struct Eng*, 1992. Vol. 118 (5). Pp. 1270-1284.
164. Yang H., Ju D., Liu W., Lu W.. Prestressed glulam beams reinforced with CFRP bars. *Constr Build Mater*, 2016. Vol. 109. Pp. 73-83.
165. Dziuba T. Creep of a wooden beam prestressed with steel. I Scientific Symposium Rheology of wood and wooden structures. Poznań-Zielonka, 1982., Pp. 151-162.

166. Барабаш М. С., Лазнюк М. В., Мартинова М. Л., Пресняков М. І. Сучасні технології розрахунку і проєктування металевих і дерев'яних конструкцій. Видавництво АСВ, 2008.
167. ДБН В.2.6-161:2017. Конструкції будинків і споруд. Дерев'яні конструкції. Основні положення. Київ: Укрархбудінформ, 2017. 119 с.
168. CSA - O86-19 - Engineering design in wood - Standards Library. May 2019. 240 p.
169. Eurocode 5. Design of timber structures. Part 1.1. General rules and rules for buildings. 1995. 124 p.
170. DIN 1052:2004-08: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken – Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau. Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, Deutschland.
171. Liu J., Lei Y., Li W., Chen L., Liu R., Wang J. Flexural performance test and finite element comparative analysis of wood-steel composite box girder. *J. South Cent. Univ. For. Sci. Technol*, 2023. Vol. 43. Pp. 178–189.
172. Li H., Wang L., Wei Y., Semple K.E. Out-of-plane bending behavior of cross-laminated timber members enhanced with fiber-reinforced polymers. *Journal of Building Engineering*, 2023. <https://doi.org/10.1016/j.job.2023.105862>.
173. Гомон С.С., Гомон П.С. Побудова дійсних діаграм механічного стану деревини « σ - u » суцільного перерізу ялини та берези за жорсткого режиму випробувань. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. Рівне: НУВГП, 2020. *Вип.* 38. С. 321-330.
174. Gomon S., Gomon S., Karavan V., Gomon P., Podhorecki A. Calculated cross-sectional model and stages of the stress-strain state of the wood element for transverse bending. *AIP Conference Proceedings* 2077. Article number 020019.
175. Патент № 143340 Україна, МПК E04C 3/26 (2006.01). Спосіб напруження зовнішньої стрічкової арматури балок з клеєної деревини. Гомон С.С., Гомон П.С., Поліщук М.В.; заявник і патентовласник НУВГП - u2020 00431; заяв. 27.01.2020; опубл. 27.07.2020. Бюл. №14.

176. Гомон П.С. Методика побудови діаграми деформування « $\sigma - \varepsilon$ » для деревини на основі експериментальних досліджень згинальних елементів. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі і споруди*. Рівне: НУВГП, 2014. Вип. 29. С.102-107.

177. Гомон П.С. Методика побудови діаграми деформування « $\sigma - \varepsilon$ » для бетону на основі експериментальних досліджень згинальних залізобетонних елементів. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі і споруди*. Рівне: НУВГП, 2014. Вип. 28. С. 168-174.

178. Гомон П.С., Савицький В.В., Поліщук М.В. Розрахунок напружено-деформованого стану підсилених дерев'яних балок прямокутного перерізу. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. Рівне: НУВГП, 2021. Вип. 39. С. 221-229.

179. Бабіч В.Є., Гомон П.С., Пращур О. Шляхи підвищення жорсткості елементів з цільної та клеєної деревини за поперечного згину. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. Рівне: НУВГП, 2021. Вип. 40. С. 97-104.

180. Гомон П.С. Апроксимація діаграми «момент-кривина» дерев'яних армованих та неармованих балок прямокутного перерізу. *Містобудування та територіальне планування*. Київ: КНУБА, 2021. №78. С. 157-165.

181. Гомон П.С. Особливості побудови діаграми «момент-кривина» підсилених балок з деревини прямокутного перерізу. *Вісник Національного університету водного господарства та природокористування. Серія «Технічні науки»*. Рівне: НУВГП, 2021. Вип. 3(95). С. 128-138.

182. Гомон П.С. Аналіз використання металевої та неметалевої арматури для підсилення дерев'яних елементів та конструкцій. *Сучасні проблеми архітектури та містобудування*. Київ: КНУБА, 2022. Вип. 62. С. 322-332.

183. Гомон П.С., Олексін І.О. Визначення дотичних напружень в дерев'яних балках з врахуванням не лінійності деформування матеріалу. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. Рівне: НУВГП, 2022. Вип. 41. С. 126-134.

184. Гомон П.С., Поліщук М.В. Напружено-деформований стан балок із деревини з комбінованим армуванням на різних рівнях завантажень. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві*. Луцьк: ЛНТУ, 2022. Вип. 17. С. 23-30.

185. Гомон П.С., Поліщук М.В. Прогини підсилених та непідсилених балок прямокутного перерізу з клеєної деревини. *Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини*. Одеса: ОДАБА, 2022. №26. С. 88-96.

186. Гомон П.С. Інноваційний спосіб попереднього напруження комбіновано армованих дерев'яних балок. *Містобудування та територіальне планування*. Київ: КНУБА, 2022. №79. С. 77-86.

187. Гомон П.С. Сумісність роботи арматури та деревини в балках, які працюють за поперечного згину. *Сучасні проблеми архітектури та містобудування*. Київ: КНУБА, 2022. Вип. 63. С. 327-335.

188. Gomon S.S., Polishchuk M., Homon S., Gomon P., Vereshko O., Melnyk Yu., Boyarska I. (2020). Rigidity of combined reinforced glued wood beams. *AD ALTA: Journal of Interdisciplinary Research*, 11(1). Special issue XV. pp. 131-133.

189. Гомон П.С. Ефективна клеєна дерев'яна балка з комбінованим армуванням. Інновації у будівництві: збірник тез доповідей VII Міжнародної науково-практичної інтернет-конференції молодих учених та студентів, 12 травня 2022 р., м. Луцьк [Електронний ресурс]. Луцьк: ЛНТУ, 2022. С. 13-15. <https://sites.google.com/view/iic-2022/тези-доповідей>.

190. Yasniy P., Homon S., Gomon S., Iasnii V., Gomon P., Savitskiy V. Strength properties of chemically modified solid woods. *Procedia Structural Integrity* Volume 36, 2022, Pages 211-216. <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2022.01.026>.

191. Homon S., Gomon P., Gomon S., Dovbenko T., Savitsiy V., Matviuk O., Kulakovskiy L., Bronytskyi V., Bosak A., Chornomaz N. Experimental and statistical studies of the initial module of elasticity and the module of deformations of continuous wood at different ages and moisture. *AD ALTA: Journal Of Interdisciplinary Research*, 2022. Vol. 12.01-XXV. Pp. 321-326.

192. Гомон П.С. Особливості визначення дотичних напруг в згинальному дерев'яному елементі з врахуванням нелінійності деформування. Фізика і хімія твердого тіла. Стан, досягнення і перспективи: Матеріали VII Всеукраїнської науково-практичної конференції здобувачів вищої освіти та молодих вчених, 21-22 жовтня 2022 р., м. Луцьк. Луцьк: ІВВ ЛНТУ, 2022. С. 140.

193. Sobczak-Piąstka J., Gomon S. S., Polishchuk M., Homon S., Gomon P., Karavan V. Metoda badania belki zginanej wykonanej z drewna klejonego ze zbrojeniem mieszanym. *Materiały Budowlane*, 2021. Vol. 591 (11): Pp. 28-30.

194. Гомон П.С. Передумови для прогнозування роботи пасивно армованих згинальних дерев'яних елементів металевими матеріалами. *Містобудування та територіальне планування*. Київ: КНУБА, 2022. №81. С. 124-132.

195. Homon S., Litnitsky S., Gomon P., Kulakovskiy L., Kutsyna I. (2023). Methods for determining the critical deformations of wood with various moisture content. *Scientific Horizons*, 26(1), Pp. 73-86.

196. Гомон П. С. Дослідження деяких механічних показників деревини сосни за жорсткого режиму випробувань. *Вісник Львівського національного університету природокористування. Серія «Архітектура та будівництво»*. Львів: ЛНУП, 2022. №23. С. 41-44.

197. Gomon S., Gomon P., Homon S., Polishchuk M., Dovbenko T., Kulakovskiy L. Improving the strength of bending elements of glued wood. *Procedia Structural Integrity*, 2022. Vol. 36. Pp. 211-216. <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2022.01.026>.

198. Гомон П.С. Реальні діаграми деформування деревини середнього віку. Тези доповідей V міжнародної науково-технічної конференції «Ефективні технології і конструкції в будівництві та архітектура села». 16-17 червня 2022 року. Дубляни: ЛНУП, 2022. С. 26-27.

199. Gomon P., Babych Y., Polishchuk M., Kysliuk D.Y., Bandura I., Pakholiuk O., Shevchuk A. Deformability of a glued woden beam with pre-stressed composite reinforcement. *Procedia Structural Integrity*, 2024. Vol. 59. Pp. 551-558.

200. Sobczak-Piąstka J., Polishchuk M., Gomon S.S., Karavan B., Homon S., Gomon P. Method of experimental research of new construction of beams from glued wood with combined reinforcement. *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering*, 2021. Vol. 1203. Article number 032037.
201. Гомон П.С. Моделювання роботи дерев'яної балки з послідовним завантаженням. *Містобудування та територіальне планування*. Київ: КНУБА, 2022. №80. С. 159-165.
202. Gomon S., Gomon P., Korniychuck O., Homon S., Dovbenko T., Kulakovskiy L., Boyarska I. Fundamentals of calculation of elements from solid and glued timber with repeated oblique transverse bending, taking into account the criterion of deformation. *Acta Facultatis Xylogologiae Zvolen*, 2022. Vol. 64(2). Pp. 37–47.
203. Gomon S., Pavluk A. Study on working peculiarities of glue laminated beams under conditions of slanting bending. *Підводні технології*. Київ: КНУБА, 2017. № 7. С. 42–48.
204. Pavluk A., Gomon S., Zatiuk Y., Gomon P., Homon S., Kulakovskiy L., Iasnii V., Yasniy O., Imbirovych N. (2023). Stiffness of solid wood beams under direct and oblique bending conditions. *Acta Facultatis Xylogologiae Zvolen*, 65(2), Pp. 109-121.
205. Погореляк А.П., Романюк В.В., Чернолоз В.С., Погореляк О.А. Конструкції із деревини та пластмас: навчальний посібник. Рівне: РДТУ, 2001. 396 с.
206. Madsen B., Buchanan A.H. Size effects in timber explained by a modified weakest link theory. *Can. J. Civ. Eng.*, 1986, Vol. 13. Pp. 218–232.
207. Livas C., Ekevad M., Öhman M. Experimental analysis of passively and actively reinforced glued-laminated timber with focus on ductility *Wood Material Science & Engineering*, 2021. Vol. 17 (7). Pp. 1-9.
208. He M., Wang Y., Li Z., Zhou L., Tong Y., Sun X. An experimental and analytical study on the bending performance of CFRP-reinforced glulam beams. *Frontiers in Materials*, 2022. Vol. 8.

209. Denys Mykhailovskyi, Petro Gomon, Ihor Mudryy, Olena Pakholiuk, Viktor Karbovskyi, Pavlo Shevchuk, Oleh Hlushenko, Andrii Oksentiuk Stress-deformed state of compressed-bent and stretched-bent wooden elements. *Procedia Structural Integrity*, Vol. 72, 2025, Pages 315-322.

210. Guo X., Zhou F., Deng S., Dong C. Study on the static-bending properties of surface-reinforced wood with asymmetric fibers. *Forests*, 2023. Vol. 14(2). Article number 2454.

211. Hoffmeyer P., Sorensen J.D. Duration of load revisited. *Wood Science and Technology*, 2007. Vol. 41. Pp. 687-711.

212. Гомон С. С. Напружено-деформований стан і розрахунок за деформаційною методикою елементів з деревини при одноразових та повторних навантаженнях: монографія. Рівне : Волинські обереги, 2019. 288 с.

213. Yasniy P. V. et al. Microcrack initiation and growth in heat-resistant 15Kh2MFA steel under cyclic deformation. *Fatigue Fract. Eng. Mater. Struct. Blackwell Science Ltd*, 2005. Vol. 28. № 4. P. 391–397.

213. Yasniy P. et al. Calculation of constructive parameters of SMA damper. *Scientific Journal of TNTU*. Ternopil: TNTU, 2017. Vol. 88. № 4. P. 7 – 15.

214. Гомон С.С., Сасовський Т.А., Гомон С.С. Діаграма механічного стану деревини сосни за одноразового короткочасного деформування до повної втрати міцності матеріалу. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. Рівне: НУВГП, 2012. Вип. 23. С. 166-170.

215. Triantafillou T.C., Deskovic N. Prestressed FRP sheets as external reinforcement of wood members. *J. Struct. Eng.*, 1992. Vol. 118. Pp. 1270–1284.

216. Бачинский В.Я. Про втрату стійкості деформування згинаючого бруса. *Будівельні конструкції*. Київ: Будівельник, 1982. Вип. 35.

217. Бамбура А.М. Експериментальні основи прикладної деформаційної теорії залізобетону: дис. д-ра. техн. наук: 05.23.01. Київ, 2005. 379 с.

218. Гомон П.С. Моделювання роботи поперечних перерізів дерев'яних елементів за різних варіантів та відсотків армування. *Сучасні проблеми архітектури та містобудування*. Київ: КНУБА, 2022. Вип. 64. С. 334-342.

219. Гомон П.С. До алгоритму побудови діаграми «момент-кривина» підсилених згинальних дерев'яних елементів. The 2nd International scientific and practical conference — Topical issues of modern science, society and education. September 5-7, 2021. SPC — Sci-conf.com.ua, Kharkiv, Ukraine. 2021. Pp. 156-157.

220. Гомон П.С. Особливості проектування та розрахунку згинальних дерев'яних елементів з урахуванням нелінійності деформування. Теорія і практика розвитку агропромислового комплексу та сільських територій: матеріали XXIII міжнародного науково-практичного форуму, 4-6 жовтня 2022 року, м. Дубляни. Львів: ЛНУП, 2022. С. 541-542.

221. Sobczak-Piąstka J., Pavluk A., Gomon S. S., Gomon P., Homon S., Lynnyk I. Changing the position of the neutral line of beams made of glued wood in conditions of oblique bending. *AIP Conference Proceedings*, 2023. Vol. 2928. Article number 080007. <https://doi.org/10.1063/5.0170371>.

222. Гомон П.С. Моделювання роботи підсиленого попередньо напруженого згинального дерев'яного елемента. *Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини*, 2023. Одеса: ОДАБА. № 27. С. 59-66.

223. Гомон П.С. Визначення прогинів дерев'яних згинальних елементів з урахуванням нелінійності деформування деревини. *Вісник Національного університету водного господарства та природокористування. Серія «Технічні науки»*. Рівне: НУВГП, 2022. Випуск 2(98). С. 183-192.

224. Гомон П.С. Визначення напружено-деформованого стану згинальних дерев'яних елементів підсилених композитними та металевими матеріалами. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. Рівне: НУВГП, 2022. Вип. 42. С. 99-106.

225. Gomon P., Gomon S., Pavluk A., Homon S., Chapiuk O., Melnyk Y. Innovative method for calculating deflections of wooden beams based on the moment-curvature graph. *Procedia Structural Integrity*, 2023. Vol. 48. Pp. 195-200.

226. Поліщук М.В., Гомон П.С. Робота комбіновано армованих балок з клеєної деревини з попередньо напруженою композитною арматурою.

Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Рівне: НУВГП, 2023. Вип. 43. С. 173-182.

227. ДСТУ 4922:2008. Лісоматеріали та пилопродукція. Методи визначення вологості. Київ: Мінрегіон України, 2009. 11 с.

228. ДСТУ EN 518–2003. Лісоматеріали конструкційні. Сортування. Вимоги до стандартів на візуальне сортування за міцністю. Київ: Мінрегіонбуд України, 2004. 9 с.

229. ДСТУ 3129:2015. Деревина. Методи відбору зразків і загальні вимоги до фізико-механічних випробувань невеликих бездефектних зразків. Київ: Мінрегіон України, 2016. 9 с.

230. ДСТУ EN 336–2003. Пиломатеріали конструкційні із хвойних порід та тополі. Розміри. Допустимі відхилення. Київ: Мінрегіонбуд України, 2004. 8 с.

231. ДСТУ EN 380-2008. Лісоматеріали конструкційні. Загальні настанови щодо методів випробування на статичне навантаження. Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. 8с.

232. ДСТУ Б.В.2.6–151:2010. Конструкції дерев'яні клеєні. Загальні технічні умови. Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. 21 с.

233. ДСТУ EN 384–2001. Лісоматеріали конструкційні. Визначення характеристичних значень механічних властивостей. Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. 8 с.

234. ДСТУ EN 338. Лісоматеріали конструкційні. Класи міцності. Київ: Мінрегіонбуд України, 2004. 10 с.

235. Horx-Strathern O., Varga C., Guntschnig G. Future of Timber Construction. A study about changes, trends and technologies of tomorrow. Zukunftsinstitut GmbH, 2017. P.13 P19. 108 p.

236. Алексієвець В.І. Робота та розрахунок сталевих нагельних з'єднань дерев'яних конструкцій за повторних навантажень: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. Рівне, 2011. 156 с.

237. Технологическая карта материала. Идентификационный №: 020206010010000040 Sika® CarbDur® S. Ленты из углеродных волокон для

усиления конструкций - составная часть системы Sika[®] CarboDur[®]. Издание: 24/07/2014; UA_YS_01/2015. 5с.

238. Технологическая карта материала. Идентификационный №: 020401040010000001 Sikadur[®]-30. Клей, применяемый при усилении конструкций. Издание: 18/07/14; UA_YS_01/2015. 4 с.

239. ГОСТ 21615-75 Тензорезисторы. Методы определения характеристик. 1976. 10 с.

240. Патент № 135229 Україна, МПК E04C 3/12. Клеєна дерев'яна балка / Гомон С.С., Поліщук М.В. - и 201900104; заяв. 03.01.2019; опубл. 25.06.2019, Бюл. №12.

241. Ясній В.П., Студент О.З., Ясній П.В. Прогнозування втомної довговічності псевдопружних сплавів з пам'яттю форми: монографія. Тернопіль: ТНТУ ім. Івана Пулюя, 2021. 277 с.

242. . Бабич Є.М., Гомон П.С. Рекомендації щодо проектування згинальних елементів з цільної та клеєної деревини з пасивним та попередньо напруженим комбінованим армуванням. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Рівне: НУВГП, 2024. Вип. 44. С. 133-139.

243. ДСТУ EN 408:2007. Лісоматеріали конструкційні. Конструкційна та клеєна шарувата деревина. Визначення деяких фізичних та механічних властивостей. Київ. Держспоживстандарт України. 2012.

244. Гомон С.С., Гомон П.С. Теоретичні основи для побудови повних діаграм деформування деревини. Інновації у будівництві: збірник тез доповідей V міжнародної науково-практичної інтернет-конференції молодих учених та студентів, м. Луцьк, 14 травня 2020 року. Луцьк: ЛНТУ, 2020. С. 5–7.

245. Гомон С.С., Гомон П.С., Гомон С.С. Універсальний метод визначення напружень в стиснутій зоні дерев'яних балок прямокутної форми на основі їх деформування. *Science and Education a New Dimension. Natural and Technical Sciences*. Budapest, 2020 Feb. VIII(27). Issue: 224. P. 10-12.

246. Гомон С.С., Гомон П.С., Верешко О.В. До визначення критичних деформацій хвойних та листяних порід деревини. Містобудування та територіальне планування. Київ: КНУБА, 2020. Вип. 73. С. 78-87.

247. Савицький М.В., Кліменко М.В., Шехоркіна С.Є. Деревина як конструкційний матеріал у національних та Європейських нормах. Строительство. Материаловедение. Машиностроение. Серия : Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения. Дніпро, 2017. Вып. 100. С. 131-137.

248. Guan Z.W., Rodd P.D., Pope D.J. Study of glulam beams pre-stressed with pultruded GRP. Compos Struct., 2005. Vol. 83(28-30). Pp. 2476-2487.

249. Theakston, F. H. A feasibility study for strengthening timber beams with fiberglass. Canadian Agricultural Engineering, 1965. Vol. 7(1). Pp. 17–19.

250. Гомон С. С. Стадії напружено-деформованого стану нормальних перерізів роботи деревини на згин. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Рівне: НУВГП, 2011. Вип. 21. С. 176–180.

252. Гомон С.С. Критерій руйнування позацентрово стиснутих та згинальних елементів з деревини з урахуванням пружно пластичної роботи матеріалу з обмеженою деформативністю. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Рівне: НУВГП, 2013. Вип. 25. С. 248–253.

253. Шехоркіна С. Є. Наукові основи і методи розрахунку гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель: дис. докт. техн. наук: 05.23.01. Дніпро, 2021. 408 с.

254. Бабич Є.М., Гомон П.С. Експериментальні дослідження попередньо напружених комбіновано армованих балок з цільної деревини. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Рівне: НУВГП, 2024. Вип. 45. С. 96-108.

255. Михайловський Д.В., Гомон П.С. Верифікація методик моделювання армованих та неармованих дерев'яних балок. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Рівне: НУВГП, 2024. Вип. 46. С. 237-249.

256. Михайловський Д.В., Гомон П.С. Дослідження роботи попередньо-напружених дерев'яних балок з клеєної деревини. Містобудування та територіальне планування. Київ: КНУБА, 2024. №87. С. 246-254.

257. P. Gomon, S. Gomon, S. Homon, B. Karavan, S. Drobyshynets, P. Sunak, O. Chapiuk, N. Chornomaz. Determining the deflection due to shear stresses taking into account the nonlinearity of the materials of reinforced wooden beams. Applied Mechanics 12/24. International Scientific Session. Bydgoszcz, Poland. November, 2024. P. 18.

258. P. Gomon, S. Drobyshynets, M. Smal, O. Dziubynska, O. Uzhegova, Y. Golyk, D. Kaynts, I. Kutsyna. Design of reinforced plywood panels using deformation methods. 12th Annual conference of Society for Structural Integrity and Life (DIVK12). November 17-19, 2024, Belgrade, Serbia. P. 49.

259. Михайловський Д. В., Гомон П. С. Вплив армування на напружено-деформований стан гнучо клеєної дерев'яної конструкції. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Рівне: НУВГП, 2025. Вип. 47. С. 355-367.

260. Михайловський Д.В., Комар М.А., Гомон П.С. Чисельне моделювання деформування армованих дерев'яних балок з цільної та клеєної деревини. Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. Луцьк: ЛНТУ, Випуск 23, 2025, С. 155-170.

261. Михайловський Д.В., Комар М.А., Гомон П.С. Чисельне моделювання роботи комбіновано армованої дерев'яної балки за допомогою плоских скінченних елементів. Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини. Одеса: ОДАБА, 2025. Вип. № 29. С. 130-141.

ДОДАТКИ

ДОДАТОК А – СПИСОК ОПУБЛІКОВАНИХ ПРАЦЬ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

Статті у наукових фахових виданнях України (категорія Б)

1. **Гомон П.С.** Методика побудови діаграми деформування « $\sigma - \varepsilon$ » для деревини на основі експериментальних досліджень згинальних елементів. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі і споруди*. Рівне: НУВГП, 2014. Вип. 29. С. 102-107.

2. **Гомон П.С.**, Савицький В.В., Поліщук М.В. Розрахунок напружено-деформованого стану підсилених дерев'яних балок прямокутного перерізу. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. Рівне: НУВГП, 2021. Вип. 39. С. 221-229. (авторський внесок – методичний підхід до розрахунку комбіновано армованих дерев'яних балок).

3. Бабіч В.Є., **Гомон П.С.**, Пращур О. Шляхи підвищення жорсткості елементів з цільної та клеєної деревини за поперечного згину. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. Рівне: НУВГП, 2021. Вип. 40. С. 97-104. (авторський внесок – проведення та аналіз експериментальних досліджень комбіновано армованих дерев'яних балок).

4. **Гомон П.С.** Апроксимація діаграми «момент-кривина» дерев'яних армованих та неармованих балок прямокутного перерізу. *Містобудування та територіальне планування*. Київ: КНУБА, 2021. №78. С. 157-165.

5. **Гомон П.С.** Особливості побудови діаграми «момент-кривина» підсилених балок з деревини прямокутного перерізу. *Вісник Національного університету водного господарства та природокористування*. Серія «Технічні науки». Рівне: НУВГП, 2021. Вип. 3(95). С. 128-138.

6. **Гомон П.С.** Аналіз використання металевої та неметалевої арматури для підсилення дерев'яних елементів та конструкцій. *Сучасні проблеми архітектури та містобудування*. Київ: КНУБА, 2022. Вип. 62. С. 322-332.

7. **Гомон П.С.**, Олексін І.О. Визначення дотичних напружень в дерев'яних балках з врахуванням нелінійності деформування матеріалу. *Ресурсоекономні*

матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Рівне: НУВГП, 2022. Вип. 41. С. 126-134. (авторський внесок – методичний підхід до визначення дотичних напружень в дерев'яних балках з врахуванням пружно-пластичності деревини).

8. **Гомон П.С.**, Поліщук М.В. Напружено-деформований стан балок із деревини з комбінованим армуванням на різних рівнях завантажень. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві*. Луцьк: ЛНТУ, 2022. Вип. 17. С. 23-30. (авторський внесок – проведення та аналіз експериментальних досліджень комбіновано армованих дерев'яних балок, формулювання висновків).

9. **Гомон П.С.**, Поліщук М.В. Прогини підсилених та непідсилених балок прямокутного перерізу з клеєної деревини. *Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини*. Одеса: ОДАБА, 2022. №26. С. 88-96. (авторський внесок – проведення та аналіз експериментальних досліджень комбіновано армованих дерев'яних балок, формулювання висновків).

10. **Гомон П.С.** Інноваційний спосіб попереднього напруження комбіновано армованих дерев'яних балок. *Містобудування та територіальне планування*. Київ: КНУБА, 2022. №79. С. 77-86.

11. **Гомон П.С.** Сумісність роботи арматури та деревини в балках, які працюють за поперечного згину. *Сучасні проблеми архітектури та містобудування*. Київ: КНУБА, 2022. Вип. 63. С. 327-335.

12. **Гомон П.С.** Моделювання роботи дерев'яної балки з послідовним завантаженням. *Містобудування та територіальне планування*. Київ: КНУБА, 2022. №80. С. 159-165.

13. **Гомон П.С.** Передумови для прогнозування роботи пасивно армованих згинальних дерев'яних елементів металевими матеріалами. *Містобудування та територіальне планування*. Київ: КНУБА, 2022. №81. С. 124-132.

14. **Гомон П.С.** Моделювання роботи поперечних перерізів дерев'яних елементів за різних варіантів та відсотків армування. *Сучасні проблеми архітектури та містобудування*. Київ: КНУБА, 2022. Вип. 64. С. 334-342.

15. **Гомон П.С.** Визначення прогинів дерев'яних згинальних елементів з урахуванням нелінійності деформування деревини. *Вісник Національного університету водного господарства та природокористування. Серія «Технічні науки»*. Рівне: НУВГП, 2022. Випуск 2(98). С. 183-192.

16. **Гомон П.С.** Дослідження деяких механічних показників деревини сосни за жорсткого режиму випробувань. *Вісник Львівського національного університету природокористування. Серія «Архітектура та будівництво»*. Львів: ЛНУП, 2022. №23. С. 41-44.

17. **Гомон П.С.** Визначення напружено-деформованого стану згинальних дерев'яних елементів підсилених композитними та металевими матеріалами. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. Рівне: НУВГП, 2022. Вип. 42. С. 99-106.

18. **Гомон П.С.** Моделювання роботи підсиленого попередньо напруженого згинального дерев'яного елемента. *Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини*. Одеса: ОДАБА, 2023. Вип. № 27. С. 59-66.

19. Поліщук М.В., **Гомон П.С.** Робота комбіновано армованих балок з клеєної деревини з попередньо напруженою композитною арматурою. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. Рівне: НУВГП, 2023. Вип. 43. С. 173-182. (авторський внесок – проведення та аналіз експериментальних досліджень попередньо напружених комбіновано армованих дерев'яних балок, формулювання висновків).

20. Бабич Є.М., **Гомон П.С.** Рекомендації щодо проектування згинальних елементів з цільної та клеєної деревини з пасивним та попередньо напруженим комбінованим армуванням. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. Рівне: НУВГП, 2023. Вип. 44. С. 133-139. (авторський внесок – загальний підхід, щодо проектування згинальних елементів з деревини з комбінованим армуванням).

21. Бабич Є.М., **Гомон П.С.** Експериментальні дослідження попередньо напружених комбіновано армованих балок з цільної деревини. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. Рівне: НУВГП, 2024. Вип. 45. С.

96-108. *(авторський внесок – проведення та аналіз експериментальних досліджень попередньо напружених комбіновано армованих балок з цільної деревини).*

22. Михайловський Д.В., **Гомон П.С.** Верифікація методик моделювання армованих та неармованих дерев'яних балок. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди.* Рівне: НУВГП, 2024. Вип. 46. С. 237-249. *(авторський внесок – проведення, аналіз експериментальних досліджень армованих та неармованих дерев'яних балок та верифікація підходів до моделювання).*

23. Михайловський Д.В., **Гомон П.С.** Дослідження роботи попередньо-напружених дерев'яних балок з клеєної деревини. *Містобудування та територіальне планування.* Київ: КНУБА, 2024. №87. С. 246-254. *(авторський внесок – проведення, аналіз експериментальних досліджень попередньо напружених комбіновано армованих балок з клеєної деревини та верифікація підходів до моделювання).*

24. Михайловський Д.В., **Гомон П.С.** Вплив армування на напружено-деформований стан гнучо клеєної дерев'яної конструкції. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди.* Рівне: НУВГП, 2025. Вип. 47. С. 355-367. *(авторський внесок – створення моделей гнучо клеєної комбіновано армованої конструкції з деревини, проведення чисельного експерименту, обробка результатів, формулювання висновків).*

25. Михайловський Д.В., Комар М.А., **Гомон П.С.** Чисельне моделювання деформування армованих дерев'яних балок з цільної та клеєної деревини. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві.* Луцьк: ЛНТУ, 2025. Вип. 23. С. 155-170. *(авторський внесок – створення числових моделей дерев'яних балок з цільної та клеєної деревини, проведення числових досліджень, обробка та аналіз результатів, формулювання висновків).*

26. Михайловський Д.В., Комар М.А., **Гомон П.С.** Чисельне моделювання роботи комбіновано армованої дерев'яної балки за допомогою плоских скінченних елементів. *Сучасні будівельні конструкції з металу та*

деревини. Одеса: ОДАБА, 2025. Вип. № 29. С. 130-141. (авторський внесок – створення числових моделей комбіновано-армованої дерев'яної балки, проведення числових досліджень, обробка та аналіз результатів, формулювання висновків).

Статті у наукових періодичних виданнях, які включені до міжнародних наукометричних баз Scopus та Web of Science та категорії А

27. **Gomon P.**, Babych Y., Polishchuk M., Kysliuk D.Y., Bandura I., Pakholiuk O., Shevchuk A. Deformability of a glued woden beam with pre-stressed composite reinforcement. *Procedia Structural Integrity*, 2024. Vol. 59. Pp. 551-558. (**Scopus**). (авторський внесок – проведення та аналіз експериментальних досліджень комбіновано армованих дерев'яних балок).

28. Gomon S.S., Polishchuk M., Homon S., **Gomon P.**, Vereshko O., Melnyk Yu., Boyarska I. Rigidness of combined reinforced glued wood beams. *AD ALTA: Journal of Interdisciplinary Research*, 2020. Vol. 11(1). Special issue XV. Pp. 131-133. (**Web of Science**). (авторський внесок – аналіз результатів експериментальних досліджень комбіновано армованих дерев'яних балок, формулювання висновків).

29. Homon S., **Gomon P.**, Gomon S., Dovbenko T., Savitskiy V., Matviiuk O., Kulakovskiy L., Bronytskyi V., Bosak A., Chornomaz N. Experimental and statistical studies of the initial module of elasticity and the module of deformations of continuous wood at different ages and moisture. *AD ALTA: Journal Of Interdisciplinary Research*, 2022. Vol. 12 (1). Special issue XXV. Pp. 321-326. (**Web of Science**). (авторський внесок – аналіз результатів експериментальних досліджень, формулювання висновків).

30. Gomon S., **Gomon P.**, Homon S., Polishchuk M., Dovbenko T., Kulakovskiy L. Improving the strength of bending elements of glued wood. *Procedia Structural Integrity*, 2022. Vol. 36. Pp. 217-222. (**Scopus**). (авторський внесок – проведення та аналіз експериментальних досліджень комбіновано армованих дерев'яних балок).

31. Gomon S., **Gomon P.**, Korniychuck O., Homon S., Dovbenko T., Kulakovskiy L., Boyarska I. Fundamentals of calculation of elements from solid and glued timber with repeated oblique transverse bending, taking into account the criterion of deformation. *Acta Facultatis Xylogologiae Zvolen*, 2022. Vol. 64(2). Pp. 37–47. (**Scopus**). (авторський внесок – розробка загальної методики розрахунку, формулювання висновків).

32. Homon S., Litnitsky S., **Gomon P.**, Kulakovskiy L., Kutsyna I. Methods for determining the critical deformations of wood with various moisture content. *Scientific Horizons*, 2023. Vol. 26(1). Pp. 73-86. (**Scopus**, категорія A). (авторський внесок – обробка результатів експериментальних досліджень, формулювання висновків).

33. **Gomon P.**, Gomon S., Pavluk A., Homon S., Chapiuk O., Melnyk Y. Innovative method for calculating deflections of wooden beams based on the Moment-Curvature Graph. *Procedia Structural Integrity*, 2023. Vol. 48. Pp. 195-200. (**Scopus**). (авторський внесок – розробка методичного підходу розрахунків прогинів, формулювання висновків).

34. Sobczak-Piastka J., Pavluk A., Gomon S.S., **Gomon P.**, Homon S., Lynnyk I. Changing the position of the neutral line of beams made of glued wood in conditions of oblique bending. *AIP Conference Proceedings*, 2023. Vol. 2928, Article number 080007. (**Scopus**). (авторський внесок – формулювання мети та задач, проведення експериментальних досліджень, обробка та аналіз результатів).

35. Mykhailovskyi D., **Gomon P.**, Mudryy I., Pakholiuk O., Karbovskiy V., Shevchuk P., Hlushenko O., Oksentiuk A.. Stress-deformed state of compressed-bent and stretched-bent wooden elements. *Procedia Structural Integrity*, 2025. Vol. 72. Pp. 315-322. (**Scopus**). (авторський внесок – розробка методичного підходу до розрахунків, формулювання висновків).

36. Pavluk A., Gomon S., Ziatyuk Y., **Gomon P.**, Homon S., Kulakovskiy L., Iasnii V., Yasniy O., Imbirovych N. Stiffness of solid wood beams under direct and oblique bending conditions. *Acta Facultatis Xylogologiae Zvolen*, 2023. Vol. 65(2). Pp.

109-121. (**Scopus**). *(авторський внесок – розробка загальної методики експериментальних досліджень, формулювання висновків).*

Патенти:

37. Патент № 143340 Україна, МПК E04C 3/26 (2006.01). Спосіб напруження зовнішньої стрічкової арматури балок з клеєної деревини./ Гомон С.С., Гомон П.С., Поліщук М.В.; заявник і патентовласник НУВГП - u2020 00431; заяв. 27.01.2020; опубл. 27.07.2020, Бюл. №14. *(авторський внесок – розробка технологічного процесу створення попереднього напруження в дерев'яній балці з комбінованим армуванням).*

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації

38. **Гомон П.С.** До алгоритму побудови діаграми «момент-кривина» підсилених згинальних дерев'яних елементів. The 2nd International scientific and practical conference — Topical issues of modern science, society and education. September 5-7, 2021. SPC — Sci-conf.com.ua, Kharkiv, Ukraine. 2021. Pp. 156-157.

39. Михайловський Д.В., Комар М.А., **Гомон П.С.**, Моделювання деформування армованих дерев'яних балок за допомогою МСЕ. Інновації у будівництві: збірник тез доповідей X Міжнародної науково-практичної інтернет-конференції здобувачів вищої освіти та молодих учених, 15 травня 2025 р., м. Луцьк: ЛНТУ, 2025. 40-42 с. *(авторський внесок – проведення числових досліджень, обробка та аналіз результатів).*

40. Sobczak-Piąstka J., Polishchuk M., Gomon S.S., Karavan B., Homon S., **Gomon P.** Method of experimental research of new construction of beams from glued wood with combined reinforcement. 6th WMCAUS 2021. World Multidisciplinary Civil Engineering – Architecture. Urban Planning Symposium. 31 August – 3 September, 2021. Prague (Czech Republic), 2021. Pp. 356. *(авторський внесок – обробка та аналіз результатів експериментальних досліджень, формулювання висновків).*

41. Михайловський Д.В., **Гомон П.С.** Особливості моделювання армування дерев'яної балки за допомогою плоских скінченних елементів. Збірник тез доповідей міжнародної науково-технічної конференції «Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини» 12-14 червня 2025 р., м. Одеса: ОДАБА, 2025. 48-49 с. *(авторський внесок – проведення числових досліджень, обробка та аналіз результатів)*

42. **Гомон П.С.** Ефективна клеєна дерев'яна балка з комбінованим армуванням. Інновації у будівництві: збірник тез доповідей VII Міжнародної науково-практичної інтернет-конференції молодих учених та студентів, 12 травня 2022 р., м. Луцьк [Електронний ресурс]. Луцьк: ЛНТУ, 2022. С. 13-15.

43. Sobczak-Piąstka J., Pavluk A., Gomon S. S., **Gomon P.**, Lynnyk I. Changing the position of the neutral line of beams made of glued wood in conditions of oblique bending. 7th WMCAUS. World Multidisciplinary Civil Engineering – Architecture – Urban Planning – Symposium, Prague (Czech Republic), 5–9 September, 2022. Pp. 87. *(авторський внесок – обробка та аналіз результатів експериментальних досліджень, формулювання висновків)*.

44. **Гомон П.С.** Особливості проектування та розрахунку згинальних дерев'яних елементів з урахуванням нелінійності деформування. Теорія і практика розвитку агропромислового комплексу та сільських територій: матеріали XXIII міжнародного науково-практичного форуму, 4-6 жовтня 2022 року, м. Дубляни. Львів: ЛНУП, 2022. С. 541-542.

45. **Гомон П.С.** Особливості визначення дотичних напруг в згинальному дерев'яному елементі з врахуванням нелінійності деформування. Фізика і хімія твердого тіла. Стан, досягнення і перспективи: Матеріали VII Всеукраїнської науково-практичної конференції здобувачів вищої освіти та молодих вчених, 21-22 жовтня 2022 р., м. Луцьк. Луцьк: ІВВ ЛНТУ, 2022. С. 140.

46. Janiak T., Gomon S., Karavan V., **Gomon P.**, Gomon S.S., Kulakovskiy L., Famulyak Y. Mechanical properties of solid deciduous species wood at different moisture content. Applied mechanics 11. International Scientific Session. Book of

abstracts. Bydgoszcz, 2022. P. 20. *(авторський внесок – розробка методики досліджень, формулювання висновків).*

47. **Gomon P.**, Homon S., Pavluk A., Gomon S., Chapyuk O., Melnyk Y. Innovative method of determining deflections of wooden beams on the basis of “Moment-Curvature” diagram. 2nd International Symposium on Risk Analysis and Safety of Complex Structures and Components (IRAS 2023), April 2-4, 2023, Belgrade, Serbia. P. 72. *(авторський внесок – розробка методичного підходу для визначення прогину згинальних дерев’яних елементів, формулювання висновків).*

48. **Гомон П.С.** Моделювання роботи підсиленого попередньо напруженого згинального дерев’яного елемента. Міжнародна науково-технічна конференція «Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини» 9-10 червня 2023. Одеса. 2023. С. 22-24.

49. **Gomon P.**, Gomon S., Homon S., Karavan B., Drobyshynets S., Sunak P., Chapiuk O., Chornomaz N.. Determining the deflection due to shear stresses taking into account the nonlinearity of the materials of reinforced wooden beams. Applied Mechanics 12/24. International Scientific Session. Bydgoszcz, Poland. November, 2024. P. 18. *(авторський внесок – розробка методичного підходу для визначення прогину згинальних дерев’яних елементів, формулювання висновків).*

50. **Gomon P.**, Drobyshynets S., Smal M., Dziubynska O., Uzhegova O., Golyk Y., Kaynts D., Kutsyna I.. Design of reinforced plywood panels using deformation methods. 12th Annual conference of Society for Structural Integrity and Life (DIVK12). November 17-19, 2024, Belgrade, Serbia. P. 49. *(авторський внесок – розробка методичного підходу для розрахунку клеєфанерної панелі, формулювання висновків).*

В інших виданнях:

51. **Гомон П.С.**, Бичковський Т.А. Визначення прогину залізобетонної балки з використанням діаграм деформування бетону та арматури. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Рівне: НУВГП, 2013. Вип. 27. С. 56-61. *(авторський внесок – розробка методичного підходу для визначення прогину залізобетонних балок, формулювання висновків).*

Додаток Б1 Статистичний аналіз збіжності теоретичних та експериментальних даних кривин балок GB-A, GB-B

№ п/п	Згинальний момент, $(кНм)$	Кривина теоретична $\xi_{теор}$, $(10^{-3} \cdot м^{-1})$	Кривина експерт GB-A ξ_{exp} , $(10^{-3} \cdot м^{-1})$	Кривина експерт GB-B ξ_{exp} , $(10^{-3} \cdot м^{-1})$	Відхилення GB-A x_i , $(10^{-3} \cdot м^{-1})$	Відхилення GB-B x_i , $(10^{-3} \cdot м^{-1})$	GB-A $(x_i - \bar{x})^2$, $(10^{-6} \cdot м^{-2})$	GB-B $(x_i - \bar{x})^2$, $(10^{-6} \cdot м^{-2})$	Середньо-квадрат. Відхилення sd для вибірки, $(10^{-3} \cdot м^{-1})$	Відхилення від експерим. GB-A, (%)	Відхилення від експерим. GB-B, (%)
1	2	5,2	4,6	3,6	0,590	1,587	1,816	5,203	2,12	11,34	30,53
2	4	10,4	9,6	8,2	0,796	2,202	1,302	8,389	2,12	7,66	21,18
3	6	15,6	14,3	12,9	1,327	2,739	0,373	11,785	2,12	8,50	17,55
4	8	20,8	19,2	18,6	1,603	2,251	0,112	8,671	2,12	7,69	10,80
5	10	26,1	24,2	25,0	1,955	1,134	0,000	3,340	2,12	7,48	4,34
6	12	31,6	29,8	32,4	1,779	-0,808	0,025	0,013	2,12	5,64	2,56
7	14	37,1	35,1	39,9	2,005	-2,740	0,005	4,186	2,12	5,40	7,38
8	16	42,9	40,6	47,2	2,308	-4,245	0,138	12,607	2,12	5,38	9,89
9	18	49,1	47,7	53,8	1,349	-4,761	0,346	16,543	2,12	2,75	9,70
10	20	56,0	53,2	60,5	2,830	-4,536	0,796	14,766	2,12	5,05	8,10
11	22	65,0	60,2	65,4	4,770	-0,455	8,022	0,057	2,12	7,34	0,70
Середні значення					1,937	-0,694	1,084	2,789		6,75	11,16

Додаток Б2 Статистичний аналіз збіжності теоретичних та експериментальних даних прогин балок GB-A, GB-B

№ п/п	Згинальний момент, (кНм)	Прогин теоретична $f_{teor}, (мм)$	Прогин експерт GB-A. $f_{exp}, (мм)$	Прогин експерт GB-B. $f_{exp}, (мм)$	Відхилення GB-A $x_i, (мм)$	Відхилення GB-B $x_i, (мм)$	GB-A $(x_i - \bar{x})^2, (мм^2)$	GB-B $(x_i - \bar{x})^2, (мм^2)$	Середньо-квадрат. Відхилення s_d для вибірки, (мм)	Відхилення від експерим GB-A, (%)	Відхилення від експерим GB-B, (%)
1	2	4,80	4,41	3,55	0,395	1,255	1,541	0,041	2,200	8,22	26,14
2	4	10,35	8,81	8,63	1,547	1,721	0,008	0,445	2,200	14,94	16,62
3	6	16,14	13,12	13,52	3,015	2,621	1,899	2,458	2,200	18,68	16,24
4	8	21,81	17,68	19,05	4,129	2,757	6,215	2,901	2,200	18,94	12,64
5	10	27,17	22,55	24,75	4,623	2,424	8,922	1,880	2,200	17,01	8,92
6	12	32,22	28,26	31,10	-3,956	1,120	31,28	0,004	2,200	12,28	3,48
7	14	37,09	34,35	37,82	2,738	-0,731	1,214	3,185	2,200	7,38	1,97
8	16	42,11	41,51	44,85	0,600	-2,740	1,074	14,38	2,200	1,43	6,51
Середні значення					1,636	1,053	2,553	1,778		12,36	11,56

Додаток Б3 Статистичний аналіз збіжності теоретичних та експериментальних даних кривин балок GBR12A, GBR12B

№ п/п	Згинальний момент, (кНм)	Кривина теоретична ξ_{teor} , ($10^{-3} \cdot м^{-1}$)	Кривина експерт GBR12A ξ_{exp} , ($10^{-3} \cdot м^{-1}$)	Кривина експерт GBR12B ξ_{exp} , ($10^{-3} \cdot м^{-1}$)	Відхилення GBR12A x_i , ($10^{-3} \cdot м^{-1}$)	Відхилення GBR12B x_i , ($10^{-3} \cdot м^{-1}$)	GBR12 A $(x_i - \bar{x})^2$, ($10^{-6} \cdot м^{-2}$)	GBR12 B $(x_i - \bar{x})^2$, ($10^{-6} \cdot м^{-2}$)	Середньоквадрат. Відхилення sd для вибірки, ($10^{-3} \cdot м^{-1}$)	Відхилення від експерим. GBR12A, (%)	Відхилення від експерим. GBR12B, (%)
1	2	3,4	4,6	3,3	-1,212	0,117	0,085	2,026	0,61	35,86	3,45
2	4	6,8	7,9	6,1	-1,166	0,627	0,114	0,832	0,61	17,26	9,28
3	6	10,1	11,3	8,9	-1,155	1,208	0,122	0,110	0,61	11,39	11,92
4	8	13,5	14,8	12,0	-1,270	1,516	0,055	0,001	0,61	9,40	11,22
5	10	16,9	18,2	15,3	-1,322	1,630	0,033	0,008	0,61	7,83	9,65
6	12	20,3	21,6	18,2	-1,295	2,071	0,044	0,282	0,61	6,39	10,21
7	14	23,7	24,9	21,3	-1,259	2,391	0,060	0,724	0,61	5,32	10,10
8	16	27,1	28,5	24,5	-1,434	2,563	0,005	1,047	0,61	5,30	9,47
9	18	30,5	32,7	29,0	-2,272	1,503	0,590	0,001	0,61	7,46	4,93
10	20	33,9	36,5	32,1	-2,657	1,772	1,330	0,054	0,61	7,85	5,23
Середні значення					-1,504	1,540	0,494	0,713		11,40	8,55

Додаток Б4 Статистичний аналіз збіжності теоретичних та експериментальних даних прогин балок GBR12A, GBR12B

№ п/п	Згинальний момент, (кНм)	Прогин теоретичн а $f_{теор}$, (мм)	Прогин експерт GBR12A f_{exp} , (мм)	Прогин експерт. GBR12 B f_{exp} , (мм)	Відхилення GBR12A x_i , (мм)	Відхилення GBR12B x_i , (мм)	GBR12 A $(x_i - \bar{x})^2$, (мм ²)	GBR12 B $(x_i - \bar{x})^2$, (мм ²)	Середньо-квadrat. Відхилення s_{sd} для вибірки, (мм)	Відхилення від експерим GBR12A, (%)	Відхилення від експерим GBR12B, (%)
1	2	2,84	2,63	3,12	0,218	-0,280	0,040	0,730	0,838	7,68	9,83
2	4	5,85	5,58	5,80	0,268	0,046	0,063	0,280	0,838	4,58	0,79
3	6	8,94	8,31	8,54	0,629	0,405	0,374	0,029	0,838	7,04	4,53
4	8	12,06	11,22	11,38	0,843	0,679	0,680	0,011	0,838	6,99	5,63
5	10	15,17	14,35	14,13	0,825	1,036	0,652	0,212	0,838	5,44	6,83
6	12	18,25	17,51	17,27	0,733	0,973	0,512	0,158	0,838	4,02	5,33
7	14	21,28	20,88	20,23	0,408	1,051	0,152	0,226	0,838	1,92	4,94
8	16	24,31	24,28	23,44	-0,022	0,865	0,002	0,084	0,838	0,09	3,56
9	18	27,35	28,04	26,89	-0,689	0,459	0,499	0,013	0,838	2,52	1,68
10	20	30,47	33,51	29,96	-3,035	0,516	9,320	0,003	0,838	9,96	1,69
Середні значення					0,018	0,575	1,109	0,418		5,02	4,48

Додаток Б5 Статистичний аналіз збіжності теоретичних та експериментальних даних кривини балки GBR-12Prst

№ п/п	Згинальний момент, (кНм)	Кривина теоретична ξ_{teor} ($10^{-3} \cdot м^{-1}$)	Кривина експерт. ξ_{exp} , ($10^{-3} \cdot м^{-1}$)	Відхилення x_i , ($10^{-3} \cdot м^{-1}$)	Відхилення $(x_i - \bar{x})^2$, ($10^{-6} \cdot м^{-2}$)	Середньо- квадрат. Відхилення <i>sd</i> для вибірки, ($10^{-3} \cdot м^{-1}$)	Відхилення від експерим, (%)
1	2	2,16	1,34	0,826	1,833	1,63	38,19
2	4	5,51	3,78	1,730	5,098	1,63	31,39
3	6	8,86	7,47	1,387	3,668	1,63	15,65
4	8	12,21	10,93	1,284	3,283	1,63	10,51
5	10	15,57	14,77	0,798	1,759	1,63	5,13
6	12	18,94	18,18	0,760	1,660	1,63	4,02
7	14	22,31	21,98	0,332	0,739	1,63	1,49
8	16	25,71	25,64	0,062	0,348	1,63	0,24
9	18	29,12	29,95	-0,834	0,094	1,63	2,86
10	20	32,56	34,07	-1,511	0,967	1,63	4,64
11	22	36,02	38,51	-2,489	3,846	1,63	6,91
12	24	39,56	42,13	-2,566	4,152	1,63	6,49
13	26	43,24	45,66	-2,425	3,597	1,63	5,61
14	28	47,24	49,66	-2,428	3,612	1,63	5,14
15	30	52,49	55,33	-2,846	5,374	1,63	5,42
Середні значення величин				-0,528	2,669		9,58

Додаток Б6 Статистичний аналіз збіжності теоретичних та експериментальних даних прогинів балки GBR-12Prst

№ п/п	Згинальний момент, (кНм)	Прогин теоретичний f_{teor} , (мм)	Прогин експерт. f_{exp} , (мм)	Відхилення x_i , (мм)	Відхилення $(x_i - \bar{x})^2$, (мм ²)	Середньо-квадрат. відхилення sd для вибірки, (мм)	Відхилення від експерим., (%)
1	0	-4,52	-4,72	0,200	0,004	0,684	4,42
2	2	-2,11	-2,02	-0,092	0,124	0,684	4,37
3	4	0,45	0,35	0,104	0,024	0,684	22,97
4	6	3,38	2,46	0,929	0,448	0,684	27,46
5	8	6,42	5,51	0,911	0,425	0,684	14,19
6	10	9,53	8,68	0,849	0,347	0,684	8,91
7	12	12,60	11,68	0,924	0,441	0,684	7,33
8	14	15,65	14,93	0,716	0,208	0,684	4,57
9	16	18,60	17,94	0,655	0,156	0,684	3,52
10	18	21,51	20,98	-0,532	0,627	0,684	2,47
11	20	24,40	24,59	-0,187	0,200	0,684	0,77
12	22	27,39	28,75	-1,359	2,619	0,684	4,96
Середні значення величин				0,260	0,469		8,83

Додаток Б7 Статистичний аналіз збіжності теоретичних та експериментальних даних кривини балки GBR-12С

№ п/п	Згинальний момент, (кНм)	Кривина теоретична ξ_{teor} ($10^{-3} \cdot м^{-1}$)	Кривина експерт. ξ_{exp} , ($10^{-3} \cdot м^{-1}$)	Відхилення x_i , ($10^{-3} \cdot м^{-1}$)	Відхилення $(x_i - \bar{x})^2$, ($10^{-6} \cdot м^{-2}$)	Середньо- квадрат. Відхилення <i>sd</i> для вибірки, ($10^{-3} \cdot м^{-1}$)	Відхилення від експерим, (%)
1	2	4,3	5,5	-1,152	0,539	0,81	26,54
2	4	8,7	9,4	-0,710	1,383	0,81	8,19
3	6	13,0	14,1	-1,120	0,588	0,81	8,60
4	8	17,4	18,6	-1,262	0,389	0,81	7,27
5	10	21,7	23,1	-1,430	0,209	0,81	6,59
6	12	26,1	27,7	-1,580	0,094	0,81	6,06
7	14	30,5	32,6	-2,163	0,076	0,81	7,10
8	16	34,9	37,3	-2,393	0,257	0,81	6,86
9	18	39,3	42,4	-3,095	1,462	0,81	7,87
10	20	43,9	47,1	-3,134	1,557	0,81	7,14
11	22	49,4	52,1	-2,711	0,680	0,81	5,48
Середні значення величин				-1,887	0,658		8,88

Додаток Б8 Статистичний аналіз збіжності теоретичних та експериментальних даних прогинів балки GBR-12С

№ п/п	Згинальний момент, (кНм)	Прогин теоретичний $f_{теор}$, (мм)	Прогин експерт. f_{exp} , (мм)	Відхилення x_i , (мм)	Відхилення $(x_i - \bar{x})^2$, (мм ²)	Середньо-квадрат. відхилення sd для вибірки, (мм)	Відхилення від експерим., (%)
1	2	4,05	4,81	-0,760	0,034	1,060	18,77
2	4	8,33	8,54	-0,216	0,130	1,060	2,60
3	6	12,71	12,94	-0,222	0,126	1,060	1,74
4	8	17,12	17,28	-0,160	0,174	1,060	0,93
5	10	21,45	21,72	-0,269	0,095	1,060	1,25
6	12	25,75	25,99	-0,243	0,111	1,060	0,94
7	14	29,97	30,41	-0,440	0,019	1,060	1,47
8	16	34,20	35,55	1,343	3,686	1,060	3,93
9	18	38,54	40,62	-2,075	2,245	1,060	5,38
10	20	43,10	45,82	-2,726	4,620	1,060	6,33
Середні значення величин				-0,577	1,124		4,34

Додаток Б9 Статистичний аналіз збіжності теоретичних та експериментальних даних кривин балок GBR16A, GBR16B

№ п/п	Згинальний момент, $(кНм)$	Кривина теоретична ξ_{teor} , $(10^{-3} \cdot м^{-1})$	Кривина експерт GBR16 А ξ_{exp} , $(10^{-3} \cdot м^{-1})$	Кривина експерт GBR16B ξ_{exp} , $(10^{-3} \cdot м^{-1})$	Відхилення GBR16A x_i , $(10^{-3} \cdot м^{-1})$	Відхилення GBR16B x_i , $(10^{-3} \cdot м^{-1})$	GBR16 А $(x_i - \bar{x})^2$, $(10^{-6} \cdot м^{-2})$	GBR16 В $(x_i - \bar{x})^2$, $(10^{-6} \cdot м^{-2})$	Середньоквадрат. Відхилення sd для вибірки, $(10^{-3} \cdot м^{-1})$	Відхилення від експерим. GBR16A, (%)	Відхилення від експерим. GBR16B, (%)
1	2	3,6	4,5	3,8	-0,913	-0,148	1,375	1,328	2,38	25,22	4,08
2	4	7,2	8,5	7,5	-1,283	-0,231	0,645	1,143	2,38	17,72	3,19
3	6	10,9	12,6	11,4	-1,774	-0,504	0,097	0,633	2,38	16,34	4,65
4	8	14,5	16,9	15,2	-2,447	-0,769	0,130	0,283	2,38	16,90	5,31
5	10	18,1	21,1	18,9	-2,963	-0,843	0,770	0,209	2,38	16,37	4,66
6	12	21,7	25,1	22,8	-3,359	-1,094	1,621	0,043	2,38	15,46	5,03
7	14	25,4	29,4	26,7	-4,006	-1,373	3,689	0,005	2,38	15,80	5,41
8	16	29,0	33,4	30,8	-4,441	-1,818	5,547	0,268	2,38	15,32	6,27
9	18	32,6	37,9	34,9	-5,263	-2,283	10,096	0,966	2,38	16,12	7,00
10	20	36,3	41,7	38,5	-5,435	-2,163	11,221	0,745	2,38	14,98	5,96
11	22	40,0	43,7	42,2	-3,710	-2,264	2,639	0,929	2,38	9,28	5,66
12	24	43,7	49,0	45,9	-5,316	-2,255	10,439	0,912	2,38	12,18	5,16
13	26	47,5	40,4	49,7	7,047	-2,217	83,404	0,841	2,38	14,84	4,67
14	28	51,8	48,9	53,6	2,835	-1,795	24,207	0,245	2,38	5,47	3,47
15	30	57,8	58,0	57,5	-0,255	0,254	3,352	2,414	2,38	0,44	0,44
Середні значення					-2,085	-1,300	3,258	0,855		14,16	4,73

Додаток Б10 Статистичний аналіз збіжності теоретичних та експериментальних даних прогинів балок GBR16A,
GBR16B

№ п/п	Згинальний момент, (кНм)	Прогин теоретичний $f_{теор}$, (мм)	Прогин експерт GBR16A f_{exp} , (мм)	Прогин експерт GBR16B f_{exp} , (мм)	Відхилення GBR16A x_i , (мм)	Відхилення GBR16B x_i , (мм)	GBR16A $(x_i - \bar{x})^2$, (мм ²)	GBR16B $(x_i - \bar{x})^2$, (мм ²)	Середньоквадрат. Відхилення s_d для вибірки, (мм)	Відхилення від експерименту GBR16A, (%)	Відхилення від експерименту GBR16B, (%)
1	2	3,05	3,48	2,99	-0,425	0,062	0,480	1,766	0,815	13,92	2,02
2	4	6,31	6,78	6,46	-0,466	-0,151	0,538	1,244	0,815	7,38	2,40
3	6	9,68	9,77	10,07	-0,093	-0,388	0,130	0,773	0,815	0,96	4,01
4	8	13,09	12,89	13,71	0,203	-0,622	0,004	0,417	0,815	1,55	4,75
5	10	16,49	16,01	17,21	0,483	-0,713	0,046	0,306	0,815	2,93	4,33
6	12	19,85	19,14	20,78	0,710	-0,936	0,196	0,110	0,815	3,58	4,71
7	14	23,14	22,48	24,47	0,666	-1,323	0,159	0,003	0,815	2,88	5,72
8	16	26,38	25,60	28,15	0,781	-1,767	0,264	0,250	0,815	2,96	6,70
9	18	29,57	28,97	31,86	-0,605	-2,285	0,761	1,036	0,815	2,05	7,73
10	20	32,78	32,04	35,51	0,742	-2,729	0,225	2,136	0,815	2,26	8,32
11	22	36,06	35,11	39,14	0,945	-3,085	0,460	3,307	0,815	2,62	8,56
Середні значення					0,267	-1,267	0,545	1,016		3,92	5,39

Додаток Б11 Статистичний аналіз збіжності теоретичних та експериментальних даних кривини балки Сасовського Б-1

№ п/п	Згинальний момент, $(кНм)$	Кривина теоретична $\xi_{теор}$, $(10^{-3} \cdot м^{-1})$	Кривина експерт. ξ_{exp} , $(10^{-3} \cdot м^{-1})$	Відхилення x_i , $(10^{-3} \cdot м^{-1})$	Відхилення $(x_i - \bar{x})^2$, $(10^{-6} \cdot м^{-2})$	Середньо-квадрат. Відхилення sd для вибірки, $(10^{-3} \cdot м^{-1})$	Відхилення від експерим., (%)
1	2	4,2	4,8	-0,636	4,749	2,17	15,10
2	4	8,4	9,7	-1,238	2,488	2,17	14,68
3	6	12,8	14,3	-1,452	1,859	2,17	11,34
4	8	17,2	18,8	-1,648	1,364	2,17	9,58
5	10	21,7	23,5	-1,791	1,049	2,17	8,25
6	12	26,3	27,7	-1,439	1,895	2,17	5,47
7	14	31,0	32,2	-1,170	2,707	2,17	3,78
8	16	35,8	37,0	-1,207	2,587	2,17	3,37
9	18	40,6	42,9	-2,302	0,264	2,17	5,66
10	20	45,7	47,9	-2,188	0,394	2,17	4,79
11	22	50,9	55,5	-4,596	3,170	2,17	9,03
12	24	56,3	62,3	-6,068	10,577	2,17	10,78
13	26	62,0	68,6	-6,590	14,243	2,17	10,63
14	28	68,1	75,2	-7,092	18,291	2,17	10,41
Середні значення величин				-2,816	4,688		8,78

Додаток Б12 Статистичний аналіз збіжності теоретичних та експериментальних даних кривини балки Сасовського Б-2

№ п/п	Згинальний момент, $(кНм)$	Кривина теоретична $\xi_{теор}$, $(10^{-3} \cdot м^{-1})$	Кривина експерт. ξ_{exp} , $(10^{-3} \cdot м^{-1})$	Відхилення x_i , $(10^{-3} \cdot м^{-1})$	Відхилення $(x_i - \bar{x})^2$, $(10^{-6} \cdot м^{-2})$	Середньо-квадрат. Відхилення sd для вибірки, $(10^{-3} \cdot м^{-1})$	Відхилення від експерим., (%)
1	2	4,2	3,5	0,665	0,001	1,29	15,78
2	4	8,4	8,6	-0,122	0,576	1,29	1,45
3	6	12,8	12,8	-0,007	0,415	1,29	0,05
4	8	17,2	17,2	-0,035	0,451	1,29	0,20
5	10	21,7	22,1	-0,379	1,033	1,29	1,75
6	12	26,3	25,9	0,428	0,044	1,29	1,63
7	14	31,0	32,7	-1,736	5,631	1,29	5,60
8	16	35,8	35,6	0,226	0,169	1,29	0,63
9	18	40,6	40,8	-0,144	0,610	1,29	0,36
10	20	45,7	45,1	0,647	0,000	1,29	1,41
11	22	50,9	49,5	1,428	0,626	1,29	2,81
12	24	56,3	54,1	2,140	2,258	1,29	3,80
13	26	62,0	59,9	2,093	2,121	1,29	3,38
14	28	68,1	64,4	3,714	9,466	1,29	5,45
Середні значення величин				0,637	1,671		3,16

Додаток Б13 Статистичний аналіз збіжності теоретичних та експериментальних даних кривини балки Сасовського Б-3

№ п/п	Згинальний момент, $(кНм)$	Кривина теоретична $\xi_{теор}$, $(10^{-3} \cdot м^{-1})$	Кривина експерт. ξ_{exp} , $(10^{-3} \cdot м^{-1})$	Відхилення x_i , $(10^{-3} \cdot м^{-1})$	Відхилення $(x_i - \bar{x})^2$, $(10^{-6} \cdot м^{-2})$	Середньо-квadrat. Відхилення sd для вибірки, $(10^{-3} \cdot м^{-1})$	Відхилення від експерим, (%)
1	2	4,2	3,1	1,131	0,001	0,80	26,86
2	4	8,4	8,0	0,403	0,481	0,80	4,78
3	6	12,8	12,3	0,518	0,335	0,80	4,05
4	8	17,2	16,7	0,491	0,367	0,80	2,85
5	10	21,7	21,6	0,146	0,904	0,80	0,67
6	12	26,3	25,4	0,954	0,020	0,80	3,62
7	14	31,0	29,9	1,072	0,001	0,80	3,46
8	16	35,8	35,0	0,752	0,119	0,80	2,10
9	18	40,6	40,3	0,381	0,512	0,80	0,94
10	20	45,7	44,6	1,172	0,006	0,80	2,56
11	22	50,9	49,0	1,954	0,734	0,80	3,84
12	24	56,3	53,6	2,665	2,459	0,80	4,74
13	26	62,0	59,4	2,619	2,316	0,80	4,22
Середні значення величин				1,097	0,635		4,98

Додаток Б14 Порівняння результатів числового моделювання ПК ЛІРА САПР та деформаційної моделі для балки SB

№ п/п	Згинальний момент, (кНм)	Прогин теоретичний $f_{теор}$, (мм)	Прогин експерт. f_{exp} , (мм)	Прогин ПК ЛІРА САПР $f_{ЛІРА}$, (мм)	Різниця $f_{теор} - f_{exp}$, (мм)	Різниця $f_{ЛІРА} - f_{exp}$, (мм)	Різниця $f_{теор} - f_{ЛІРА}$, (мм)	Відхилення деф. методики від експериментального значення, %	Відхилення ЛІРИ від експериментального значення, %
1	0	0	0	0	0	0	0		
2	2	4,13	3,1	4,62	1,03	1,52	-0,49	33,2	49,0
3	4	8,25	6,55	9,24	1,7	2,69	-0,99	26,0	41,1
4	6	12,25	10,74	13,87	1,51	3,13	-1,62	14,1	29,1
5	8	16,1	14,43	18,58	1,67	4,15	-2,48	11,6	28,8
6	10	19,87	18,74	23,22	1,13	4,48	-3,35	6,0	23,9
7	12	23,67	23,05	27,87	0,62	4,82	-4,2	2,7	20,9
8	14	27,74	28,09	32,46	-0,35	4,37	-4,72	-1,2	15,6
9	16	32,37	33,26	37,1	-0,89	3,84	-4,73	-2,7	11,5
Середні значення величин					1,11	3,63	-2,51	12,2	27,5

Додаток Б15 Порівняння результатів числового моделювання ПК ЛІРА САПР та деформаційної моделі для балки SBR

№ п/п	Згинальний момент, (кНм)	Прогин теоретичний f_{teor} , (мм)	Прогин експерт. f_{exp} , (мм)	Прогин ПК ЛІРА САПР $f_{ЛІРА}$, (мм)	Різниця $f_{teor} - f_{exp}$ (мм)	Різниця $f_{ЛІРА} - f_{exp}$ (мм)	Різниця $f_{teor} - f_{ЛІРА}$ (мм)	Відхилення деф. методики від експериментального значення, %	Відхилення ЛІРИ від експериментального значення, %
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	2	2,51	2,08	2,98	0,43	0,9	-0,47	20,7	43,3
3	4	5,08	4,19	5,96	0,89	1,77	-0,88	21,2	42,2
4	6	7,73	6,33	8,93	1,4	2,6	-1,2	22,1	41,1
5	8	10,36	8,61	11,91	1,75	3,3	-1,55	20,3	38,3
6	10	12,95	10,91	14,89	2,04	3,98	-1,94	18,7	36,5
7	12	15,46	13,47	17,87	1,99	4,4	-2,41	14,8	32,7
8	14	17,88	16,12	20,84	1,76	4,72	-2,96	10,9	29,3
9	16	20,27	18,46	23,82	1,81	5,36	-3,55	9,8	29,0
10	18	22,63	21,05	26,8	1,58	5,75	-4,17	7,5	27,3
11	20	25,06	23,46	29,78	1,6	6,32	-4,72	6,8	26,9
12	22	27,57	26,16	32,76	1,41	6,6	-5,19	5,4	25,2
13	24	30,42	28,57	35,73	1,85	7,16	-5,31	6,5	25,1
14	26	33,62	31,28	38,71	2,34	7,43	-5,09	7,5	23,8
15	28	37,17	34,2	41,69	2,97	7,49	-4,52	8,7	21,9
16	30	41,76	37,6	44,67	4,16	7,07	-2,91	11,1	18,8
Середні значення величин					1,87	4,99	-3,12	12,8	30,8

Додаток Б16 Порівняння числового моделювання ПК ЛІРА САПР та деформаційної моделі для балок GB-A, GB-B

№ п/п	Згинальний момент, (кНм)	Прогин теоретичний $f_{теор}$, (мм)	Прогин експерт. f_{exp} , (мм)	Прогин ПК ЛІРА САПР $f_{ЛІРА}$, (мм)	Різниця $f_{теор} - f_{exp}$, (мм)	Різниця $f_{ЛІРА} - f_{exp}$, (мм)	Різниця $f_{теор} - f_{ЛІРА}$, (мм)	Відхилення деф. методики від експериментального значення, %	Відхилення ЛІРА від експериментального значення, %
Балка GB-A									
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	2	4,8	4,41	5,33	0,39	0,92	-0,53	8,8	20,9
3	4	10,35	8,81	10,67	1,54	1,86	-0,32	17,5	21,1
4	6	16,14	13,12	16	3,02	2,88	0,14	23,0	22,0
5	8	21,81	17,68	21,33	4,13	3,65	0,48	23,4	20,6
6	10	27,17	22,55	26,67	4,62	4,12	0,5	20,5	18,3
7	12	32,22	28,26	32	3,96	3,74	0,22	14,0	13,2
8	14	37,09	34,35	37,44	2,74	3,09	-0,35	8,0	9,0
9	16	42,11	41,51	42,79	0,6	1,28	-0,68	1,4	3,1
Середні значення величин					2,63	2,69	-0,07	14,6	16,0
Балка GB-B									
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	2	4,8	3,55	5,33	1,25	1,78	-0,53	35,2	50,1
3	4	10,35	8,63	10,67	1,72	2,04	-0,32	19,9	23,6
4	6	16,14	13,52	16	2,62	2,48	0,14	19,4	18,3
5	8	21,81	19,05	21,33	2,76	2,28	0,48	14,5	12,0
6	10	27,17	24,75	26,67	2,42	1,92	0,5	9,8	7,8
7	12	32,22	31,1	32	1,12	0,9	0,22	3,6	2,9
8	14	37,09	37,82	37,44	-0,73	-0,38	-0,35	-1,9	-1,0
9	16	42,11	44,85	42,79	-2,74	-2,06	-0,68	-6,1	-4,6
Середні значення величин					1,92	1,73	0,19	13,8	15,0

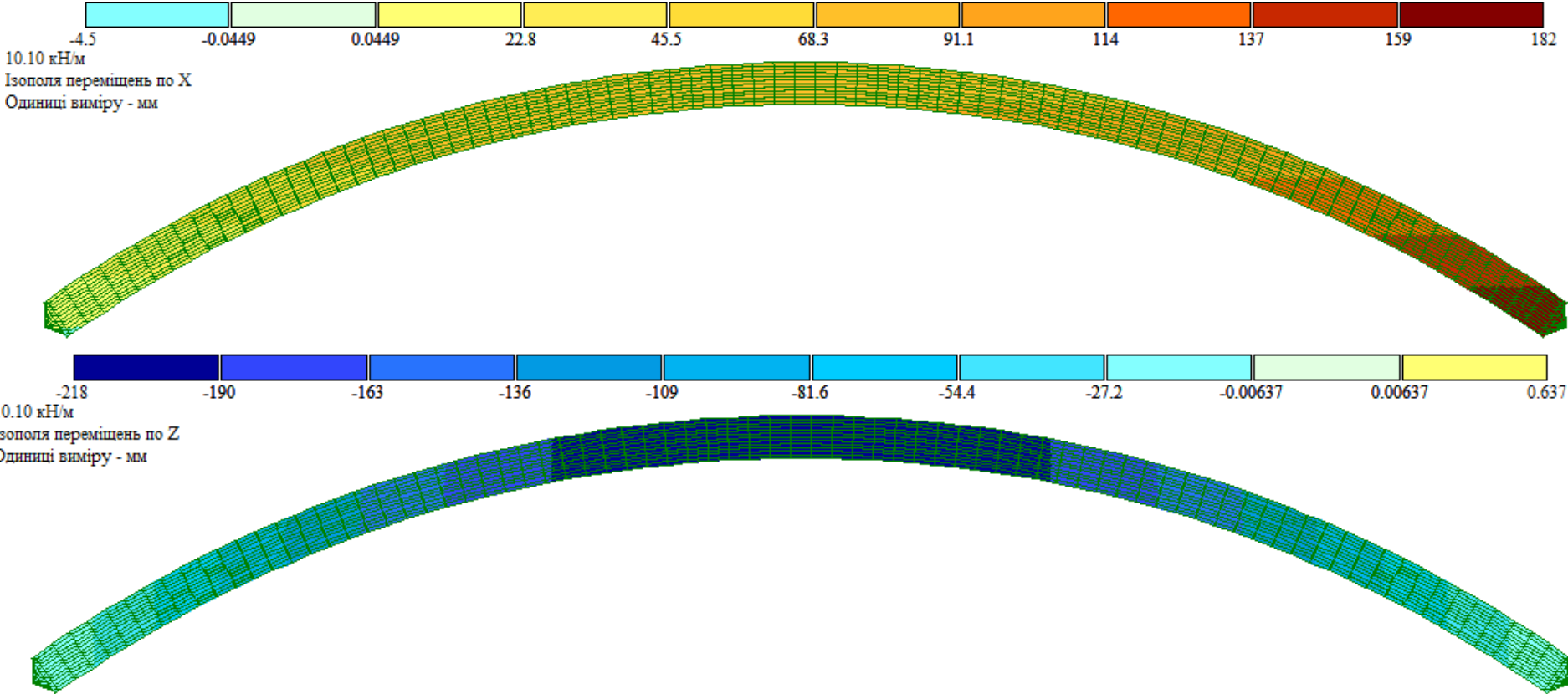
Додаток Б17 Порівняння числового моделювання ПК ЛІРА САПР та деформаційної моделі для балок GBR12A, GBR12B

№ п/п	Згинальний момент, (кНм)	Прогин теоретичний $f_{теор}$, (мм)	Прогин експерт. f_{exp} , (мм)	Прогин ПК ЛІРА САПР $f_{ЛІРА}$, (мм)	Різниця $f_{теор} - f_{exp}$ (мм)	Різниця $f_{ЛІРА} - f_{exp}$ (мм)	Різниця $f_{теор} - f_{ЛІРА}$ (мм)	Відхилення деф. методики від експериментального значення, %	Відхилення ЛІРА від експериментального значення, %
Балка GBR12A									
2	2	2,84	2,63	3,94	0,21	1,31	-1,1	8,0	49,8
3	4	5,85	5,58	7,88	0,27	2,3	-2,03	4,8	41,2
4	6	8,94	8,31	11,81	0,63	3,5	-2,87	7,6	42,1
5	8	12,06	11,22	15,75	0,84	4,53	-3,69	7,5	40,4
6	10	15,17	14,35	19,56	0,82	5,21	-4,39	5,7	36,3
7	12	18,25	17,51	23,47	0,74	5,96	-5,22	4,2	34,0
8	14	21,28	20,88	27,59	0,4	6,71	-6,31	1,9	32,1
9	16	24,31	24,28	31,53	0,03	7,25	-7,22	0,1	29,9
10	18	27,35	28,04	35,5	-0,69	7,46	-8,15	-2,5	26,6
11	20	30,47	33,51	39,44	-3,04	5,93	-8,97	-9,1	17,7
Середні значення величин					0,8	5,0	-4,2	5,1	35,0
Балка GBR12B									
2	2	2,84	3,12	3,94	-0,28	0,82	-1,1	-9,0	26,3
3	4	5,85	5,8	7,88	0,05	2,08	-2,03	0,9	35,9
4	6	8,94	8,54	11,81	0,4	3,27	-2,87	4,7	38,3
5	8	12,06	11,38	15,75	0,68	4,37	-3,69	6,0	38,4
6	10	15,17	14,13	19,56	1,04	5,43	-4,39	7,4	38,4
7	12	18,25	17,27	23,47	0,98	6,2	-5,22	5,7	35,9
8	14	21,28	20,23	27,59	1,05	7,36	-6,31	5,2	36,4
9	16	24,31	23,44	31,53	0,87	8,09	-7,22	3,7	34,5
10	18	27,35	26,89	35,5	0,46	8,61	-8,15	1,7	32,0
11	20	30,47	29,96	39,44	0,51	9,48	-8,97	1,7	31,6
Середні значення величин					0,63	5,57	-4,94	4,6	34,8

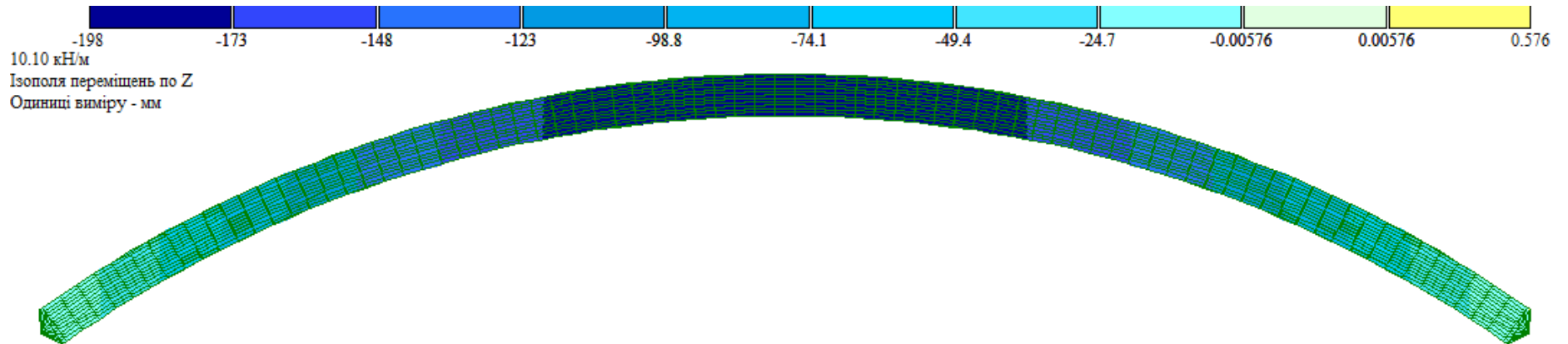
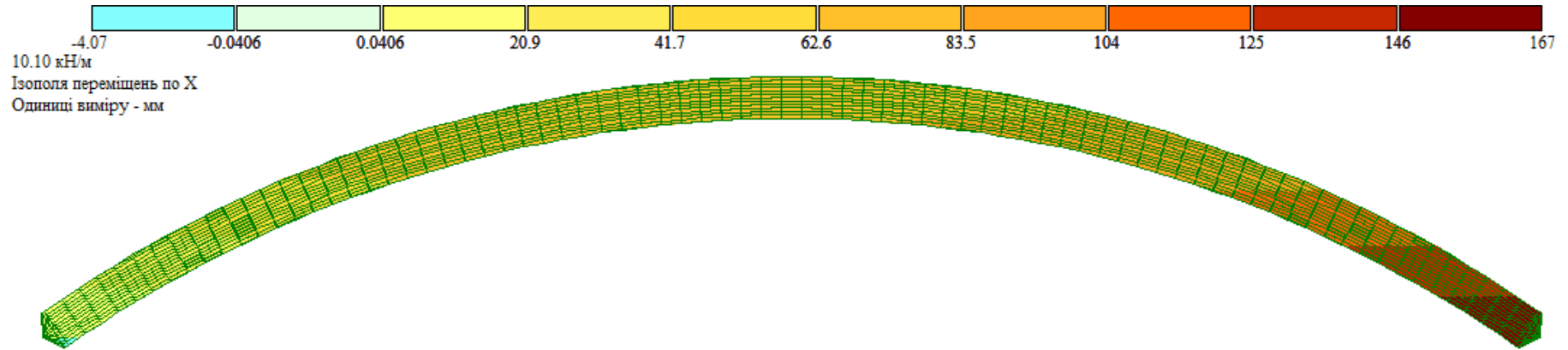
Додаток Б17 Порівняння результатів числового моделювання плоскими та об'ємними елементами в ПК ЛІРА САПР та експериментальних досліджень для балки SBR12

№ п/п	Згинальний момент, (кНм)	Прогин експерт. f_{exp} , (мм)	Прогин ЛІРА САПР плоскі елементи $f_{\text{плоск}}$, (мм)	Прогин ЛІРА САПР об'ємні елементи $f_{\text{об'ємні}}$, (мм)	Різниця $f_{\text{плоск}} - f_{\text{exp}}$, (мм)	Різниця $f_{\text{об'ємні}} - f_{\text{exp}}$, (мм)	Різниця $f_{\text{плоскі}} - f_{\text{об'ємні}}$, (мм)	Відхилення числового моделювання плоскими елементами від експериментального значення, %	Відхилення числового моделювання об'ємними елементами від експериментального значення, %
1	0	0	0	0	0	0	0		
2	2	2,08	2,45	2,98	0,37	0,9	-0,53	17,8	43,3
3	4	4,19	4,91	5,96	0,72	1,77	-1,05	17,2	42,2
4	6	6,33	7,36	8,93	1,03	2,6	-1,57	16,3	41,1
5	8	8,61	9,81	11,91	1,2	3,3	-2,1	13,9	38,3
6	10	10,91	12,27	14,89	1,36	3,98	-2,62	12,5	36,5
7	12	13,47	14,72	17,87	1,25	4,4	-3,15	9,3	32,7
8	14	16,12	17,17	20,84	1,05	4,72	-3,67	6,5	29,3
9	16	18,46	19,63	23,82	1,17	5,36	-4,19	6,3	29,0
10	18	21,05	22,1	26,8	1,05	5,75	-4,7	5,0	27,3
11	20	23,46	24,56	29,78	1,1	6,32	-5,22	4,7	26,9
12	22	26,16	26,99	32,76	0,83	6,6	-5,77	3,2	25,2
13	24	28,57	29,44	35,73	0,87	7,16	-6,29	3,0	25,1
14	26	31,28	31,87	38,71	0,59	7,43	-6,84	1,9	23,8
15	28	34,2	34,33	41,69	0,13	7,49	-7,36	0,4	21,9
16	30	37,6	36,78	44,67	-0,82	7,07	-7,89	-2,2	18,8
Середні значення величин					0,79	4,99	-4,20	7,7	30,8

Додаток Б18 Результати числового моделювання двохшарнірної неармованої арки. Ізополя переміщень.



Додаток Б19 Результати числового моделювання двохшарнірної армованої арки. Ізополя переміщень



Додаток Б20 Результати розрахунку напружено-деформованого стану армованої арки

	$y_{c,n}$	$y_{t,n}$	$u_{w,c}$	$u_{w,t}$	$u_{s,c}$	$u_{cs,t}$	$N_{w,c}$	$N_{w,t}$	$N_{w,c,0}$	$N_{s,c}$	$N_{cs,t}$	$M_{w,c}$	$M_{w,t}$	$M_{w,c,0}$	$M_{s,c}$	$M_{cs,t}$	N	M
1	30,75	29,25	0,00011	0,00011	0,00011	0,00011	26,99	23,55	0,87	13,74	3,01	556	459	26	409	88	13,26	14,86
2	30,57	29,43	0,00023	0,00022	0,00022	0,00022	54,55	47,25	1,78	27,07	6,01	1120	927	53	800	177	26,51	29,72
3	30,39	29,61	0,00033	0,00032	0,00032	0,00032	82,51	71,21	2,73	40,05	9,00	1689	1406	80	1177	266	39,77	44,58
4	30,27	29,73	0,00044	0,00043	0,00042	0,00043	111,01	95,02	3,72	52,80	11,96	2269	1883	109	1545	355	53,03	59,44
5	30,15	29,85	0,00054	0,00054	0,00053	0,00054	139,78	118,99	4,72	65,32	14,91	2850	2368	138	1904	445	66,29	74,30
6	30,03	29,97	0,00065	0,00064	0,00062	0,00064	168,73	143,20	5,74	77,66	17,87	3431	2861	167	2254	536	79,54	89,16
7	29,94	30,06	0,00075	0,00075	0,00072	0,00075	198,04	167,26	6,77	89,88	20,81	4019	3352	196	2601	626	92,8	104,02
8	29,85	30,15	0,00085	0,00086	0,00082	0,00086	227,47	191,54	7,81	102,00	23,76	4606	3850	225	2943	716	106,1	118,90
9	29,76	30,24	0,00095	0,00096	0,00092	0,00096	256,74	215,95	8,84	113,96	26,71	5185	4354	254	3277	808	119,3	133,70
10	29,7	30,3	0,00105	0,00107	0,00101	0,00107	286,60	240,19	9,87	125,98	29,65	5777	4852	283	3616	898	132,6	148,60

Додаток Б21 Приклад розрахунку напружено-деформованого стану поперечного перерізу армованої арки при навантаженні 10 кН/М

Приклад розрахунку поперечного перерізу:

$$M = 148,6 \text{кНм}, \quad N = 132,6 \text{кН};$$

Задаємося: $h = 60 \text{см}$ - висота балки;

$b = 12,5$ - ширина балки;

$$\sigma_{w,c} = f_{w,c}(u_{w,c}) = \sum_{k=1}^4 w_k \frac{u_{w,c}^k}{u_{c,0,d}^{k-1}} - \text{напруження в стиснутій деревині};$$

$w_4 = 9033 \text{МПа}$; $w_3 = -29694 \text{МПа}$; $w_2 = 20354 \text{МПа}$; $w_1 = 11857 \text{МПа}$ - коефіцієнти функції описання напружень в деревині;

$u_{c,0,d} = 0,00342$ - граничні відносні декформації.

$$\sigma_{w,t} = f_{w,t}(u_{w,t}) = E_{w,t} u_{w,t} - \text{напруження в розтягнутій деревині};$$

$E_{w,t} = 11857 \text{МПа}$ - модуль пружності деревини на розтяг.

$$\sigma_{s,c} = f_{s,c}(u_{s,c}) = E_{s,t} u_{s,t} - \text{напруження в арматурі};$$

$E_{s,t} = 198000 \text{МПа}$ - модуль пружності арматури.

$$\sigma_{cs,c} = f_{cs,c}(u_{cs,c}) = E_{cs,t} u_{cs,t} - \text{напруження в вуглецевій стрічці}.$$

$E_{cs,t} = 165000 \text{МПа}$ - модуль пружності вуглецевої стрічки.

$A_{s,c} = 6,28 \text{см}^2$ - площа двох стержнів арматури діаметром 20 мм;

$A_{s,t} = 1,68 \text{см}^2$ - площа вуглецевої стрічки;

$y_{s,c,f} = 0,5d = 1 \text{см}$; - відстань від краю до центра ваги арматури.

В прикладі наведені уже остаточні результати підбору кривини та положення нейтральної лінії для навантаження .

Кривина склала $\xi_{last} = 3,53 \cdot 10^{-5}$.

Визначення положення нейтральної лінії:

$y_{c,n} = 29,7 \text{ см}$ - висота стиснутої зони;

$y_{t,n} = 30,3 \text{ см}$ - висота розтягнутої зони.

$y_{s,c,n} = y_{c,n} - y_{s,c,f} = 29,7 - 1 = 28,7 \text{ см}$

$y_{cs,t,n} = y_{t,n} = 30,3 \text{ см}$

Визначення крайових відносних деформацій та деформацій ар маючих елементів:

$u_{w,c} = \xi_{last} y_{c,n} = 3,53 \cdot 10^{-5} \cdot 29,7 = 0,001048$;

$u_{w,t} = \xi_{last} y_{t,n} = 3,53 \cdot 10^{-5} \cdot 30,3 = 0,00107$;

$u_{s,c} = \xi_{last} y_{s,c,n} = \xi_{last} (y_{c,n} - y_{s,c,f}) = 3,53 \cdot 10^{-5} \cdot (29,7 - 1) = 0,001013$;

$u_{cs,t} = \xi_i y_{cs,t,n} = 3,53 \cdot 10^{-5} \cdot 30,3 = 0,00107$.

Визначення внутрішніх повздовжніх зусиль:

$$\begin{aligned}
 N_{w,c} &= b \cdot y_{c,n} \left(\sum_{k=1}^4 \frac{w_k}{k+1} \cdot \frac{u_{w,c}^k}{u_{c,0,d}^{k-1}} \right) = \\
 &= b \cdot y_{c,n} \left(\frac{w_4}{5} \frac{u_{w,c}^4}{u_{c,0,d}^3} + \frac{w_3}{4} \frac{u_{w,c}^3}{u_{c,0,d}^2} + \frac{w_2}{3} \frac{u_{w,c}^2}{u_{c,0,d}} + \frac{w_1}{2} u_{w,c} \right) = \\
 &= 12,5 \cdot 29,7 \left(\frac{9033}{5} \cdot \frac{0,001048^4}{0,00342^3} + \frac{-29694}{4} \cdot \frac{0,001048^3}{0,00342^2} + \frac{20354}{3} \cdot \frac{0,001048^2}{0,00342} + \frac{11857}{2} \cdot 0,001048 \right) / 10 = \\
 &= 286,6 \text{ кН}
 \end{aligned}$$

$$N_{w,c,0} = A_{s,c} \sum_{k=1}^4 w_k \frac{u_{s,c}^k}{u_{c,0,d}^{k-1}} = A_{s,c} \left(w_4 \frac{u_{s,c}^4}{u_{c,0,d}^3} + w_3 \frac{u_{s,c}^3}{u_{c,0,d}^2} + w_2 \frac{u_{s,c}^2}{u_{c,0,d}} + w_1 u_{s,c} \right)$$

$$= 6,28 \cdot \left(9033 \cdot \frac{0,001013^4}{0,00342^3} + -29694 \cdot \frac{0,001013^3}{0,00342^2} + 11857 \cdot \frac{0,001013^2}{0,00342} + 11857 \cdot 0,001013 \right) / 10 =$$

$$= 9,87 \kappa H$$

$$N_{s,c} = A_{s,c} E_{s,c} u_{s,c} = 6,26 \cdot 198000 \cdot 0,001013 / 10 = 125,98 \kappa H$$

$$N_{w,t} = b \cdot y_{t,n} \int_0^{u_t} f_{w,t}(u_{w,t}) \frac{1}{u_t} du = 0,5b \cdot y_{t,n} E_{w,t} u_{w,t} =$$

$$= 0,5 \cdot 12,5 \cdot 30,3 \cdot 15100 \cdot 0,00107 / 10 = 240,19 \kappa H$$

$$N_{cs,t} = A_{cs,t} E_{cs,t} u_{cs,t} = 1,68 \cdot 165000 \cdot 0,00107 / 10 = 29,65 \kappa H$$

Визначення рівноваги за формулою [3.23].

$$N - N_{w,c} + N_{w,c,0} - N_{s,c} + N_{w,t} + N_{s,t} =$$

$$= 132,6 - 286,6 + 9,87 - 125,98 + 240,19 + 29,65 = -0,27 \kappa H \approx 0$$

Визначаєм згинальні моменти:

$$\begin{aligned}
M_{w,c} &= by_{c,n}^2 \left(\sum_{k=1}^4 \frac{w_k}{k+2} \cdot \frac{u_{w,c}^k}{u_{c,0,d}^{k-1}} \right) = \\
&= by_{c,n}^2 \left(\frac{w_4}{6} \frac{u_{w,c}^4}{u_{c,0,d}^3} + \frac{w_3}{5} \frac{u_{w,c}^3}{u_{c,0,d}^2} + \frac{w_2}{4} \frac{u_{w,c}^2}{u_{c,0,d}} + \frac{w_1}{3} u_{w,c} \right) = \\
&= 12,5 \cdot 29,7^2 \left(\frac{9033}{6} \cdot \frac{0,001048^4}{0,00342^3} + \frac{-29694}{5} \cdot \frac{0,001048^3}{0,00342^2} + \frac{20354}{4} \cdot \frac{0,001048^2}{0,00342} + \frac{11857}{3} \cdot 0,001048 \right) / 10 = \\
&= 5777 \text{кНсм}
\end{aligned}$$

$$M_{w,t} = \frac{1}{3} b \cdot y_{t,n}^2 E_{w,t} u_{w,t} = \frac{1}{3} \cdot 12,5 \cdot 30,3^2 \cdot 15100 \cdot 0,00107 / 10 = 4852 \text{кНсм}$$

$$\begin{aligned}
M_{w,c,0} &= A_{s,c} \sum_{k=1}^4 w_k \frac{u_{s,c}^k}{u_{c,0,d}^{k-1}} y_{s,c,n} = A_{s,c} \left(w_4 \frac{u_{s,c}^4}{u_{c,0,d}^3} + w_3 \frac{u_{s,c}^3}{u_{c,0,d}^2} + w_2 \frac{u_{s,c}^2}{u_{c,0,d}} + w_1 u_{s,c} \right) \cdot (y_{c,n} - y_{s,c,f}) = \\
&= 6,28 \cdot \left(9033 \cdot \frac{0,001013^4}{0,00342^3} + -29694 \cdot \frac{0,001013^3}{0,00342^2} + 11857 \cdot \frac{0,001013^2}{0,00342} + 11857 \cdot 0,001013 \right) \cdot \\
&\cdot 28,7 / 10 = 283 \text{кНсм}
\end{aligned}$$

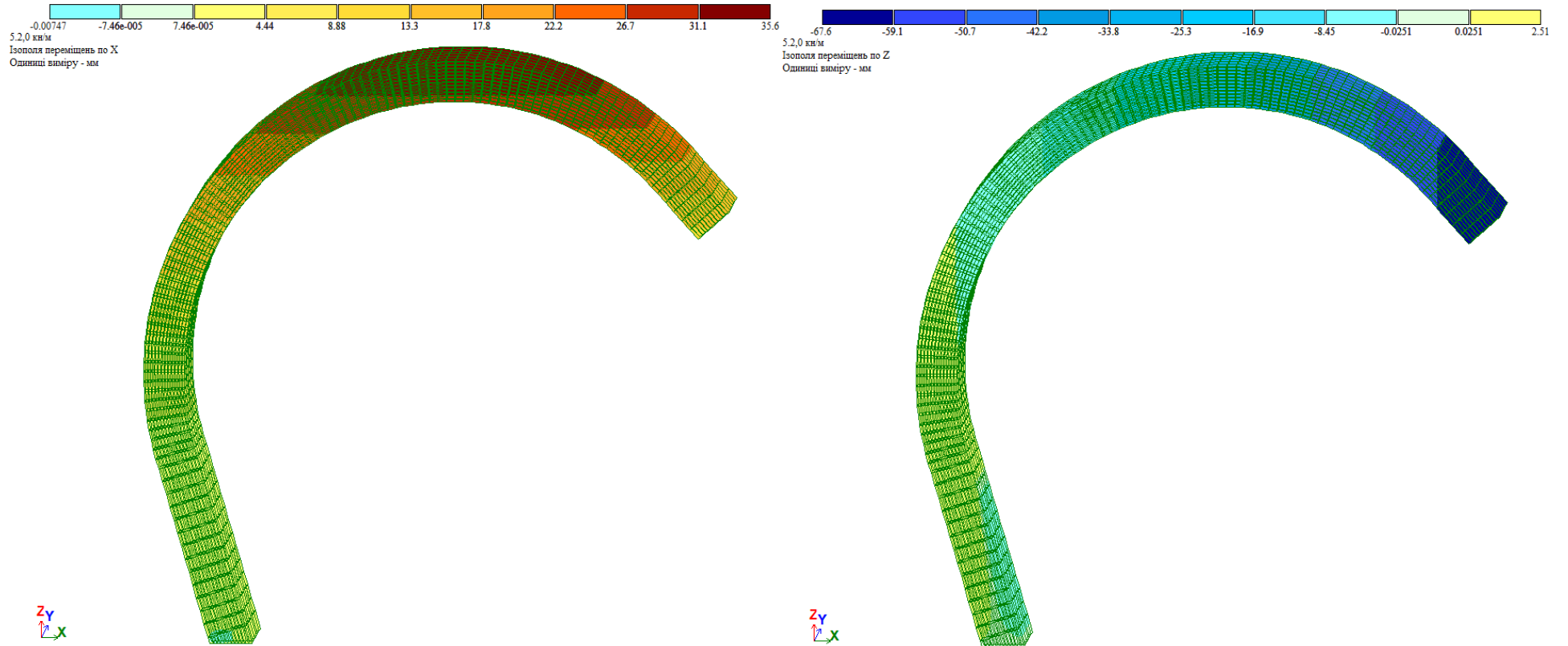
$$M_{s,c} = A_{s,c} E_{s,c} u_{s,c} y_{s,c,n} = 6,26 \cdot 198000 \cdot 0,001013 \cdot 28,7 / 10 = 3616 \text{кНсм}$$

$$M_{cs,t} = A_{cs,t} E_{cs,t} u_{cs,t} y_{cs,t,n} = 1,68 \cdot 165000 \cdot 0,00107 \cdot 30,3 / 10 = 898 \text{кН}$$

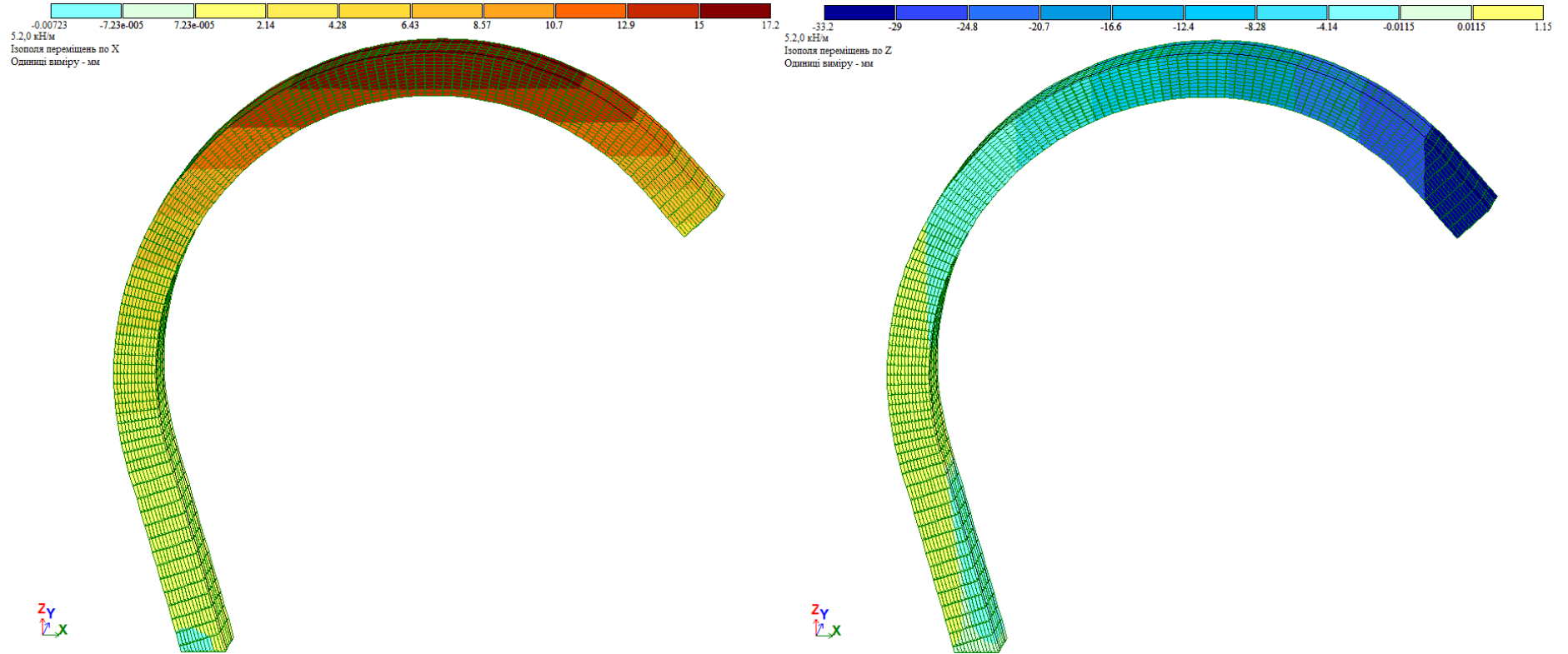
Загальний момент буде рівним:

$$\begin{aligned}
M_{last} &= M_{w,c} - M_{w,c,0} + M_{w,t} + M_{s,c} + M_{cs,t} = 5777 - 283 + 4852 + 3616 + 898 = \\
&= 14860 \text{кНсм} = 148,6 \text{кНм}
\end{aligned}$$

Додаток Б22 Результати числового моделювання криволінійної
не армованої дерев'яної балки. Ізополя переміщень



Додаток Б23 Результати числового моделювання криволінійної
армованої дерев'яної балки. Ізополя переміщень



Додаток Б24 Результати розрахунку напружено-деформованого стану поперечного перерізу криволінійної балки

	$y_{c,n}$	$y_{t,n}$	$u_{w,c}$	$u_{w,t}$	$u_{s,c}$	$u_{cs,t}$	$N_{w,c}$	$N_{w,t}$	$N_{s,c}$	$N_{s,t}$	$M_{w,c}$	$M_{w,t}$	$M_{s,c}$	$M_{s,t}$	N	M
1	15,795	14,205	0,000064	0,000058	0,000065	0,000058	9,25	7,33	8,30	7,47	97,6	69,4	131,1	106,0	2,26	3,96
2	15,75	14,25	0,000127	0,000115	0,000128	0,000116	18,66	14,67	16,48	14,91	196,9	139,4	259,5	212,4	4,52	7,92
3	15,705	14,295	0,000190	0,000173	0,000191	0,000174	28,27	22,09	24,58	22,37	298,0	210,5	386,0	319,8	6,78	11,90
4	15,66	14,34	0,000251	0,000230	0,000252	0,000231	37,79	29,41	32,42	29,69	397,9	281,1	507,7	425,8	9,05	15,80
5	15,615	14,385	0,000313	0,000288	0,000314	0,000289	47,67	36,96	40,37	37,19	501,2	354,4	630,4	535,0	11,3	19,80

Додаток В. Впровадження наукових досліджень



Приватне підприємство «Творчо-виробнича фірма Тріада»
Україна, 33023, м. Рівне, вул. Уласа Самчука 30А/1
тел. 096-294-32-81

**Довідка про впровадження
результатів дисертаційної роботи канд. технічних наук,
доцента Гомона П.С.
на здобуття ступеня доктора технічних наук на тему:
«Методологічні засади моделювання та розрахунку елементів з цільної та
клесної деревини з комбінованим армуванням»**

Даною довідкою підтверджуємо, що результати наукових досліджень за темою дисертаційної роботи Гомона Петра Святославовича «Методологічні засади моделювання та розрахунку елементів з цільної та клесної деревини з комбінованим армуванням» були використані при проектуванні наступних об'єктів:

- Нове будівництво торгово-комерційного закладу з автомобільною мийкою самообслуговування. Рівненська обл., Рівненський район, Шпанівська територіальна громада, с. Бармаки, кадастровий номер земельної ділянки 5624681500:05:022:0665;

- Нове будівництво багатоквартирного житлового комплексу з вбудовано-прибудованими приміщеннями громадського призначення на земельній ділянці з кадастровим номером 5610100000:01:012:0118, в м. Рівному, Рівненської області.

При проектуванні будівель була використана удосконалена методика визначення граничних прогинів дерев'яних згинальних елементів, що дала змогу з високою економічною ефективністю запроектувати конструкції покрівель.

Директор



О. В. Голуб



Товариство з обмеженою відповідальністю

«ОРБИТА БУДПРОЕКТ»

Адреса: 33025, м. Рівне, вул. Володимира Стельмаха, 18а, офіс 403. Код ЄДРПОУ 36121191,
UA33333368000026008300991181 АТ «Ощадбанк», orbitabud@gmail.com, тел. (0362) 460786

Вих.№ 10-10/25-01 від 10.10.2025р.

Довідка

про впровадження результатів дисертаційної роботи

Гомона Петра Святославовича

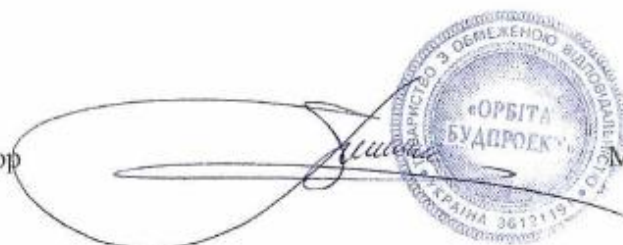
«Методологічні засади моделювання та розрахунку елементів з цільної та
клесної деревини з комбінованим армуванням»

на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук зі спеціальності
05.23.01 - будівельні конструкції, будівлі та споруди

Результати теоретичних досліджень, які наведені в дисертаційній роботі Гомона П.С. на тему «Методологічні засади моделювання та розрахунку елементів з цільної та клесної деревини із комбінованим армуванням», були використані при розрахунку та конструюванні несучих елементів покриття, зокрема клесних дерев'яних балок, в робочому проєкті «Будівництво багатоквартирного житлового будинку з вбудованими нежитловими приміщеннями на вул. Калнишевського, 8 в м. Дубно».

Довідка видана для представлення в спеціалізовану вчену раду.

Директор



Матвіюк О.В.



МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ВОДНОГО ГОСПОДАРСТВА ТА
ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ

вул. Соборна, 11, м. Рівне, 33028, тел. (0362) 63-30-98, факс (0362) 63-32-09, mail@nuwm.edu.ua

Від 10.06 2024 № 5Н-24
На № _____ від _____

ДОВІДКА

про використання досліджень
отриманих при виконанні дисертаційної роботи
Гомона Петра Святославовича
щодо здобуття наукового ступеня доктора технічних наук за спеціальністю
05.23.01 – Будівельні конструкції, будівлі та споруди
в науково-дослідних роботах виконаних у науково-дослідній частині
Національного університету водного господарства та природокористування Міністерства
освіти і науки України за кошти Державного бюджету України

Видана *Гомону Петру Святославовичу* з підтвердженням того, що результати досліджень викладені в дисертаційній роботі на тему: «*Методологічні засади моделювання роботи та розрахунку згинальних дерев'яних елементів з комбінованим армуванням*» використовувались при виконанні держбюджетних наукових тем в науково-дослідній частині Національного університету водного господарства та природокористування Міністерства освіти і науки України, а саме:

- «Дослідження напружено-деформованого стану будівельних конструкцій, удосконалення методики їх розрахунку та розробка пропозицій до нормативних документів» (номер державної реєстрації 0117U002816), де автором запропоновано методи визначення напружено-деформованого стану поперечного перерізу згинальних дерев'яних елементів підсиленних комбінованим армуванням на основі сучасних діаграм деформування матеріалів;

- «Розробка технологічних та організаційних рішень щодо виконання робіт при ремонті і реконструкції будівель і споруд» (номер державної реєстрації 0121U113322), де автором запропоновано способи підсилення дерев'яних балок шляхом їх армування металевим та композитною арматурою;

Проректор з наукової роботи
та міжнародних зв'язків,
д.е.н., професор



Наталія САВІНА

Виконавець: Кутницький 0967375013



МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ВОДНОГО ГОСПОДАРСТВА ТА
ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ
(НУВГП)

вул. Соборна, 11, м. Рівне, 33028, тел. (0362) 63 30 98, факс (0362) 63 32 09,
e-mail: mail@nuwm.edu.ua, web: https://nuwm.edu.ua
код ЄДРПОУ 02071116

Від 10.06.2024 № ОН-04 На № _____ від _____

ДОВІДКА
про використання у навчальному процесі
Національного університету водного господарства та природокористування
результатів досліджень і розробок,
одержаних при виконанні дисертаційної роботи
Гомона Петра Святославовича
на здобуття ступеня доктора технічних наук за спеціальністю
05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди

Використані у навчальному процесі науково-методичні розробки та результати досліджень доцента кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд *Гомона Петра Святославовича*, що викладені в його дисертації, забезпечують набуття теоретичних, практичних знань та сприяють удосконаленню моделювання роботи та розрахунку згинальних дерев'яних елементів з комбінованим армуванням. У навчальному процесі Національного університету водного господарства та природокористування при викладанні наступних курсів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» апробовано та впроваджено такі рекомендації:

- при викладанні курсу «Конструкції з деревини і пластмас» для здобувачів першого (бакалаврського) рівня, які навчаються за ОПІ «Будівництво та цивільна інженерія», запроваджено методику моделювання роботи дерев'яних балок за допомогою діаграм «момент-кривина», що дозволяють аналізувати їх роботу при різних рівнях навантажень;

- при викладанні курсу «Перспективні напрямки досліджень, проектування та застосування конструкцій з деревини і пластмас з курсовим проектом» для здобувачів другого (магістерського рівня), які навчаються за ОПІ «Промислове та цивільне будівництво», запроваджено методи визначення граничних станів згинальних елементів з цільної та клеєної деревини з врахуванням сучасних діаграм деформування матеріалів, що дозволяють ефективно використовувати матеріали в конструкціях;

Проректор з наукової роботи та міжнародних зв'язків Національного університету водного господарства та природокористування
д.е.н., професор



Наталія САВІНА



Товариство з обмеженою відповідальністю

"БІМ ФАКТОР проект"

місто Луцьк, вул. Сагайдачного гетьмана, 6, офіс 33

місто Рівне, вул. Кулика і Гудачека, 18, офіс 33

Код ЄДРПОУ: 45732501



bimfactorproject.com.ua



bimfactorproject@gmail.com

директор: 077

головний інженер: 067

головний архітектор: 066

0 05 05 25

№ 24-11/25-01 від 24 листопада 2025р.

Довідка

про впровадження результатів дисертаційної роботи

Гомона Петра Святославовича

«Методологічні засади моделювання та розрахунку елементів із цільної та клесної деревини з комбінованим армуванням»

на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук зі спеціальності
05.23.01 - будівельні конструкції, будівлі та споруди

Результати теоретичних досліджень, які наведені в дисертаційній роботі Гомона П.С. на тему «Методологічні засади моделювання та розрахунку елементів із цільної та клесної деревини з комбінованим армуванням», були використані при розрахунку та конструюванні несучих елементів покриття, зокрема клесних дерев'яних балок, в робочому проєкті «Капітальний ремонт приміщень № 100, 102, 103 та 104 навчального корпусу № 4 Волинського національного університету імені Лесі Українки за адресою: вулиця Шопена, 24 в місті Луцьк Волинської області» та «Капітальний ремонт покрівлі адміністративної будівлі (літ. А-3) управління патрульної поліції у Волинській області Департаменту патрульної поліції за адресою: вул. Залізнична 15, м. Луцьк».

Довідка видана для представлення в спеціалізовану вчену раду.

Директор
ТОВ "БІМ ФАКТОР проект"



Олександр Свирідюк