

Національний університет водного господарства та природокористування
Міністерство освіти і науки України
Національний університет водного господарства та природокористування
Міністерство освіти і науки України

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

ПОЛІЩУК МИКОЛА ВАЛЕРІЙОВИЧ

УДК 624.011.17

ДИСЕРТАЦІЯ

**НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ЗГИНАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТІВ З
КЛЕСНОЇ ДЕРЕВИНИ З КОМБІНОВАНИМ АРМУВАННЯМ**

19 – Архітектура та будівництво

192 – Будівництво та цивільна інженерія

Подається на здобуття наукового ступеня доктора філософії. Дисертація містить результати власних досліджень. Використання ідей, результатів і текстів інших авторів мають посилання на відповідне джерело



Поліщук М. В.

Науковий керівник:

Гомон Святослав Степанович

доктор технічних наук, професор

Рівне – 2023

АНОТАЦІЯ

Поліщук М. В. Напружено-деформований стан згинальних елементів з клеєної деревини з комбінованим армуванням. – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора філософії за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія.

Національний університет водного господарства та природокористування,
Рівне, 2023

У дисертації досліджено роботу нової конструкції згинальних елементів з клеєної деревини, а саме балок, армування яких передбачає комбінацію сталеві та композитної арматури. Для даних зразків було побудовано діаграми розподілу деформацій та епюри напружень в межах висоти розрахункового поперечного перерізу посередині прольоту від початку завантаження до руйнування за дії прямого чистого згину.

Отримано нові експериментальні дані щодо зміни жорсткості та несучої здатності армованих балок у порівнянні з неармованими зразками аналогічних розмірів за дії одноразових короткочасних навантажень та побудовані відповідні діаграми прогинів, деформацій.

За допомогою деформаційної моделі, яка враховує особливості розподілу напружень у розтягнутій і стиснутій зонах балки, на основі отриманих у ході випробувань деформацій, було розраховано теоретичну несучу здатність досліджуваних балок.

Також було виготовлено та випробувано додаткові дерев'яні зразки призм конструкційних розмірів, які дозволили визначити початковий модуль пружності E_0 та згідно окремої методики оцінити зміну його величини впродовж завантаження.

У **вступі** обґрунтовано актуальність теми досліджень, висвітлено мету та головні завдання дисертаційної роботи, зазначено об'єкт, предмет та методи досліджень, вказано на наукову новизну, особистий внесок автора.

Перший розділ присвячено огляду робіт, що висвітлюють питання використання дерев'яних армованих конструкцій в будівництві. Розглянуто історію першого застосування та розвитку клеєних конструкцій в будівництві та впровадження армованих дерев'яних конструкцій, які армувалися спочатку сталевую, а згодом і композитною арматурою. Описано широкі можливості, сучасні тенденції та перспективи застосування конструкцій із клеєної деревини при зведенні різного роду будівель та споруд.

Наведено огляд наукових досліджень, що присвячені особливостям роботи, як неармованих згинальних елементів з клеєної деревини, так і елементів з армуванням. Розглянуто різні способи армування із застосуванням різноманітних видів арматури, що в більшій чи меншій мірі дають можливість підвищити жорсткість та несучу здатність дерев'яних конструкцій у роботі на згин. На основі проведеного аналізу існуючого стану експериментально-теоретичних досліджень запропоновано нову конструкцію балок із комбінованим армуванням та сформульовано завдання щодо її дослідження.

У **другому** розділі описується методика експериментальних досліджень, метою яких є встановлення напружено-деформованого стану елементів клеєної деревини з комбінованим армуванням за дії одноразових короткочасних навантажень за роботи на поперечний згин. Вказано обсяг всіх експериментальних зразків, які були випробувані у роботі. Описано процес їх виготовлення, влаштування сталевий та композитної арматури. Більш детально акцентовано увагу на влаштуванні композитних матеріалів, адже згідно технології воно відбувалось у кілька етапів.

Наведено схему дослідної установки для випробування армованих балок. Описано розташування та призначення усіх вимірювальних приладів, що використовувались у ході досліджень. Запропоновано послідовність методики випробування.

Відповідно до розробленої методики виготовлено допоміжні зразки у формі дерев'яних призм перерізом 45×45×250 мм для випробування на стиск та

встановлення модуля пружності деревини. Також описано методику їх виговлення та випробування.

У **третьому** розділі приведено результати експериментально-статистичних досліджень та запропоновано методику достовірної оцінки початкового модуля пружності E_0 . За допомогою статистичного методу встановлено залежність зміни січного модуля деформацій E' від рівня напружень η в деревині. Встановлено характер зміни його величини від початку завантаження зразків до руйнування. Також досліджено вплив вологи на зміну модуля пружності та міцності призм із суцільної деревини. У результаті випробування зразків встановлено значення міцності на стиск деревини, з якої виготовлено балки.

Наведено результати випробування на розрив стержнів сталеві арматури, які були використані для армування стиснутої зони балок.

Четвертий розділ присвячений висвітленню результатів експериментальних досліджень комбіновано армованих дерев'яних балок. У результаті випробування на поперечний згин було отримано нові експериментальні дані про деформування та жорсткість балок із клеєної деревини за рахунок використання комбінованого армування. Встановлено значення відносних деформацій по висоті перерізу, що виникали протягом завантаження у всіх шарах деревини, а також у сталевій арматурі стиснутої зони та в композитній – у зоні розтягу. На основі цих експериментальних значень побудовано відповідні діаграми деформування.

Описано особливості роботи та характер руйнування кожної балки. Робота армованих зразків порівнювалась із такими ж за розмірами попередньо випробуваними неармованими балками.

Надійність зчеплення сталеві та композитної арматури із деревиною фіксували відповідні індикатори, за результатами показів яких наведено графіки зміщення тої чи іншої арматури відносно основи балок, якщо таке було зафіксовано.

Встановлено несучу здатність та характер руйнування усіх досліджуваних зразків та визначено при яких значеннях навантажень ними було досягнуто

граничного прогину. Побудовано графіки залежності повних прогинів від згинаючих моментів.

У п'ятому розділі приведено теорію розрахунку армованих балок з клеєної деревини із застосуванням деформаційної моделі, що враховує нелінійний розподіл напружень по висоті розрахункового перерізу, а також дає можливість фіксування утворення складок у стиснутій зоні балки. За допомогою даної методики було розраховано величини напружень та встановлено характер їх розподілу по висоті поперечного перерізу в зоні чистого згину всіх експериментально досліджених зразків. Побудовано епюри напружень для деревини стиснутої та розтягнутої зон балок із зазначенням зусиль, що виникали у стиснутій та розтягнутій арматурі. Визначено теоретичну несучу здатність для кожної серії зразків та проведено порівняння отриманих значень із відповідними руйнівними навантаженнями, отриманими в ході експериментальних випробувань.

За результатами експериментально-теоретичних досліджень напружено-деформованого стану згинальних елементів з клеєної деревини із комбінованим типом армування сформульовано **загальні висновки** до роботи.

Ключові слова: дерев'яні балки, клеєна деревина, напружено-деформований стан, сталева арматура, композитна арматура, жорсткість, комбіноване армування, несуча здатність, деформації, напруження, модуль пружності.

ABSTRACT

Polishchuk M. Stress-strain state of bending elements made of glued wood with a combined reinforcement – Qualifying scientific work on the rights of a manuscript.

Dissertation for Doctor of Philosophy degree in specialty 192 - Construction and Civil Engineering (19 - Architecture and construction).

National University of Water and Environmental Engineering, Rivne, 2023.

The dissertation investigates the work of a new design of bending elements made of glued wood, namely beams, the reinforcement of which involves a

combination of steel and composite reinforcement. For these samples, diagrams of the distribution of deformations and stress graphs within the height of the calculated cross section in the middle of the span from the beginning of loading to failure under the action of direct pure bending were constructed.

New experimental data about the change of stiffness and load-bearing capacity of reinforced beams in comparison with non-reinforced specimens of similar dimensions under the action of one-time short-term loads are obtained and the corresponding diagrams of deflections and deformations are constructed.

The theoretical load-bearing capacity of the investigated beams was calculated using the deformation model, which takes into account the specifics of stress distribution in the stretched and compressed zones of the beam, on the basis of the deformations obtained during the tests.

It was also made and tested additional wooden samples of prisms of structural sizes that allowed determining such important characteristic of wood as an initial modulus of elasticity and in accordance to the separate methodology the change of its value during loading was estimate.

In the introduction the relevance of the research topic is substantiated, also the purpose and main tasks of the dissertation are described, the object, subject and methods of research are indicated, the scientific novelty, personal author contribution are pointed.

The first section is devoted to an overview of works that reveals the use of wooden reinforced structures in construction. The history of the first application and development of glued laminated timber structures in construction and implementation of reinforced wooden structures, which were reinforced first with steel and later with composite reinforcement, are considered. Wide possibilities, modern tendencies and prospects of application of laminated timber structures at erection of various kinds of buildings and constructions are described.

The review of scientific researches devoted to features of work, both not reinforced bending laminated timber elements, and elements with reinforcement is given. Different methods of reinforcing with the use of various types of

reinforcement are considered, which to a greater or lesser extent make it possible to increase the rigidity and load-bearing capacity of wooden structures in bending work. Based on the analysis of the current state of experimental and theoretical research, a new design of beams with combined reinforcement is proposed and tasks of its research are formulated.

The second section describes the method of experimental research in order to establish the stress-strain state of glued timber elements with combined reinforcement under the action of one-time short-term loads for bending work. The volume of all experimental samples that were tested in the work is indicated. The processes of their production, arrangement of metal and composite reinforcement are described. More detailed attention is focused on the arrangement of composite materials, because according to the technology it took place in several stages.

The scheme of experiment plant for testing reinforced beams is given. The location and purpose of all measuring instruments used in the research are described. The sequence of the test method is proposed.

In accordance with the developed method, additional samples are made in the form of wooden prisms in size 45×45×250 mm to determine the modulus of elasticity of wood. The technique of production and testing of these samples is also described.

The third section presents the results of experimental and statistical studies of reliable estimation of the initial modulus of elasticity. The dependence of the secant modulus of elasticity change on the stress level in wood is determined using a statistical method. It is determined how its value changes from the beginning of samples loading to destruction. Influence of moisture on the change of elasticity modulus and strength of solid wood prisms has also been studied. As a result of testing the samples, the value of compressive strength of the wood from which the beams are made was established.

The rupture test results of steel rods, which were used to reinforce the compressed zone of beams, are given.

The fourth section highlights the results of experimental studies of reinforced beams. As a result of the transverse bending test, new experimental data were

obtained on the deformation and stiffness of glued beams due to the use of combined reinforcement. The values of deformations that occurred during loading in all layers of wood, as well as in steel reinforcement of the compressed zone and composite in the tensile zone were determined. Based on these values, the corresponding deformation diagrams are constructed.

Features of work and specifics of destruction of each beam are described. The behavior of reinforced specimens was compared with the same size previously tested non-reinforced beams.

Adhesion reliability of steel and composite reinforcement to the wood was recorded by the corresponding indicators. According to their results graphs of displacement were shown.

The bearing capacity of all tested samples was obtained and it was determined at which values of loads the maximum deflection was reached. Graphs of full deflections depending on bending moments are constructed.

In the fifth section, the theory of calculation of reinforced glued timber beams with the use of a deformation model is given. This model takes into account the nonlinear distribution of stresses along the height of calculated cross section and allows designate the formation of folds in compressed zone. With this technique, the values of stresses were calculated and the character of their distribution in the height of the cross-section in the zone of pure bend of all experimentally investigated samples was established. Diagrams of stresses for compressed and stretched zones of beams indicating the efforts that arise in compressed and stretched reinforcement are built. Theoretical bearing capacity for each series of samples was determined and these values were compared with destructive loads obtained during experimental tests.

According to the results of experimental-theoretical studies of the stress-strain state of bending elements of glued laminated timber with the combined type of reinforcement general conclusions to the dissertation were given.

Keywords: timber beams, glued timber, stress-strain state, steel reinforcement, composite reinforcement, stiffness, combined reinforcement, bearing capacity, deformations, stresses, elastic modulus.

СПИСОК ОПУБЛІКОВАНИХ ПРАЦЬ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

Статті у наукових фахових виданнях України:

1. Гомон С. С., Поліщук М. В. Експериментально-статистичні дослідження залежностей «січний модуль – рівень напружень» для цільної та клеєної деревини. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*: зб. наук. праць. Рівне: НУВГП, 2018. Вип. 35. С. 60–67. (0,33/0,15 д.а.; авторський внесок – проведення експериментальних випробувань призм, обробка та оформлення результатів).
2. Гомон С. С., Поліщук М. В. Експериментально-статистичні дослідження січного модуля пружності деревини залежно від тривалості її насичення водою. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*: зб. наук. праць. Рівне: НУВГП, 2018. Вип. 36. С. 96–101. (0,32/0,16 д.а.; авторський внесок – проведення експериментальних досліджень, обробка та аналіз результатів).
3. Поліщук М. В., Гомон С. С. Влаштування комбінованого армування балок із клеєної деревини. *Вісник Львівського національного аграрного університету: Архітектура і сільськогосподарське будівництво*. Львів, 2019. № 20. С. 44–49. (0,41/0,22 д.а.; авторський внесок – виготовлення експериментальних балок та розробка методики отримання необхідних експериментальних даних під час випробувань).
4. Гомон С. С., Поліщук М. В. Жорсткість балок із клеєної деревини з комбінованим армуванням. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*: зб. наук. праць. Рівне: НУВГП, 2019. Вип. 37. С. 151–157. (0,33/0,16 д.а.; авторський внесок – проведення експериментальних досліджень роботи армованих балок, обробка даних, формування висновків).

5. Гомон С. С., Поліщук М. В. Напружений стан балок із клеєної деревини з комбінованим армуванням. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*: зб. наук. праць. Рівне: НУВГП, 2021. Вип. 39. С. 47–56. (0,36/0,18 д.а.; авторський внесок – проведення випробувань, обробка результатів, побудова епюр напружень).

6. 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*: зб. наук. праць. Луцьк, 2022. Вип. 17. С. 23–30. (0,35/0,17 д.а.; авторський внесок – проведення випробувань, обробка результатів, побудова епюр напружень).

Статті у наукових періодичних виданнях інших держав, у тому числі ті, що входять до міжнародних наукометричних баз даних:

7. Гомон С. С., Полищук Н. В. Способ определения упруго-пластических характеристик цельной и клееной древесины на образцах конструкционных размеров при сжатии. *Science and Education a New Dimension. Natural and Technical Sciences*. Budapest, 2018. VI (21). Iss. 179. P. 17–20. (0,46/0,23 д.а.; авторський внесок – проведення експериментальних випробувань призм, обробка результатів).

8. Sobczak-Piąstka J., Gomon S., Polishchuk M., Homon S., Gomon P., Karavan V. Deformability of Glued Laminated Beams with Combined Reinforcement. *Buildings*. 2020. V. 10. Iss. 5. DOI:10.3390/buildings10050092 (**Scopus, Web of Science**). (0,57/0,17 д.а.; авторський внесок – проведення експериментальних досліджень, обробка та аналіз отриманих результатів, оформлення висновків).

9. 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. Ser. Materials Science and Engineering*. 2021. 1203. 032037. DOI:10.1088/1757-899X/1203/3/032037 (0,37/0,11 д.а.; авторський внесок – виготовлення експериментальних балок та

розробка методики отримання необхідних експериментальних даних під час випробувань).

10. Sobczak-Piąstka J., Gomon S., Polishchuk M., Homon S., Gomon P., Karavan V. Metoda badania belki zginanej wykonanej z drewna klejonego ze zbrojeniem mieszanym. *Materiały Budowlane*. 2021. 591 (11). P. 28–30. DOI:10.15199/33.2021.11.04 (0,32/0,09 д.а.; авторський внесок – розробка методики випробування).

11. 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. V. 36, P. 217–222. <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2022.01.027> (**Scopus**) (0,34/0,09 д.а.; авторський внесок – проведення експериментальних досліджень, обробка та аналіз отриманих результатів).

12. Gomon 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*. 2021. (11/01-XV.). P. 131–133. (**Web of Science**) (0,44/0,12 д.а.; авторський внесок – проведення експериментальних досліджень, обробка даних, оформлення результатів випробувань).

Наукові праці, які додатково відображають результати дисертації:

13. Gomon S., Polishchuk M., Gomon S. Experimental and statistical investigations of the secant modulus of elasticity of glued timber modified with polymer “SILOR”. *Proceedings of the 1st Eastern Europe Conference on Timber Constructions*. “Kharkiv – Madrid” Typography, 2018. P. 137–142. (0,32/0,16 д.а.; авторський внесок – проведення експериментальних досліджень, обробка та аналіз результатів).

14. 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: зб. наук. праць*. Рівне: НУВГП, 2021. Вип. 39. С. 221–229. (0,39/0,13 д.а.; авторський внесок – розробка методики розрахунку).

Патенти:

15. Клеєна дерев'яна балка: патент № 135229 Україна, МПК E04C 3/12 (2006.01). Гомон С. С., Поліщук М. В.; заявник і патентовласник НУВГП – u201900104; заяв. 03.01.2019; опубл. 25.06.2019, Бюл. № 12. (0,12/0,06 д.а.; автору належить впровадження ідеї створення комбінованого армування клеєних дерев'яних балок).

16. Спосіб напруження зовнішньої стрічкової арматури балок з клеєної деревини: патент № 143340 Україна, МПК E04C 3/26 (2006.01). 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. (0,18/0,09 д.а.; автору належить впровадження ідеї створення попередньо напруженого комбінованого армування клеєних дерев'яних балок).

Тези наукових доповідей:

17. Гомон С. С., Поліщук М. В. Влаштування комбінованого армування балок із клеєної деревини. *Ефективні технології і конструкції в будівництві та архітектура села. Розробка інноваційних моделей екопоселень Прикарпаття та Карпат*. Міжнародна науково-практична конференція. Дубляни, 2019. С. 99–100. (0,05/0,025 д.а.; авторський внесок – виготовлення експериментальних балок та опис технології влаштування арматури).

18. 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. *6-th WMCAUS 2021. World Multidisciplinary Civil Engineering – Architecture. Urban Planning Symposium. Prague (Czech Republic). 31 Aug. – 3 Sept., 2021.* (0,04/0,02 д.а.; авторський внесок – виготовлення експериментальних балок та розробка методики отримання необхідних експериментальних даних під час випробувань).

ЗМІСТ

ВСТУП.....	15
РОЗДІЛ 1	
СТАН ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ АРМОВАНИХ ЕЛЕМЕНТІВ ІЗ КЛЕЄНОЇ ДЕРЕВИНИ ПРИ РОБОТІ НА ЗГИН.....	20
1.1. Область застосування конструкцій з клеєної деревини.....	20
1.2. Дослідження роботи згинальних елементів з клеєної деревини.....	34
1.3. Дослідження роботи конструкцій з клеєної деревини, армованих сталевую арматурою.....	42
1.4. Армування дерев'яних конструкцій композитними матеріалами.....	48
Висновки до розділу 1.....	54
РОЗДІЛ 2	
МЕТОДИКА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ.....	56
2.1. Обсяг зразків для експериментальних досліджень.....	56
2.2. Методика виготовлення зразків.....	57
2.2.1. Виготовлення дослідних зразків призм із суцільної та клеєної деревини.....	57
2.2.2. Виготовлення балок із клеєної деревини.....	58
2.3. Методика експериментальних досліджень.....	66
2.3.1. Випробування дослідних зразків призм.....	66
2.3.2. Випробування дослідних зразків балок.....	67
Висновки до розділу 2.....	72
РОЗДІЛ 3	
ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ СІЧНОГО МОДУЛЯ ДЕФОРМАЦІЙ ДЕРЕВИНИ.....	74
3.1. Експериментальні дослідження роботи деревини за стиску вздовж волокон.....	74
3.1.1. Експериментально-статистичні дослідження січного модуля деформацій для цільної та клеєної деревини.....	74

3.1.2. Дослідження січного модуля деформацій деревини залежно від тривалості її насичення водою.....	80
3.2. Визначення фізико-механічних характеристик сталеві арматури.....	87
Висновки до розділу 3.....	88

РОЗДІЛ 4

РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ БАЛОК ІЗ КЛЕЄНОЇ ДЕРЕВИНИ З КОМБІНОВАНИМ АРМУВАННЯМ.....	90
4.1. Деформування балок з клеєної деревини.....	90
4.1.1. Результати випробування балок I серії.....	90
4.1.2. Результати випробування балок II серії.....	95
4.1.3. Результати випробування балок III серії.....	102
4.1.4. Результати випробування балки IV серії.....	108
4.2. Вимірювання зміщення арматури.....	110
4.3. Прогини балок.....	114
Висновки до розділу 4.....	116

РОЗДІЛ 5

НАПРУЖЕНИЙ СТАН РОЗРАХУНКОВОГО ПЕРЕРІЗУ ЕЛЕМЕНТА З ДЕРЕВИНИ З КОМБІНОВАНИМ АРМУВАННЯМ ПРИ РОБОТІ НА ЗГИН.....	118
5.1. Теоретичні передумови розрахунку напружено-деформованого стану армованих згинальних дерев'яних елементів.....	118
5.2. Визначення напружень в армованих балках з клеєної деревини за дії одноразових короткочасних навантажень.....	124
5.3. Розрахунок дерев'яних балок.....	131
5.3.1. Приклад розрахунку неармованої балки.....	131
5.3.2. Приклад розрахунку армованих балок.....	132
Висновки до розділу 5.....	137
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	139
СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ.....	142
ДОДАТКИ.....	162

ВСТУП

Актуальність теми. Деревина застосовується в будівництві протягом багатьох століть, як єдиний матеріал, що відновлює природа та який стає перспективним у майбутньому, оскільки є екологічним у використанні та утилізації, безпечним, естетичним будівельним матеріалом.

На сьогоднішній день в будівництві практично не використовується не оброблена деревина, на зміну їй прийшла клеєна, що оброблена високотехнологічними методами. Клеєні дерев'яні конструкції – це високоефективна технологія, що дає змогу створювати великопролітні конструкції, зменшувати витрати й терміни будівництва та дозволяє використовувати оригінальні архітектурно-дизайнерські рішення.

В будівельній галузі стає важливою розробка більш ефективних, міцних та дешевих конструкцій. Істотним завданням є підвищення несучої здатності дощато-клеєних елементів, зниження матеріаломісткості, трудомісткості їх при виготовленні і монтажі. Одним з таких методів є підсилення клеєних балок за допомогою арматури.

На даний час більш відомим є армування дерев'яних елементів сталеву арматурою. Проте питання використання композитної арматури в балочних дерев'яних конструкціях, а також питання сумісної роботи композитної арматури з деревиною лише починає широко досліджуватись. Виникає необхідність створення методики розрахунку несучої здатності та напруженого стану клеєних дерев'яних балок, армованих композитною арматурою та перевірки її зчеплення з деревиною. До того ж при опрацюванні літератури не знайдено даних про використання сталеву арматури у комбінації із сучасною високоміцною композитною та можливого ефекту від такого застосування.

Тому постало питання дослідження сумісної роботи цих видів арматури, коли в стиснутій зоні балки буде розміщено сталеву стержневу арматуру, що повинна надати додаткової жорсткості, а композитну арматуру розмістити ззовні розтягнутої зони, там де розпочинаються критичні руйнування.

Мета і задачі дослідження. Метою роботи є: вивчити напружено-деформований стан та розробити методику розрахунку дерев'яних балок з комбінованим армуванням за дії одноразових навантажень з використанням деформаційної моделі на основі урахування дійсної роботи деревини, сталеві та композитної арматури.

Для реалізації зазначеної мети були поставлені наступні задачі:

- проаналізувати існуючий стан досліджень армованих дерев'яних конструкцій, що працюють на згин та окреслити основні способи й матеріали, які використовуються для їх армування;
- запропонувати процес виготовлення клеєної дерев'яної балки з комбінованим армуванням та розробити план проведення її експериментальних досліджень при дії одноразових навантажень в умовах чистого поперечного згину;
- запропонувати методичний підхід до встановлення пружних та пружно-пластичних характеристик деревини (E_0 , E') для зразків призм конструкційних розмірів з цільної та клеєної деревини за дії одноразових навантажень поздовжнього стиску;
- встановити особливості деформованого стану, роботи нормальних перерізів, характеристики жорсткості та несучої здатності армованих балок із клеєної деревини у порівнянні з неармованими зразками аналогічних розмірів, а також особливості сумісної роботи деревини й арматури за результатами експериментальних досліджень;
- обґрунтувати передумови та вдосконалити розрахунок армованих балок з використанням деформаційної моделі, яка передбачає урахування дійсної роботи деревини, сталеві та композитної арматури при дії одноразових навантажень;

Об'єкт дослідження – призми з цільної та клеєної деревини, балки із клеєної деревини, балки із клеєної деревини з комбінованим армуванням.

Предмет дослідження – напружено-деформований стан балок із клеєної деревини та балок з клеєної деревини з комбінованим армуванням за дії одноразових короткочасних навантажень.

Методи дослідження:

- аналітичні дослідження засновані на вивченні існуючих методів напружено-деформованого стану, аналізу літературних джерел, проведенні теоретичних досліджень, складанні програм для вирішення поставлених задач;
- експериментальні випробування призм і балок із клеєної деревини та балок з клеєної деревини з комбінованим армуванням за дії одноразових навантажень;
- статистичний аналіз збіжності теоретичних і експериментальних досліджень.

Наукова новизна отриманих результатів:

Вперше:

- запропоновано процес виготовлення та експериментального дослідження конструкції дерев'яної балки із комбінованим армуванням, що дозволяє оптимально використати наявні технічні, технологічні ресурси для досягнення максимального ефекту від запропонованого армування у зміцненні згинальних елементів;
- експериментальним шляхом отримані дані, що описують несучу здатність, жорсткість дерев'яних балок із комбінованим армуванням, які зіставлено із аналогічними даними для неармованих зразків, а результати вимірювань сумісної роботи деревини й арматури підтверджують доцільність застосування цих видів арматури в запропонованій конструкції, яка забезпечує сумісну роботу складових від початку завантаження до руйнування та збільшує надійність при експлуатації.

Удосконалено:

- методичний підхід до визначення початкового модуля пружності E_0 та січного модуля деформацій E' графо-аналітичним методом для зразків призм конструкційних розмірів із суцільної та клеєної, сухої та вологої деревини, що є передумовою до визначення дійсного напружено-деформованого стану

дерев'яних конструкцій із врахуванням згаданих параметрів на будь-якому етапі завантаження;

– науково-прикладні положення розрахунку дерев'яних армованих конструкцій з використанням деформаційної моделі, яка передбачає максимальне врахування міцнісних і деформативних властивостей деревини, сталевий й композитної арматури та дозволяє встановити напружений стан аж до моменту руйнування конструкції.

Набули подальшого розвитку:

– теоретичні положення щодо армування дерев'яних конструкцій, які базуються на аналізі існуючих способів та матеріалів, що використовуються в будівництві. У результаті запропоновано новий вид – комбіноване армування, яке відрізняється від існуючих способів тим, що влаштування композитної арматури в розтягнутій зоні не потребує послаблення найбільш напружених розтягнутих волокон, де в альтернативних випадках, зазвичай, виконують пази для армування цієї зони, що у комбінації зі сталевий арматурою стиснутої зони дозволяє для даної балки додатково збільшити жорсткість та підвищити несучу здатність.

Особистий внесок здобувача. Основні результати досліджень були отримані самостійно: проведено аналіз наукової літератури за темою дослідження; виготовлено, підготовлено до випробування та випробувано призми з суцільної та клеєної деревини на стиск, а також неармовані та армовані балки для випробування на чистий згин; виконано обробку результатів випробувань балок, згідно яких побудовано діаграми деформування, епюри напружень, графіки прогинів балок; виконано статистичну обробку даних у результаті випробування призм, згідно чого отримано графіки зміни модуля пружності під навантаженням для клеєної та суцільної деревини; виконано розрахунок несучої здатності армованих й неармованих балок, проведено порівняння експериментальних та теоретичних значень.

Апробація результатів дисертації. Окремі положення дисертації обговорювались на наукових конференціях: «Ефективні технології і конструкції в будівництві та архітектура села. Розробка інноваційних моделей екопоселень Прикарпаття та Карпат: Міжнародна науково-практична конференція. Дубляни, 2019.»; Wold Multidisciplinary Civil Engineering – Architecture. Urban Planning Symposium: 6-th WMCAUS. Prague (Czech Republic). 31 Aug.–3 Sept., 2021.

Зв'язок роботи з науковими програмами. В дисертаційній роботі вирішені окремі задачі, які включались в план кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд Національного університету водного господарства та природокористування за темами «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 «Розробка нових та удосконалення існуючих методик розрахунку будівельних конструкцій, включаючи підсилені, при дії одноразових та повторних навантажень» (державний реєстраційний номер 0112U001122).

Публікації. Основні положення і результати дисертації викладені у 18 опублікованих працях, 6 з яких у наукових фахових виданнях України, 6 у наукових періодичних виданнях інших держав, у тому числі ті, що входять до міжнародних наукометричних баз даних (Scopus, Web of Science), 2 наукові праці, які додатково відображають результати дисертації, 2 тез доповідей та 2 патенти України на корисні моделі. Загальний обсяг публікацій складає 5,7 д.а., з яких 2,34 д.а. – особистий внесок автора.

Структура і обсяг роботи. Дисертація складається з анотації, вступу, п'яти розділів, загальних висновків, списку літератури (193 найменувань) і двох додатків. Робота представлена на 168 сторінках, з яких 142 сторінки основного тексту, 20 сторінок списку літератури та 6 сторінок додатків. Основна частина роботи містить 93 рисунки та 13 таблиць.

РОЗДІЛ 1

СТАН ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ АРМОВАНИХ ЕЛЕМЕНТІВ ІЗ КЛЕЄНОЇ ДЕРЕВИНИ ПРИ РОБОТІ НА ЗГИН

1. 1. Область застосування конструкцій з клеєної деревини

Деревина є не просто будівельним матеріалом, для людини вона, зокрема, має велике культурне та психологічне значення. У багатьох країнах світу люди торкаються деревини для удачі або ж намагаються “постукати по дереву” в забобонних спробах не допустити, щоб щось трапилось. Ще в давнину люди вірили, що дерева наділені магічними здібностями й допомагали людині та стуком по стовбуру привертати до себе удачу. Сьогодні деревина є тим матеріалом, що надає помешканням не тільки візуальну красу, а й викликає почуття затишку та комфорту.

Дерев'яні конструкції потребують найменших затрат енергії для виготовлення порівняно з іншими матеріалами, а отже їх використання приводить до найменшого забруднення навколишнього середовища. Таким чином застосування деревини є одним з найбільш ефективних механізмів зниження викидів CO₂ при зведенні будівель [141]. Деревина легко піддається вторинній обробці, підлягає багаторазовому використанню й до того ж повністю розкладається та поновлюється у природі.

Проте природний матеріал має деякі суттєві недоліки, такі як зміна об'єму при зміні вологості, розсихання, деформування. Всі вони можуть бути певною мірою усунені у випадку застосування клеєної деревини, яка має ряд переваг. Клеєні дерев'яні конструкції (КДК) мають високу міцність і здатні перекривати великі відстані, а також мають мінімальну усадку та менші деформації. У порівнянні із аналогічними сталевими конструкціями клеєний брус має значно меншу власну вагу. При перекритті прольотів від 20 м можна скоротити витрати на будівництво до 30 %, оскільки КДК є у 3-5 разів легшими своїх

сталевих або залізобетонних аналогів, внаслідок чого знижуються затрати на фундаменти, а також підвищується швидкість будівництва за рахунок поставки на будівельний майданчик усіх необхідних елементів високої заводської готовності [49, 139].

Завдяки своїй високій міцності та природній красі конструкції з клеєної деревини відкривають перед дизайнерами й архітекторами надзвичайно широкі можливості. Сьогодні у розмовах з ними можна почути: «дерево – це новий бетон» [151]. Завдяки новим технологіям, захоплюючим інноваціям та методам обробки КДК дозволяють зводити будівлі і споруди таких форм і конфігурацій, які ще два десятки років тому було складно й уявити. Одночасно ці конструкції можуть виконувати несучу й огорожуючу функції. До того ж немає потреби у додаткових витратах на влаштування підвісних стель для облицювання такого каркасу, адже навіть відкриті конструкції мають надзвичайно привабливий зовнішній вигляд (рис. 1.1).



Рис. 1.1. Оформлення спортивного залу гімназії Regis Racine із використанням конструкцій з клеєної деревини, м. Дрансі, Франція

З огляду на поточні потреби оптимізації продукції з метою заощадливого використання ресурсів, виробництво клеєної деревини є одним з найбільш ресурсоефективних підходів до використання будівельних виробів із деревини. Але клеєна деревина це не новий продукт. Вперше її було використано в Європі на початку далеких 1890-х років. Однак широке застосування почалося лише через десятиліття, коли в 1901 році німецький тесляр і винахідник Карл Отто Фрейд Хетцер (Otto Hetzer) першим отримав патент на пряму балку, що складалась з кількох дошок, скріплених клеєм. У 1906 р., удосконаливши свою конструкцію, він отримав перший патент на вигнуту клеєну дерев'яну балку [184]. У перші десятиліття ХХ століття будівництво з використанням клеєного бруса поступово поширилося по всій Європі, відоме, як метод Хетцера. Цей метод був досить популярним до Першої світової війни, коли дефіцит казеїнового клею, який використовувався для склеювання, знизив застосування конструкцій з клеєної деревини.

У 1934 році технологія дісталася Північної Америки, коли Макс Ханіш (Max Hanisch), німецький архітектор і інженер, який працював з Хетцером на рубежі століть, емігрував в Сполучені Штати з наміром просувати технологію будівництва із застосуванням клеєної деревини в Америці [140]. Одними з перших споруд, споруджених за його участі в США, були новий шкільний спортзал у м. Пештиго та будівля лабораторії лісових продуктів – Forest Products Laboratory (FPL) в Медісоні, штат Вісконсін. Будівлю було остаточно виведено з експлуатації у 2010 році, але арки з клеєної деревини, що використовувалися у якості несучих конструкцій, залишилися цілими [169] (рис.1.2).

Позитивні результати випробувань таких конструкцій, проведені цією ж лабораторією в наступні роки, привели до широкого розповсюдження клеєної деревини в американському будівельному співтоваристві. Випробування продемонстрували велику міцність клеєних балок, а також довели, що деревина була більш вогнестійкою, ніж сталь і до того ж не такою дорогою.



Рис. 1.2. Інтер'єр будівлі лабораторії лісових продуктів (FPL), побудованої із застосуванням клеєної деревини у 1934/1935 рр.

Далі значний розвиток в індустрії клеєних дерев'яних конструкцій відбувся завдяки винайденню водостійких клеїв на основі синтетичних смол у 30-50-ті рр. ХХ ст. та був підкріплений будівельним бумом після Другої світової війни. Популярними стали фенол-формальдегідні, резорцинові та фенол-резорцинові клеї, які дозволили використовувати клеєний брус не лише у внутрішніх приміщеннях, а й назовні [184].

Виробництво клеєної деревини здійснюється практично однаковою способом незалежно від країни чи виробника. Як правило, використовується деревина хвойних порід. Найчастіше це ялина, сосна, модрина. Дошки висушуються до заданого рівня вологості, що знаходиться в межах 12% і сортуються відповідно до міцності. Елементи із значними вадами вилучаються, а готові до подальшої обробки дошки поєднуються в ламелі необхідної довжини за допомогою з'єднань на зубчатий шип. Після стругання такі ламелі склеюють між собою під великим тиском у пресі.

Різниця у вмісті води суміжних шарів дошок не повинна перевищувати 5%. Міцність клейового шва тоді буде оптимальною, а вміст води в готовій конструкції буде збалансований, що дозволить уникнути можливого розшарування у майбутньому [134].

Після остаточного висихання клею готовий елемент ще раз стругається, а також обрізається на потрібну довжину. Технологія виготовлення дерев'яних конструкцій шляхом пошарового склеювання дозволяє отримувати більш однорідний будівельний матеріал з більшою міцністю в порівнянні з суцільною деревиною. На рис. 1.3 схематично наведено виробничий процес із виготовлення елементів з клеєної деревини.

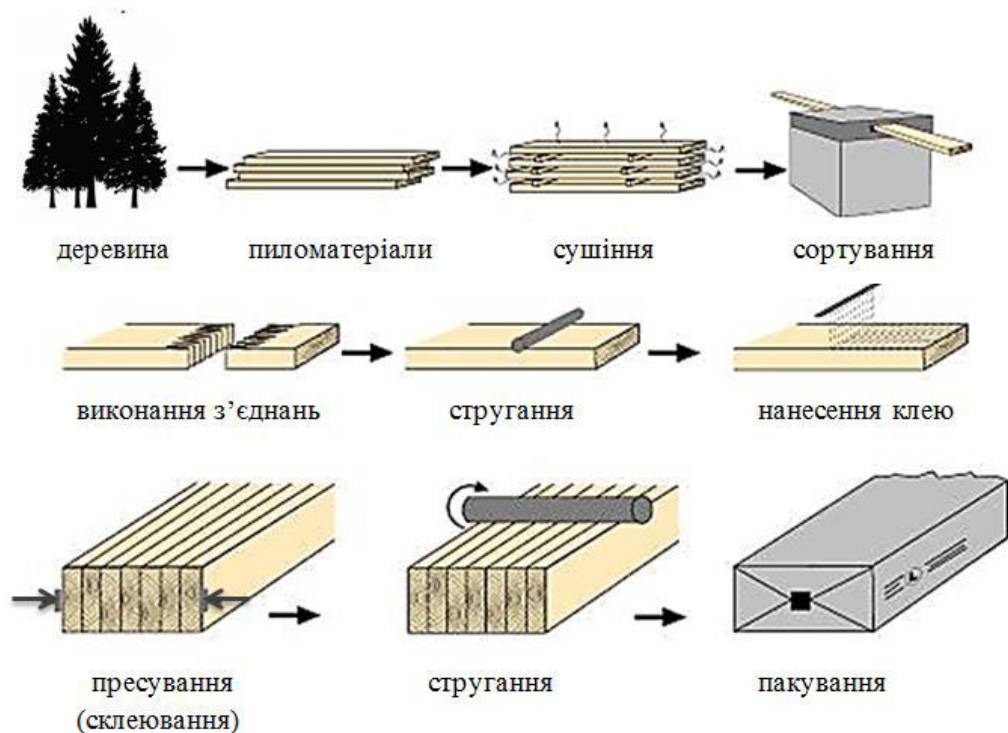


Рис. 1.3. Загальна схема виготовлення продукції з клеєної деревини

Процес склеювання (ламінування) дозволяє виготовляти елементи найрізноманітніших форм, від прямих балок до витончених вигнутих арок. Розмір, довжина та форма елементів з клеєної деревини обмежуються лише потужністю різних заводів-виробників або ж обмеженнями, що регулюють транспортування на будівельний майданчик.

При формуванні балки з клеєної деревини дошки з вищих сортів деревини застосовуються у місцях найбільших напружень, тобто зверху й знизу балки, а нижчі сорти можуть бути використані посередині, де напруження не є настільки критичними. Таке компонування дозволяє досить ефективно використовувати весь пиломатеріал. В даний час найбільш широко використовується у будівельних цілях така продукція з клеєної деревини як: клеєний брус (англ. glued laminated timber – Glulam), перехресно-ламінований брус (cross-laminated timber – CLT), ламінований шпон (laminated veneer lumber – LVL), ламінований пиломатеріал (laminated strand lumber – LSL) і паралельний пиломатеріал (parallel strand lumber – PSL) (рис. 1.4).

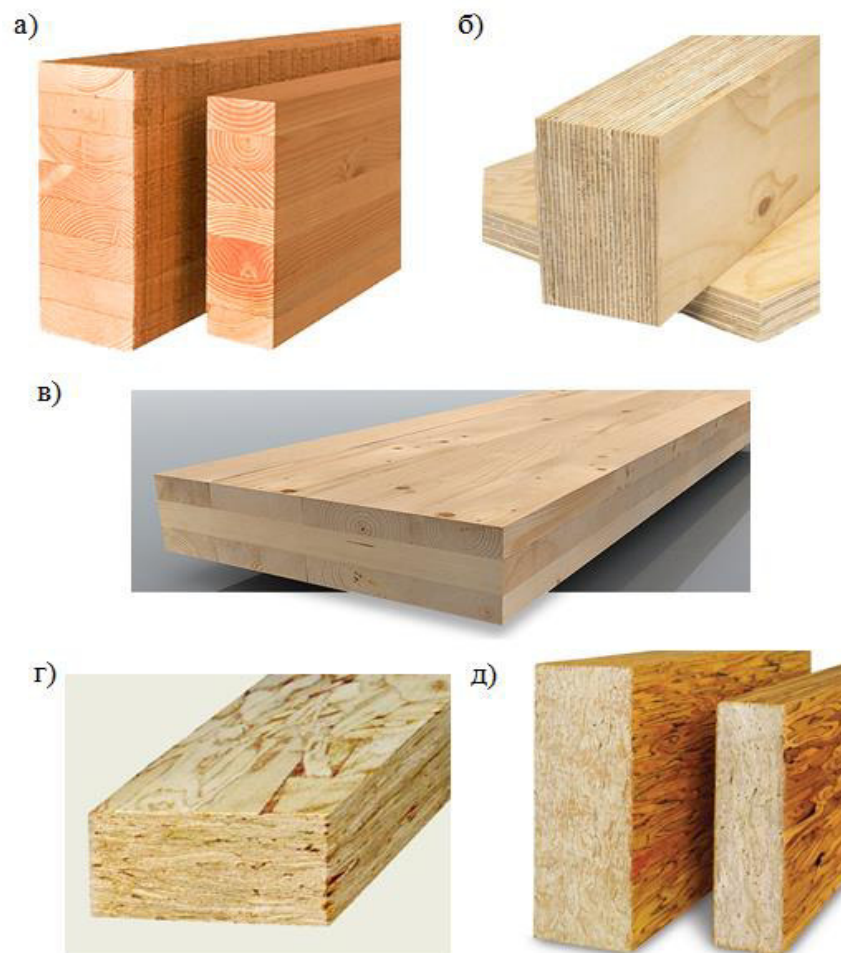


Рис. 1.4. Основні матеріали, що використовуються для виготовлення конструкцій з клеєної деревини:

- а) клеєний брус; б) ламінований шпон (LVL); в) перехресно-ламінований брус (CLT);
г) ламінований пиломатеріал (LSL); д) паралельний пиломатеріал (PSL)

Висока міцність і жорсткість роблять конструкції з клеєної деревини ідеальними для перекриття великих прольотів і відстаней без застосування проміжних колон, що є особливо привабливим для комерційного будівництва. Балки, рами, ферми, арки з клеєної деревини знайшли своє використання при перекритті таких приміщень, як гімназії, аудиторії, оздоровчі та спортивні споруди, криті басейни, торгові центри, аеропорти, павільйони, виставкові зали, тощо (рис. 1.5).

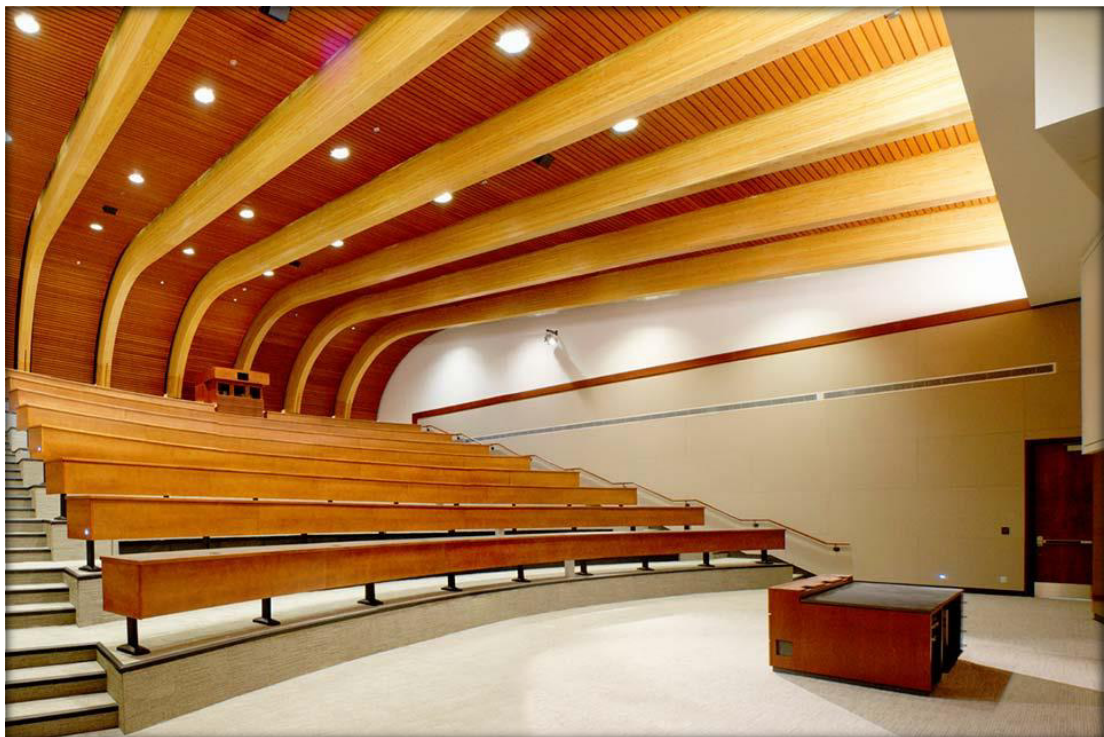


Рис. 1.5. Навчальна аудиторія «Sauder School of Business», виконана із застосуванням балок із гнукотклеєної деревини, м. Ванкувер

У 2018 році на Філіппінах було завершено будівництво терміналу 2 міжнародного аеропорту Мактан-Себу (Mactan–Cebu International Airport), у якому вперше в Азії несучі конструкції та конструкції покриття були повністю виконані із деревини (рис. 1.6). Загальний обсяг конструкцій із клеєної деревини – 4500 м³. В якості основних несучих конструкцій застосовувались арки із клеєної деревини прольотом 30 м. та висотою 15 м. [158].

Цікавий проект, що приніс архітекторам багато професійних нагород було виконано в регіональній лікарні «Credit Valley Hospital» у місті Міссісага, штат Онтаріо, Канада (рис. 1.7). До того ж він став справжнім подарунком і для



Рис. 1.6. Міжнародний аеропорт Мактан-Себу, Філіппіни



Рис. 1.7. «Credit Valley Hospital», м. Міссісага, Канада

пацієнтів лікарні. Саме їхні бажання враховував головний архітектор Тай Ферроу (Tye Farrow), проектне бюро якого спеціалізувалося на медичних закладах. Відтак, він прагнув зробити середовище, яке б відрізнялося від звичної лікарні готельного типу, а було близьким до природнього. Так виникла ідея у вигляді атриуму з дерев, що виконані з колон із клеєної деревини, які плавно розгалужуються у формі гілля, що в свою чергу підтримує конструкцію даху. Місця таких складних розгалужень виконані з допомогою кріплень на основі металевих пластин, проте ці пластини сховані всередині у вузлах, зберігаючи тим самим зовнішню цілісність конструкцій. Завершено проект було у ще 2004 році та й донині він залишається одним із найскладніших у всій Північній Америці, зведених із клеєної деревини. І навіть десять років потому не виникало потреби у будь-якому технічному обслуговуванні конструкцій [55, 156]. За своїм гуманістичним підходом, складними формами та інноваційними технологіями цей проект являє собою новий орієнтир у використанні інженерної деревини в будівельних цілях.

Клеєні конструкції, виготовлені з твердих порід деревини, добре підходять для будівництва мостів (рис. 1.8, рис. 1.9) та набережних споруд. Здатність деревини поглинати ударні сили від руху транспорту роблять її придатною для використання в таких спорудах [140].



Рис. 1.8. Велосипедний міст у м. Обердраубург, Австрія



Рис. 1.9. Пішохідний міст довжиною 96 м, м. Неккартенцлінген,
Німеччина

Значною перевагою КДК є те, що вони не піддаються корозії, а це дозволяє застосовувати їх у спорудах з хімічно агресивним середовищем таких, як будівлі тваринництва, сховища хімікатів, склади мінеральних добрив та кислот, а також у будівлях із високою вологістю таких, як басейни (рис. 1.10, рис. 1.11).



Рис. 1.10. Використання клеєної деревини у будівлях тваринництва

Такі конструкції, що оброблені засобами захисту, не потребуючи великих експлуатаційних витрат, прослужать довше залізобетонних і особливо металевих конструкцій. Доведено, що термін експлуатації КДК в агресивному середовищі досягає більш як 50 років, у той час як металеві конструкції прослужать близько 25 років. До того ж дерев'яну конструкцію потрібно лише раз у 5 років підфарбувати, тоді як металева потребує капітального ремонту [49].



Рис. 1.11. Басейн школи «City of London Freeman's School», м. Лондон

Сучасна щільна забудова міст вимагає будівництва висотних будівель, що, здавалося б, створює проблеми для застосування деревини, так як цей матеріал традиційно використовувався у невеликих будинках. Протягом десятиліть сталь і бетон настільки вкоренилися у комерційній нерухомості й висотному будівництві, здавалося, що ми ніколи не повернемося назад. Тим не менш, деревина поступово повертається у середні і висотні будівлі. Зростаюче визнання екологічних переваг деревини підживлює ренесанс в будівництві багатоповерхових споруд з її застосуванням.

Канадський архітектор й палкий прихильник дерев'яних хмарочосів Майкл Грін (Michael Green), проекти якого удостоєні багатьох премій,

перебуваючи у національному парку «Редвуд» у Каліфонії, де ростуть ліси із секвої – одного з найвищих дерев світу, дивлячись на них не з точки зору їх висоти в метрах, а в «поверхах» будівель, ставив просте питання – «чому ці дерева можуть досягати висоти 40-поверхової будівлі, а ми будуємо дерев'яні споруди переважно 3-4 поверхи висотою? Якщо дерева можуть рости настільки високими і міцними, то що заважає нам зводити будівлі такої ж висоти чи навіть більшої?» [151].

Справа в тому, що застарілі будівельні норми перешкоджають зведенню більш високих дерев'яних будівель і споруд у багатьох країнах і Україна в тому числі [61, 62]. Проте є винятки та й тенденції поступово, але впевнено змінюються.

Уже сьогодні експерти будівельної галузі погоджуються, що сучасна клеєна деревина є практично ідеальним матеріалом для зведення багатоповерхівок, адже вона більш екологічна ніж залізобетон, а завдяки відсутності схильності до корозії є ще й більш довговічною. Застосування КДК значно пришвидшує строки будівництва на відміну від бетону, який потребує додатковий час для набору своєї міцності. Проведені дослідження показали, що у випадку пожежі клеєні дерев'яні конструкції можуть зберігати несучу здатність протягом досить тривалого часу, оскільки вони обгоряють тільки ззовні, тоді як металеві конструкції досягають текучості у середньому у 5 разів швидше [49, 63].

На початку 2019 року у Норвегії в місті Брумундаль зусиллями скандинавської компанії «Moelven» [162] було завершено будівництво 18-ти поверхової дерев'яної будівлі загальною висотою 85,4 м, яка офіційно стала найвищою будівлею з деревини у світі (рис. 1.12).

Слід відмітити, що згідно інструкції міжнародної ради з висотних будівель (СТВУН), яка складає рейтинг найвищих споруд, будівлі вважаються дерев'яними тоді, коли вертикальні несучі структурні елементи й система перекриття виконані з деревини. При цьому каркас може містити з'єднувальні

елементи, наприклад такі як в'язі, з іншого матеріалу, а також залізобетонні плити, якщо вони покладені на дерев'яні балки та не є несучими.

Основним матеріалом з якого виготовлялись несучі колони, балки й розкоси будівлі був клеєний брус (glulam) загальним об'ємом 1500 м^3 . У той час як центральна ліфтова шахта, сходи та балконні плити були виконані із CLT-бруса об'ємом близько 500 м^3 . Повністю будівництво було завершено за 1,5 роки [175].



Рис. 1.12. Дерев'яна будівля «Мjøstårnet» висотою 85,4 м.
м. Брумундаль, Норвегія

Дерев'яна будівля, яка до цього вважалася найвищою, налічуючи, до речі, також 18 поверхів, знаходиться у Ванкувері, проте має висоту 53 м (рис. 1.13). Це будівля студентського гуртожитку «Brock Commons Tallwood House» Університету Британської Колумбії. Конструктивно вона складається із двох залізобетонних ядер в яких розташована сходові клітки, перекриттів із CLT-панелей та дерев'яних колон, з'єднаних між собою металевими деталями. Каркас будівлі разом з фасадом із навісних панелей було зібрано за 70 днів.



Рис. 1.13. «Brock Commons Tallwood House» м. Ванкувер, Канада

Найвищою дерев'яною будівлею Австралії та однією з найвищих дерев'яних офісних у світі стала будівля «25 King» у місті Брісбен (рис.1.14), побудована у 2018 році. Налічує вона 10 поверхів загальною висотою 45 метрів. Перший поверх та фундаменти виконані із бетону з метою з метою захисту від вологи, а також шкідників, що поширені в цих широтах та можуть пошкодити дерев'яні конструкції. Колони та балки перекриття наступних поверхів виконані з клеєного бруса, тоді як підлоги, ліфтові шахти та сходові клітки – із CLT панелей. Будівництво було здійснено за 15 місяців [13].



Рис. 1.14. Офісна будівля «25 King», м. Брісбен, Австралія

Таким чином, деревина знаходить своє застосування й у висотному будівництві і наведені приклади далеко не поодинокі. Будівництво з деревини – швидке, нескладне та точне, що, зважаючи на малу вагу цього поновлюваного будівельного матеріалу, надає переконливі аргументи на користь його використання у порівнянні зі звичними методами будівництва.

1.2. Дослідження роботи згинальних елементів з клеєної деревини

На даний час роботі конструкцій із суцільної та клеєної деревини на згин, як одного з найпоширеніших видів роботи дерев'яних елементів, присвячена дуже велика кількість різного роду досліджень, що були виконані, в основному, протягом останнього століття. Проте єдиної спільної думки який же

напружено-деформований стан виникає у розрахунковому перерізі згинального елемента у перед граничному чи граничному стані немає й досі.

Було проведено багато робіт по визначенню несучої здатності дерев'яних балок в умовах складного напружено-деформованого стану [4, 43, 50, 53, 59, 66, 80, 82, 83, 98, 99, 100], при визначенні напружень за статичних короточасних навантажень [8, 48, 64, 81, 102, 114, 118, 132] та при довготривалих навантаженнях [65, 74, 96, 103, 126].

При роботі на згин в поперечному перерізі дерев'яного елемента виникають нормальні напруження стиску та розтягу і дотичні напруження сколювання. Стиснута та розтягнута зони розмежовані перехідною зоною, так званою нейтральною лінією, чи вірніше площиною, де нормальні напруження рівні нулю, зате дотичні напруження в цьому місці досягають своїх максимальних значень. Напруження ж стиску та розтягу досягають своїх максимальних і взаємно протилежних значень у найвіддаленіших від нейтральної лінії волокнах, відповідно на верхній та нижній гранях балки. Нині прийнято, що нейтральна площина проходить посередині висоти дерев'яного бруса впродовж всього процесу завантаження.

При дослідженні межі несучої здатності дерев'яних конструкцій на згин неодноразово було підтверджено, що вона істотним чином залежить від різних факторів.

Ще в середині минулого століття Белянкін Ф. П. [7] та Бойко М. Д. [9] проводили дослідження по роботі деревини на згин за дії різних температурно-вологісних режимів. Випробовувались дослідні зразки розмірами 20x20x300 мм. Результати випробувань підтвердили, що при збільшенні вологості або зростанні температури несуча здатність дослідних зразків падала і навпаки при зниженні температури збільшувалась.

М. Е. Каган [45] при дослідженні того, як впливає вологість на релаксацію напружень в гнутих дерев'яних елементах встановив, що затухання початкових деформацій, які розвивалися в процесі гнуття, залежить не лише від часу витримки таких елементів в умовах постійних деформацій чи величини

початкового навантаження, а й від їх вологості. Також було встановлено, що зниження модуля пружності залежить від тривалості витримки елементів в умовах постійних деформацій та від вологості деревини. Під час процесу релаксації деревини модуль пружності знижувався прямо пропорційно до підвищення рівня вологості. При збільшенні вологості до точки насичення релаксація напружень постійно зростала.

Вивчалась робота клеєної деревини під впливом вологості, температури, агресивних середовищ [9, 12, 45, 86, 101]. Досліджувались різні види клеїв при різній товщині клейових швів [1, 14]. У результаті встановлено, що максимальна міцність дослідних зразків досягала при товщині шва близько 0,15 мм, при цьому приблизно половина балок зруйнувалась саме по шву при досягненні температури 80°C. Також було отримано висновки, що підвищена вологість, або ж тривала дія води, чи дія агресивних речовин таких, як азотна, сірчана, соляна кислоти знижує короткочасну міцність згинальних дерев'яних елементів.

Тривалість прикладення навантаження також впливає на міцність деревини. Численні дослідження були проведені по дослідженню даного фактору з урахуванням також впливу температури й вологи при різних режимах навантажень. [10, 11, 41, 42, 47, 54]. Результати випробувань показують, що тривала міцність елементів з цільної та клеєної деревини є практично однаковою, до того ж міцність клеєних балок визначається лише міцністю самої деревини, а не міцністю клейових швів.

Суворе дотримання технології виготовлення та застосування клеїв для склеювання дерев'яних конструкцій впливає на їх тривалу експлуатацію. За кордоном висока міцність клейових з'єднань забезпечується застосуванням резорцинових клеїв та підвищених вимог до них, так як саме вони не утворюють крихкого шару модифікованої деревини поблизу клейового шва.

Дослідження роботи дерев'яних балок, виготовлених із застосуванням різних видів клеїв проводив А. С. Прокоф'єв [74, 75]. Згідно експерименту 15-метрові балки пролітної будови мостів експлуатувалися протягом 12-16 років в

умовах жорстких температурно-вологісних впливів за статичних тривалих та рухомих динамічних навантажень. Висновки автора в результаті спостережень, підтвержені офіційними актами обстежень, доводять, що саме конструкції виготовлені на резорцинових клеях не мали жодних серйозних дефектів клейових з'єднань на відміну від інших клеїв.

Авторами робіт [52, 128, 186] порушувалось питання про вплив кількості ламелей, тобто кількості шарів дошок у клеєних балках, на їх загальну міцність та модуль пружності. Всі вони прийшли до висновку, що збільшення числа ламелей, а отже й кількості клейових швів приводить до збільшення міцності балок та їх модуля пружності.

Згідно досліджень Хухрянського П. Н. [104] деформації розтягу волокон розвиваються практично до самого моменту руйнування і мають пружний характер. У стиснутій зоні балок деформування проходить також за рахунок пружних деформацій та деформацій пластичних, які є незворотними.

У роботах [163, 164] досліджувались процеси деформування найбільш напружених волокон та вимірювання прогинів клеєних дерев'яних балок, які доводились до руйнування. Було відмічено, що спочатку залежність деформацій від навантаження є лінійною, а починаючи з рівня навантажень близько 80 % від руйнівного графік починає викривлятися. Прогини при цьому починають помітно збільшуватись та з'являються перші ознаки руйнування такі, як потріскування та виникнення складок у стиснутій зоні балок.

Спеціальну методику випробувань на згин розробив та провів Белянкін Ф. П. [6]. Спочатку він дослідив межі тривалого опору різних порід деревини, а далі встановив, що при певному рівні напружень, який перевищує границю довготривалого опору R_{mp} , деформації деревини з часом не затухають, а приводять до руйнування згинального елемента. Тоді як при напруженнях, що не досягли R_{mp} деформації затухають і згинальний елемент не руйнується.

Особливістю деревини, характерною для всіх порід, являється анізотропія її міцнісних властивостей. Для елементів як з цільної так клеєної деревини вона проявляється у тому, що зі зміною дії напрямку зусилля по відношенню до

напрямку розташування волокон, змінюється відповідно і межа міцності (на стиск, розтяг або на сколювання). Анізотропія межі міцності на розтяг виражається сильніше, аніж на стиск [2, 3].

Вплив притаманних деревині природних пороків, таких як сучки, на роботу згинальних елементів було проаналізовано В. Г. Свеницьким [79]. Згідно його висновків міцність елемента значно знижується при наявності сучків у розтягнутій зоні та дещо менше залежить від їх наявності у стиснутій.

Нині розрахунки дерев'яних конструкцій, як із цільної, так і клеєної деревини на згин, згідно діючих норм проектування різних країн проводять за методом граничних станів, що передбачає пружну роботу деревини та базується на наступних тезах:

- деревина в своїй роботі є абсолютно пружним матеріалом;
- розподіл напружень по висоті перерізу згинального елемента є прямолінійним;
- модулі пружності у розтягнутій та стиснутій зонах рівні;
- положення нейтральної площини впродовж завантаження не змінюється;
- прийнято поняття міцності деревини на згин.

Проте дані положення згідно досліджень [20] не зовсім відповідають реальній роботі згинальних елементів. Враховуючи той факт, що міцність деревини на розтяг у два рази більша ніж на стиск, шляхом експериментальних досліджень встановлено, що при рівності деформацій, яка спостерігається у розтягнутих і стиснутих волокнах балки, напруження в них виникають різні, а нейтральна площина внаслідок цього зміщується в сторону розтягнутої зони. До того ж, через меншу міцність, перші руйнування при згині розпочинаються у стиснутій зоні шляхом утворення складок, які візуально часто важко помітити, проте критичне руйнування зразка проходить саме у розтягнутій зоні шляхом розриву крайніх нижніх волокон деревини.

Крім того досліди показують, що у стиснутій зоні згинального елемента деревина працює не лише пружно, а й проявляє пластичну складову майже з початком завантаження [27]. Значною мірою це проявляється тоді, коли

напруження у крайніх верхніх стиснутих волокнах досягають величини, що відповідає міцності деревини на стиск. У цьому стані деформації зростають навіть при постійному навантаженні. При подальшому завантаженні зростатиме й висота зони пластично-деформованих волокон та проходитиме швидке зміщення нейтральної осі в бік розтягнутої зони. Це відбуватиметься до того моменту, поки напруження в розтягнутій зоні не досягнуть величини, яка відповідає короткочасному опору деревини на розтяг і тільки тоді відбудеться остаточне руйнування зразка.

Таким чином роботу згинальних елементів з урахуванням вищезазначених тезисів Гомон С. С. пропонує описати чотирма наступними стадіями роботи деревини (рис. 1.15).

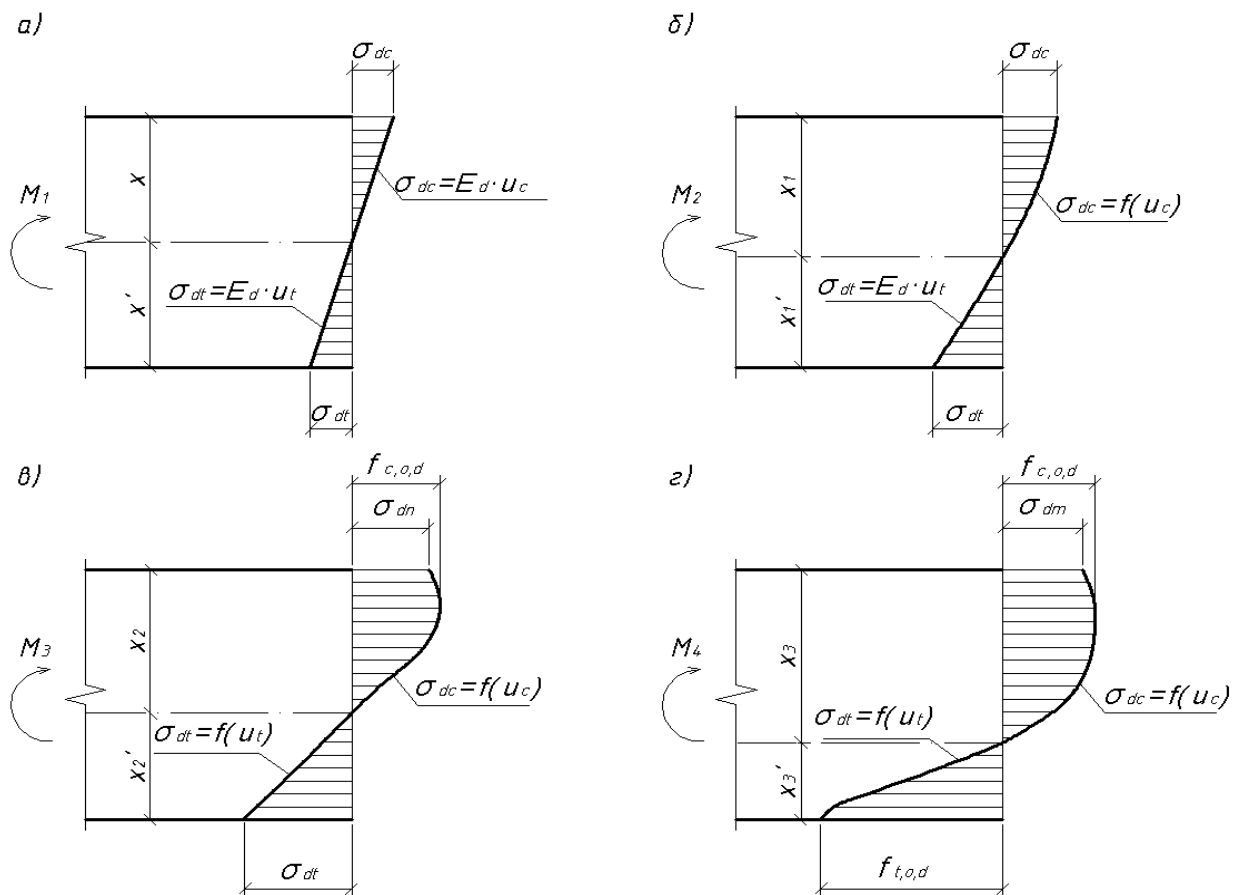


Рис. 1.15. Стадії напружено-деформованого стану згинальних елементів

а – I стадія; б – II стадія; в – III стадія; г – IV стадія

Згідно рис. 1.15:

- I стадія – коли елемент працює без складок в стиснутій зоні за напружень $\sigma_{c,d} = E \cdot u$;
- II стадія – елемент працює без складок в стиснутій зоні за напружень $\sigma_{c,d} = f(u)$, тоді як в розтягнутій зоні при $\sigma_{t,d} = E \cdot u$;
- III стадія – в стиснутій зоні виникають і розвиваються складки, в деревині у стиснутій та розтягнутій зонах розвиваються напруження $\sigma = f(u)$;
- IV стадія – руйнування згинального елемента, що відбувається за напружень $\sigma = f(u)$.

У свою чергу напруження в нормальному перерізі дерев'яних балок пропонується обчислювати згідно двох функцій [29]:

$$f_1(u) = \sigma_{t,d} = E \cdot u_{t,d}, \quad (1.1)$$

$$f_2(u) = \sigma_{c,d} = k_1 \cdot u_{c,d} + k_2 \cdot u_{c,d}^2, \quad (1.2)$$

де E - модуль пружності деревини за розтягу;

$f_1(u)$ - напруження розтягнутої зони;

$f_2(u)$ - напруження стиснутої зони.

$u_{t,d}$ - відносні деформації за розтягу деревини;

$u_{c,d}$ - відносні деформації за стиску деревини;

k_1, k_2 - коефіцієнти поліному;

Функція (1.1) описує напруження дерев'яної балки в розтягнутій зоні та є прямолінійною, а функція (1.2) – напруження в стиснутій зоні і є криволінійною. Коефіцієнти k_1, k_2 знаходяться за формулами:

$$k_1 = \frac{2 \cdot f_{c,o,d}}{u_{c,fin,d}}, \quad (1.3)$$

$$k_2 = -\frac{f_{c,o,d}}{u_{c,fin,d}^2}, \quad (1.4)$$

де $f_{c,o,d}$ – розрахункове значення міцності на стиск вздовж волокон;

$u_{c,fin,d}$ – повні відносні деформації за стиску деревини вздовж волокон.

Для порівняння слід зазначити, що згідно чинних вітчизняних норм [32] пропонується розрахунок на згин вести виходячи із таких умов:

– за нормальними напруженнями

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1, \quad (1.5)$$

де $\sigma_{m,y,d}$ – розрахункове напруження згину;

$f_{m,y,d}$ – розрахункове значення міцності при згині.

– на сколювання

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1, \quad (1.6)$$

де τ_d – розрахункове напруження сколювання;

$f_{v,d}$ – розрахункове значення міцності на сколювання;

– перевірка стійкості плоскої форми деформування згинальних елементів

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}} \leq 1, \quad (1.7)$$

де k_{crit} – коефіцієнт, що враховує втрату стійкості плоскої форми деформування;

– за деформаціями

$$w \leq w_{fin}, \quad (1.8)$$

де w – прогин згинального елемента;

w_{fin} – граничний прогин згинального елемента.

Розрахункове напруження згину обчислюється:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_{y,d}}, \quad (1.9)$$

де $M_{y,d}$ – розрахунковий згинальний момент;

$W_{y,d}$ – розрахунковий момент опору поперечного перерізу.

Проте, як було зазначено вище це не зовсім коректно і часто внаслідок таких розрахунків у конструкціях закладається запас несучої здатності більше, ніж у 1,5-2 два рази, а питань по економічності прийнятого перерізу чинні норми не ставлять взагалі.

1.3. Дослідження роботи конструкцій з клеєної деревини, армованих сталевую арматурою

Здавалося б, армування будівельних конструкцій це річ притаманна, а головне необхідна саме залізобетонним елементам, оскільки таким чином компенсується їх погана робота на розтяг. І, аж ніяк, дерев'яні конструкції у яких, навпаки, міцність розтягнутої зони у два рази вища, ніж міцність стиснутої, не потребуватимуть армування. Проте поцікавившись даним питанням можна знайти надзвичайно велику кількість прикладів того, як арматура успішно застосовується у дерев'яних конструкціях, що переважно працюють на згин, для збільшення їх жорсткості та несучої здатності. Нині багато досліджень з даного питання проведено по всьому світі.

Більш відомим та дослідженим нині є армування дерев'яних конструкцій саме сталевую арматурою. Перші спроби такого армування були проведені з використанням металевих кріплень, сталевих стержнів, канатів, алюмінієвих пластин, тощо (рис. 1.16).

Ще на початку минулого століття був відомий метод коли металеві пластини затискалися між двома балками, так що разом вони працювали як одне ціле, проте відсутність надійних засобів з'єднання металу з деревиною а також труднощі, пов'язані з виготовленням таких армованих конструкцій не дозволяли на той час широко їх використовувати і досліджувати.

У 1926 р. німцем А. Фішером [15] була здійснена перша спроба армування дерев'яних балок та колон сталевими прутами, шляхом закріплення їх у пазах несучих конструкцій за допомогою спеціальної мастики, складу якої автор, щоправда, не вказував.

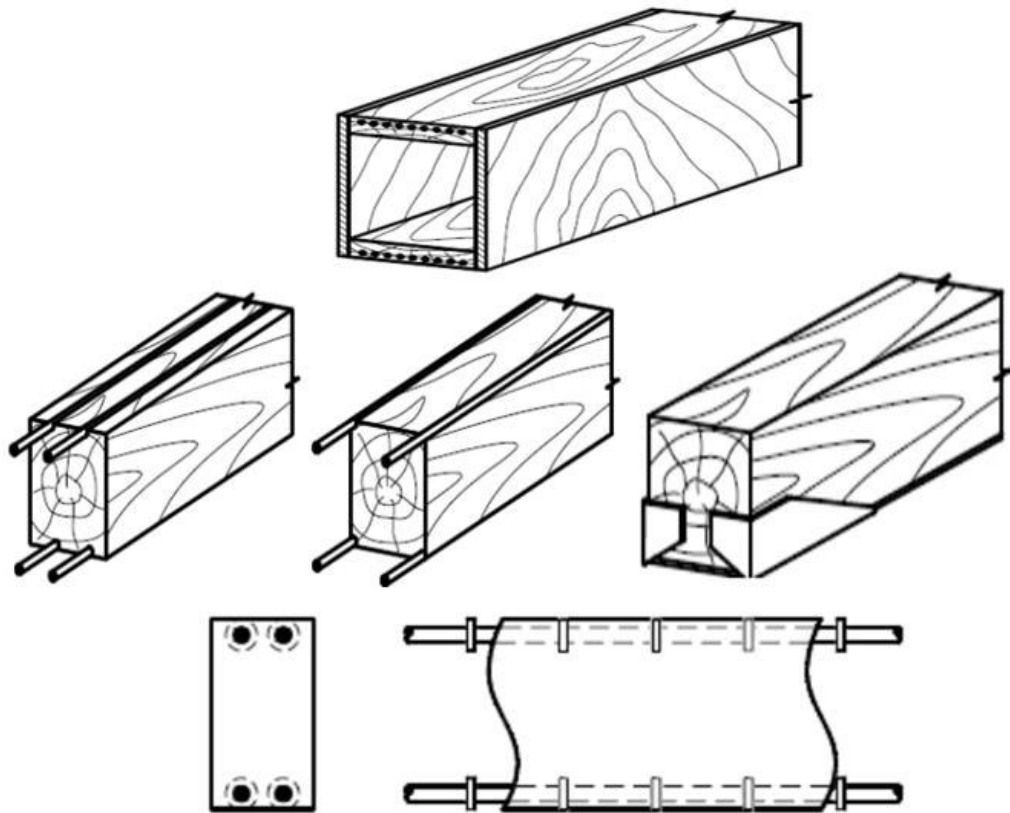


Рис. 1.16. Перші армовані дерев'яні конструкції

Спроба застосувати сталь більш раціонально була здійснена Х. Гранхольмом (1954 р.) [146]. Він розміщував сталеві стержні у пазах, вирізаних у верхній і нижній гранях дерев'яних конструкцій. Вклеювались стержні вже за допомогою епоксидних та фенолформальдегідних клеїв. Під його керівництвом шведська фірма «ABN Tohnson» налагодила випуск широкого асортименту клеєних армованих балок понад 40-ка типорозмірів. Далі з появою ширшого асортименту клеїв, які використовувались для кріплення арматури, дослідження пішли у більших масштабах.

Значні за своїми обсягами випробування армованих балок із суцільної та клеєної деревини, проведені ще радянськими вченими та й дослідниками інших країн, в основному у другій половині минулого століття дозволили встановити певні закономірності, отримані в результаті підсилення:

- ефект від підсилення є тим більшим, чим кращим є зчеплення арматури з деревиною;

- найбільш ефективним є подвійне армування балок, при якому арматура розміщується і в стиснутій і розтягнутій зонах;
- при армуванні конструкцій арматурою періодичного профілю досягаються показники міцності у 1,5-2 рази вищі порівняно з неармованими зразками чи армованими гладкою арматурою;
- значення коефіцієнта армування перерізу раціонально приймати в межах $\mu = 1,2...3,5\%$;
- ще більшого ефекту від армування можна досягти за рахунок попереднього напруження арматури, проте цей процес є значно більш трудомістким та затратним;
- руйнування дерев'яних балок з подвійним армуванням переважно відбувається не від нормальних напружень посередині прольоту, а від дотичних напружень під кутом до волокон поблизу опор.

Авторами [108] була отримана формула, яка дозволяла отримувати оптимальний коефіцієнт армування виходячи з умов рівноміцності балки по нормальних і дотичних напруженнях наступним чином:

$$\mu_{opt} = \frac{1}{2n} \left(\frac{1}{h} \frac{R_{ck}}{R_u} - 1 \right) \quad (1.10)$$

Побудувавши згідно формули (1.10) графік залежності коефіцієнта армування від відношення h/l можна отримати криву, що буде границею двох областей, одна з яких знаходиться нижче і вказує на параметри μ та h/l , при яких руйнування балки очікується по похилих перерізах на опорі, а інша – вище кривої, показує що балка ймовірно зруйнується від нормальних напружень посередині прольоту. Ті точки, які власне належать кривій передбачають однакову можливість руйнування тим чи іншим шляхом.

Інтенсивне використання дерев'яних армованих конструкцій пов'язане з потребою в легких ефективних конструкціях у будівництві, зокрема для

сільського господарства, відбулося у 60-70-х рр. та супроводжувалося рядом досліджень [44, 51, 58, 77, 89, 106, 107, 127, 155].

Проводились також випробування, що ставили за мету мінімізувати витрати сталі при армуванні клеєних дерев'яних конструкцій. Авторами В. Ю. Щуко [107] та Е. А. Смирновим [84] були запропоновані рішення по армуванню дерев'яних балок не на всю, а на частину довжини конструкцій. У результаті їх досліджень було встановлено, що найперспективнішими являються балки, армовані в розтягнутій зоні на всю довжину прольоту, а в стиснутій – на частину довжини (рис. 1.17а). У такому випадку локальні напруження, що виникають в місцях обриву арматури стиснутої частини практично ніяким чином негативно не впливають на досягнення конструкцією граничного стану, на відміну від випадку із обривом арматури у обох зонах (рис. 1.17б).

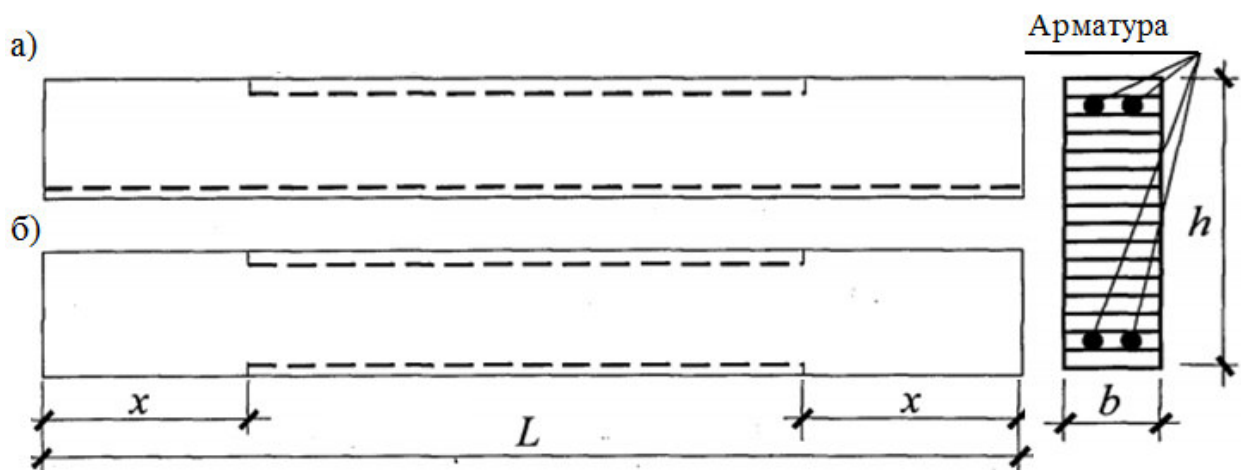


Рис. 1.17. Армування дерев'яних балок на частину довжини:

- а) з обривом арматури лише у стиснутій зоні; б) з обривом арматури у стиснутій і розтягнутій зонах

Подальші дослідження проведені ними у цьому ж напрямку, по раціональному розміщенню арматури в перерізі, здійснювалось із урахуванням траєкторії головних розтягуючих деформацій шляхом вигину сталевих стержнів у сторону стиснутої зони (рис. 1.18). Таким чином також забезпечувалась міцність приопорних ділянок на дію зсувних зусиль.

Результати засвідчили, що міцність зразків із даним розміщенням арматури збільшується на 10-15% порівняно із балками з традиційним армуванням за рахунок підсилення опорних зон, тоді як деформативність знижується на 6-8%. До того ж зусилля, що виникали у відігнутих частинах стержнів були майже в три рази менші ніж в поздовжній арматурі по середині прольоту, а кількість арматури в зоні розтягу була достатньою, щоб її відігнута частина могла повною мірою сприйняти дотичні напруження в приопорних ділянках.

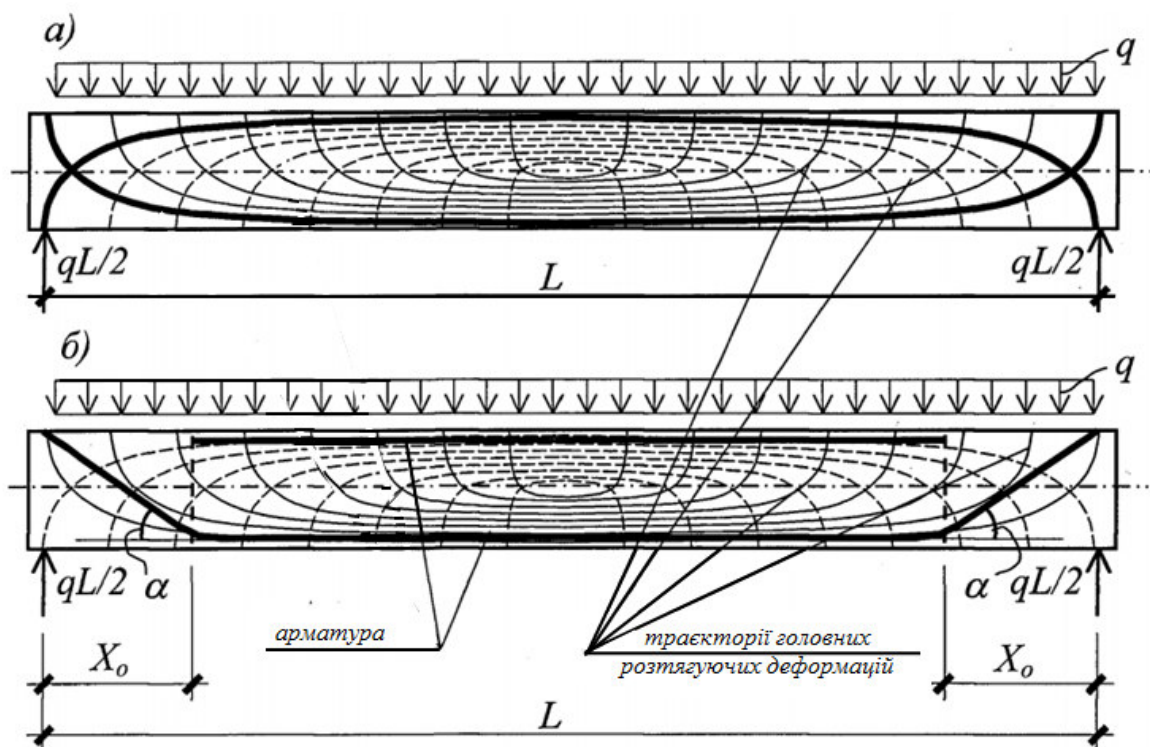


Рис. 1.18. Балки з раціональним армуванням: а) лінії дії головних деформацій; б) розміщення арматури

У 1966-1970 рр. було проведено перші дослідження роботи дерев'яних армованих конструкцій під дією довготривалого навантаження, адже саме в таких умовах працює переважна більшість із них при реальній експлуатації. Згідно досліджень [105, 106] армовані дерев'яні балки прольотом 2,7 м проявили значно меншу деформативність в часі порівняно з аналогічними неармованими зразками. Крім того був помічений перерозподіл зусиль, що

свідчив про збільшення напружень в арматурі та відповідне зменшення в деревині, а це дозволило прийти до висновку про якісно позитивний вплив армування в умовах довготривалого завантаження. В подальшому даному питанню були присвячені роботи [46, 56, 57, 87, 88, 119].

Згідно результатів таких випробувань було отримано висновки, що деформативність армованих дерев'яних балок при тривалій дії навантаження збільшується, проте на 15-20% є меншою ніж в аналогічних неармованих зразках. Унаслідок перерозподілу зусиль, викликаного повзучістю деревини через тривалу дію навантаження, напруження в арматурі збільшуються до 25%, а в деревині відповідно зменшуються, однак загалом це позитивно впливає на надійність конструкцій. Модуль пружності деревини під тривалим навантаженням зменшується на 20...25% порівняно з початковим. Характер руйнування досліджуваних армованих зразків внаслідок тривалої дії майже не відрізняється від руйнування при короткочасному навантаженні.

З'єднання арматури з деревиною за допомогою епоксидних клеїв повною мірою забезпечує їх сумісну роботу від початку завантаження й до руйнування. До того ж багатьма дослідженнями було встановлено, що ефективним для вклеювання сталеві арматури є саме клей на основі епоксидних смол [1, 14, 106, 107], наповнювачами до якого можуть виступати пісок, цемент, каолін, тальк. Тому двокомпонентний епоксидний клей використано у нашій дисертаційній роботі.

Більш сучасні дослідження також підтверджують позитивні результати від використання сталеві арматури, пропонуючи при цьому різні способи її закріплення. Авторами [5] проводились дослідження з підвищення несучої здатності суцільних дерев'яних балок армованих зовнішньою стрічковою арматурою. Дерев'яні балки розмірами 100×150×1900 мм підсилювались металевими смугами 40×4 мм, які розміщувались у пазах симетрично на верхній та нижній гранях. Всього було випробувано чотири серії балок, одна включала неармовані зразки, інші передбачали різні способи закріплення арматури в пазах. У результаті було встановлено, що запропоноване армування дозволило

збільшити, як жорсткість, так і несучу здатність дерев'яних балок у 2-2,5 рази. Руйнування армованих зразків проходило від розриву волокон розтягнутої зони, проте не супроводжувалося раптовим фізичним руйнуванням завдяки наявності арматури.

Таким чином, бачимо широкі можливості щодо використання сталеві арматури для підсилення деревини, проте нині на ринку з'являються нові матеріали, що впевнено витісняють метал в якості армуючого матеріалу для дерев'яних та й інших видів конструкцій.

1.4. Армування дерев'яних конструкцій композитними матеріалами

Новими матеріалами для армування дерев'яних конструкцій стали різного роду композити, які являють собою штучно створені суцільні неоднорідні матеріали, що складаються із пластичної основи (матриці), до якої включені наповнювачі (армуючі елементи). Найбільш поширеними й різноманітними є композити з полімерною матрицею. Використання матеріалів саме на її основі добре зарекомендувало себе, зокрема у авіаційній та космічній галузях, оскільки дає значний економічний ефект у вазі при високій міцності. Крім того, можуть бути композити з керамічною або металевою матрицею. Щодо наповнювачів, то залежно від їх виду розрізняють композити волокнисті або ж дисперсні. У першому випадку у якості армуючого елементу виступають надзвичайно тонкі й міцні волокна (арамідні, вуглецеві, базальтові, скловолокна та ін.), а в іншому – сипучі частинки (рис. 1.19). Волокнисті композити з полімерною матрицею називають також армопластиками (англ. FRP – Fiber-Reinforced Polymer).

Волокна та матриця діють взаємодоповнюючи одне одного та забезпечуючи бажані властивості обох компонентів. Завдяки своїй високій міцності та жорсткості волокна сприймають навантаження, накладені на

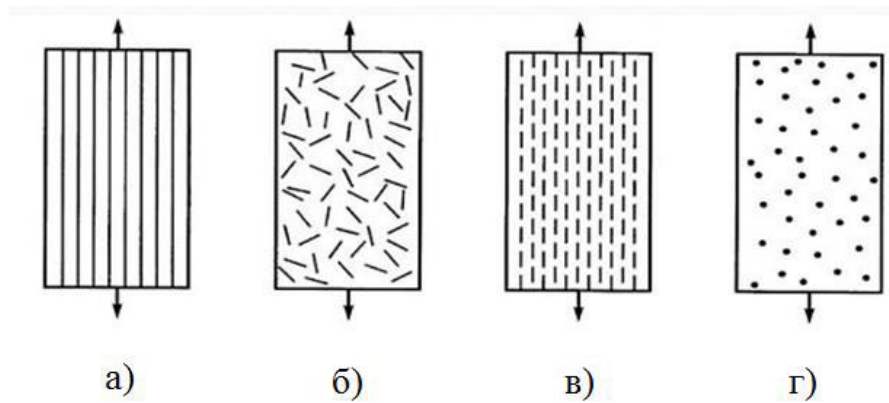


Рис. 1.19. Структура волокнистих – (а), (б), (в) та дисперсних – (г) композитних матеріалів

композит, а матриця – в'язучий матеріал (як правило, це полімерна смола, що складає 30-40% композитного матеріалу), не має жодного впливу на міцність, проте утримує систему разом та розподіляє навантаження на всі волокна рівномірно. Більшість полімерних смол слабкі при випробуванні на розтяг, але вони надзвичайно жорсткі та ковкі, в той час як тонкі волокна мають високу міцність на розрив, але чутливі до пошкоджень [123].

Виготовлення вуглепластиків проходить шляхом введення волокон у відповідні полімерні матриці. Процеси виробництва можуть відрізнятися залежно від необхідних властивостей кінцевого продукту.

Основний процес (рис. 1.20) зазвичай включає в себе протягування безперервних волокон через смоляну ванну, змішану з каталізатором, а потім через формувальні пристрої, де вони набувають бажану форму і де видаляється надлишок смоли. Потім вони пропускаються через нагріту пресформу, яка відповідає за форму та обробку кінцевого продукту. Смола полімеризується в процесі застигання. Цей безперервний процес забезпечує однорідну консистенцію по всій довжині, виключаючи слабкі ділянки. Профілі, виготовлені за допомогою цього методу, можуть конкурувати з традиційними металевими за своєю міцністю та невеликою вагою.

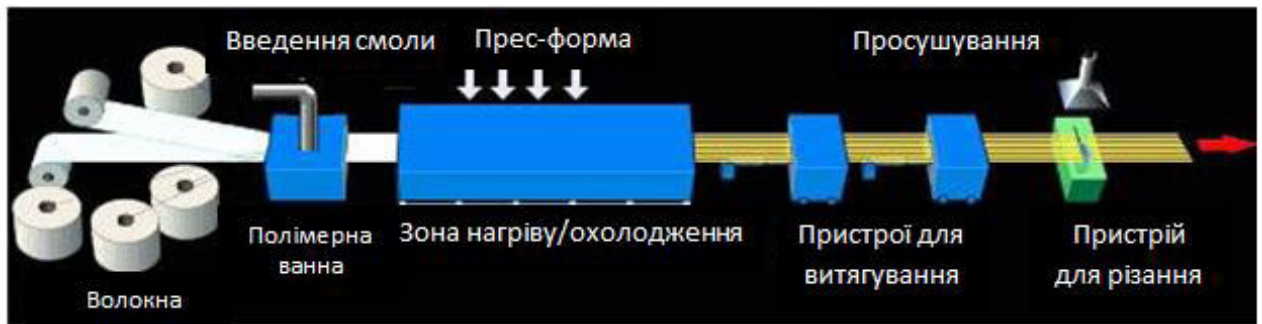


Рис. 1.20. Схема виготовлення композитної арматури

Із вищезазначеного випливає ряд переваг композитів:

- ✓ висока міцність (до 3500 МПа);
- ✓ високий модуль пружності (130...240 ГПа);
- ✓ висока хімічна стійкість та стійкість до корозії;
- ✓ довговічність;
- ✓ електрична нейтральність;
- ✓ хороший опір повзучості;
- ✓ низький коефіцієнт теплового розширення;
- ✓ невелика вага.

До основних недоліків можна віднести відносно високу ціну таких матеріалів, анізотропію властивостей, низьку вогнестійкість (до 600°C), низьку ударну в'язкість [71].

Однак саме завдяки своїм позитивним властивостям вони широко стали використовуватись у найрізноманітніших галузях, не виключенням стало й будівництво.

Отже, найбільшого поширення набули три види композитної арматури, виготовленої на основі:

- 1) скловолокон (GFRP – Glass Fiber-Reinforced Polymers);
- 2) вуглецевих волокон (CFRP – Carbon Fiber-Reinforced Polymers);
- 3) базальтових волокон (BFRP – Basalt Fiber-Reinforced Polymers).

Можливими варіантами, проте менш поширеними є арматура на основі арамідних, кевларових і навіть органічних волокон, таких як джут, бавовна тощо.

Нині, завдяки своїм властивостям та невеликій вартості на ринку переважає склопластикова композитна арматура, яка поставляється, в основному, у вигляді стержнів періодичного профілю [97, 109]. В нашій же роботі ми зупинилися на варіанті композитної арматури на основі вуглецевих волокон, яка буває різної форми (рис. 1.21), зокрема, виготовляється у вигляді стрічки та добре підходить до запропонованого нами варіанту зовнішнього армування розтягнутої зони.

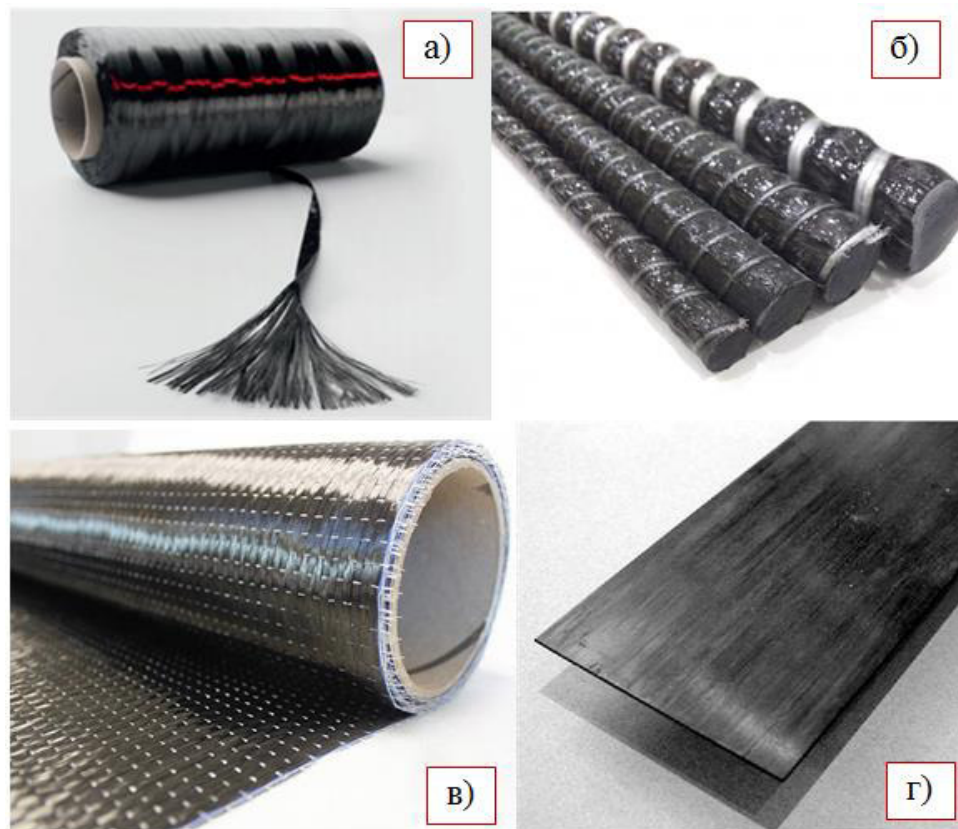


Рис. 1.21. Загальний вигляд вуглецевих волокон (а) та композитна арматура на їх основі у формі стержнів (б), полотна (в), стрічки (г)

Досліджень по вивченню роботи тої чи іншої композитної арматури в складі клеєних дерев'яних конструкцій з'являється дуже багато, зокрема багато закордонних, що в свою чергу свідчить про нерозкритий потенціал даних матеріалів. В основному ці дослідження виконані протягом кількох останніх десятиків років, хоча історія впровадження композитної арматури не така вже й нова.

Ідея створення неметалевої високоміцної арматури й вивчення її властивостей була започаткована ще в 60-х рр. минулого століття. Її запровадження було пов'язане із застосуванням армованих конструкцій до відповідальних споруд, що експлуатувались у агресивних середовищах, де піддавалась корозії звичайна сталева арматура. Також виникала потреба у конструкціях з антимагнітними та діелектричними властивостями. Завдяки прискореному росту хімічної промисловості практичне вирішення зазначених задач стало можливим у кількох передових технічно розвинених на той час країнах (США, СРСР, Японія, Німеччина), де почали проводитись відповідні дослідження.

Спочатку з'явилась склопластикова арматура і застосовувалась вона переважно в бетонних конструкціях, а в 1975 р. згідно проекту Хабаровського політехнічного інституту було зведено перший у світі клеєний дерев'яний міст довжиною 9 метрів, балки якого були армовані чотирма попередньо напруженими пучками зі склопластикових стержнів діаметром 4 мм. У Німеччині дану арматуру почали використовувати на початку 80-х років, а в 1986-1988 рр. в Японії були збудовані мости в яких використано вже вуглепластикову арматуру.

Численні дослідження підтверджують позитивні результати від застосування склопластикової [111, 116, 117, 125, 130, 135, 147, 165, 166, 182] та базальтової [129, 133, 161, 168, 172, 173, 185, 188, 189, 191, 193] арматури у клеєних дерев'яних згинальних конструкціях.

Об'ємні вітчизняні дослідження із цими видами арматури провели Демчина Б. Г. та Сурмай М. І. [90]. Ними було випробувано кілька серій дощатоклеєних балок, поперечним перерізом 100×210 та довжиною 3050 мм, які були армовані як склопластиковими так і бальтопластиковими стержнями $\varnothing 10$ мм. Завантажувалися всі зразки двома зосередженими силами в третинах прольоту. У результаті було досліджено характер сумісної роботи композитної арматури із деревиною та їх напружено-деформований стан. Встановлено, що приріст несучої здатності армованих балок становив 12-15 % порівняно із

балками такого ж перерізу без армування. Таке незначне підвищення автори пов'язують із недовикористанням міцнісних характеристик арматури, що зумовлено недостатнім анкеруванням арматури в деревині. У зв'язку із цим були проведені випробування по дослідженню зчеплення арматури, що показали необхідність виконання додаткових заходів, таких як анкерування арматури або зміна поверхні стержнів на більш ефективні для повного використання їх міцності.

Крім того відомі дослідження композитної арматури на основі арамідних волокон [115, 122, 174, 190, 192] і навіть проведені випробування композитів із натуральних волокон [121, 124, 160, 181, 187], які теж дають позитивний ефект. Проте найбільше досліджень можна знайти саме із застосуванням вуглепластикової арматури [40, 110, 112, 113, 120, 131, 134, 136, 137, 138, 148, 149, 152, 153, 154, 157, 159, 167, 170, 171, 176, 183]. Тут проведені найрізноманітніші дослідження із використанням стержнів і стрічок, пластин, полотен і сіток із вуглеволокна. Всі вони можуть застосовуватися для армування дерев'яних конструкцій.

Наприклад, в роботі [154] детально було проведено дослідження балок з п'яти різних порід деревини, армованих вуглепластиковою (CFRP) арматурою. Підсилені зразки показували помітне підвищення несучої здатності у порівнянні з неармованими. Цікаво те, що було встановлено оптимальний коефіцієнт армування CFRP, поза яким не досягається збільшення несучої здатності. Адже, як зазначається, незважаючи на те, що модуль пружності CFRP композитів впливає на режим руйнування армованих балок, він не може істотно вплинути на їх збільшення міцності, оскільки вирішальним фактором, від якого залежить руйнування є саме характеристики деревини, а не властивості CFRP елементів.

Авторами [150] були проведені досить актуальні дослідження по випробуванню міцності на розрив тієї ж композитної стрічки Sika CarboDur S-512, виготовленої на основі вуглецевих волокон, яку обрано для армування розтягнутої зони балок у нашій роботі. З використанням електронного

мікроскопу було прослідковано за деталями руйнування полімерної матриці та розривом поздовжніх волокон на міксокопічному рівні із наведенням відповідних фотографій. У результаті випробувань було експериментально підтверджено механічні характеристики матеріалу, які заявляє виробник, а саме, міцність на розрив – 3100 МПа, модуль пружності – 165 000 МПа.

Всі вищезазначені дослідження в більшій чи меншій мірі підтверджують ефективність застосування композитної арматури для армування та підсилення дерев'яних конструкцій. Отже, бачимо, що два способи армування – за допомогою сталеві та композитної арматури повністю підходять для застосування в дерев'яних конструкціях. Проте цікавою є спроба поєднати ці два види арматури, отримавши, таким чином, варіант комбінованого армування, який досі є недослідженим. Саме тому в даній роботі запропонований такий варіант, що передбачає армування стиснутої зони балок з клеєної деревини сталевію стержневою арматурію, а розтягнутої зони – зовнішньою стрічковою вуглепластиковію арматурію. Така комбінація може дати і достатню жорсткість (за рахунок використання сталі у стиснутій зоні) і достатню міцність розтягнутої зони (адже не потребує виконання пазів й тому не відбувається послаблення цієї зони) при випробуванні зразків на згин.

Висновки до розділу 1

Проаналізувавши існуючий стан досліджень армованих дерев'яних конструкцій можна дійти висновку про відсутність даних про комбіновані методи армування, що передбачають застосування одночасно і традиційної сталевію і високоміцної композитної арматури, що можуть надати згинальним конструкціям достатню жорсткість й підвищити несучу здатність. Тому представлено нову конструкцію балки з клеєної деревини із комбінованим армуванням, дослідження роботи якої дозволяє сформулювати наступну **мету роботи**: вивчити напружено-деформований стан та розробити методіку розрахунку дерев'яних балок з комбінованим армуванням за дії одноразових

навантажень з використанням деформаційної моделі на основі урахування дійсної роботи деревини, сталевोї та композитної арматури.

Для реалізації зазначеної мети були поставлені такі **задачі**:

- запропонувати процес виготовлення клеєної дерев'яної балки з комбінованим армуванням та розробити план проведення її експериментальних досліджень при дії одноразових навантажень в умовах чистого поперечного згину;
- запропонувати методичний підхід до встановлення пружних та пружно-пластичних характеристик деревини (E_0, E') для зразків призм конструкційних розмірів з цільної та клеєної деревини за дії одноразових навантажень поздовжнього стиску;
- встановити особливості деформованого стану, роботи нормальних перерізів, характеристики жорсткості та несучої здатності армованих балок із клеєної деревини у порівнянні з неармованими зразками аналогічних розмірів, а також особливості сумісної роботи деревини й арматури за результатами експериментальних досліджень;
- обґрунтувати передумови та вдосконалити розрахунок армованих балок з використанням деформаційної моделі, яка передбачає урахування дійсної роботи деревини, сталевої та композитної арматури при дії одноразових навантажень;

Матеріали розділу опубліковані в роботах [17, 21, 22, 23, 24, 25, 72, 143, 177, 178, 179, 180].

РОЗДІЛ 2

МЕТОДИКА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

2.1. Обсяг зразків для експериментальних досліджень

Програмою експериментальних досліджень з метою вивчення напружено-деформованого стану згинальних елементів з комбінованим армуванням було передбачено випробування двох неармованих балок та кількох серій армованих балок із клеєної деревини (табл.2.1). Також додатково для встановлення пружних характеристик деревини, таких як початковий модуль пружності, було випробувано на стиск декілька серій призм із суцільної та клеєної деревини, до того ж сухих та насичених водою (табл. 2.2).

Таблиця 2.1

Обсяг та характеристики дослідних зразків балок

№ серії	Позначення	Розміри, мм	Армування	К-сть зразків
I	БК-А	100×150× ×3000	неармов.	1
	БК-Б		неармов.	1
II	БКА-12А		2Ø12 А500С + Sika CarboDur S-512	1
	БКА-12Б		2Ø12 А500С + Sika CarboDur S-512 + SikaWrap-230 С	1
III	БКА-16А		2Ø16 А500С + Sika CarboDur S-512	1
	БКА-16Б		2Ø16 А500С + Sika CarboDur S-512 + SikaWrap-230 С	1
IV	БКА-12В		2Ø12 А500С	1

Таблиця 2.2

Обсяг експериментальних досліджень дерев'яних призм

№ серії	Познач., (кількість зразків)	Розміри, мм	Насичення водою, год.	Мета дослідження
1	2	3	4	5
I	ПЦ (7)	45×45×250	—	Робота призм з цільної деревини за дії одноразових навантажень, визначення несучої здатності та деформативності

Продовження табл. 2.2

1	2	3	4	5
II	ПК (5)	45×45×250	–	Робота призм з клеєної деревини за дії одноразових навантажень, визначення несучої здатності та деформативності
III	П-0,5 (5)	45×45×250	0,5	Робота призм з цільної деревини насичених водою за дії одноразових навантажень, визначення несучої здатності та деформативності
	П-1 (5)		1	
	П-24 (5)		24	
	П-120 (5)		120	

2.2. Методика виготовлення зразків

2.2.1. Виготовлення дослідних зразків призм із суцільної та клеєної деревини

Для встановлення модуля пружності деревини, з якої виготовлялися досліджувані балки, окремо вирізалися призми для короткочасного випробування на стиск вздовж волокон. Всі зразки із сосни з контрольованою вологістю 12 %, прийняті такими, що наближені до конструкційних розмірів – 45х45х250 мм (рис. 2.1).

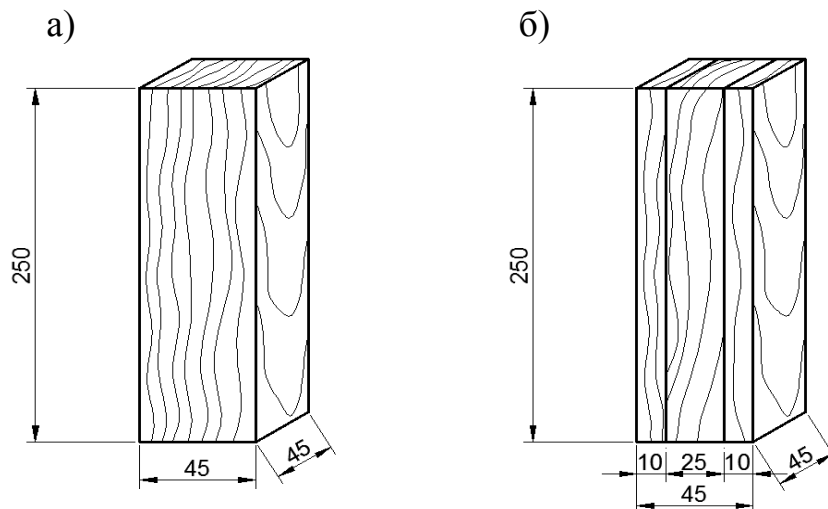


Рис. 2.1. Загальний вигляд та розміри призм: а) із цільної деревини; б) із клеєної деревини

Було підготовлено кілька серій призм як з цільної деревини (ПЦ-1... ПЦ-7), так і з клеєної (ПК-1...ПК-5). Також додатково було досліджено зміну модуля пружності зразків призм із суцільної деревини при різному рівні вологості (П-0,5...П-120).

Виготовлення зразків для серії випробувань з цільної деревини проводили з одного довгого бруска перед його розпилуванням на дошки товщиною 25 мм для балок. Виготовлення зразків з клеєної деревини для серії випробувань проводили шляхом вирізання їх із приопорних ділянок попередньо виготовлених дощатоклеєних балок як показано на рис. 2.1(б). Всі грані після виготовлення зразків начисто оброблялися, а зразки із значними видимими дефектами відбраковувалися згідно [34, 37, 38]. Ширина річних кілець деревини була не більшою 4 мм, а їх напрямок був паралельним одній парі бокових граней і перпендикулярним іншій.

2.2.2. Виготовлення балок із клеєної деревини

Для досліджень було виготовлено дві неармовані та п'ять армованих балок із клеєної деревини. При склеюванні використовувались соснові дошки товщиною 25 мм та вологістю 10-12% [39] із застосуванням резорцинового клею Casco Silva, що відповідав класу вологостійкості D3 (EN 204/205) та який також був успішно використаний у роботах [67, 78]. Вік сосни, з якої виготовлялись всі зразки – 50 років. Відразу після стругання заготовки з дошок вкладалися одна на одну з пошаровим нанесенням клею на поверхню двох граней до необхідної проектної висоти. Склеювання пакету дошок проводилось з допомогою струбцин, що встановлювалися з кроком не більше 0,5 м [33] та створювали рівномірний тиск по всій довжині балки (рис. 2.2). Після триденної витримки до повного твердіння клею за температури близько 20° С та вологості повітря близько 65% приступали до завершальної обробки дослідних балок, а саме стругання до розмірів проектного поперечного перерізу 100×150 мм. Довжина балок становила 3000 мм.



Рис. 2.2. Склеювання пакету дощок

Таким чином склеювались неармовані балки (БК-А, БК-Б), які відносились до першої серії. Вони були випробувані однократним короткочасним навантаженням для визначення деформацій, прогинів та несучої здатності й порівняння їх з відповідними для армованих зразків, тоді як армовані виготовлялись у кілька етапів.

Влаштування сталеві арматури

Для додаткової жорсткості балок, перед склеюванням основного пакету дощок, спочатку було вклеєно сталеву арматуру у вигляді двох стержнів періодичного профілю марки А500-С, вставлених у пази передостанньої верхньої дошки стиснутої зони (рис. 2.3, а).

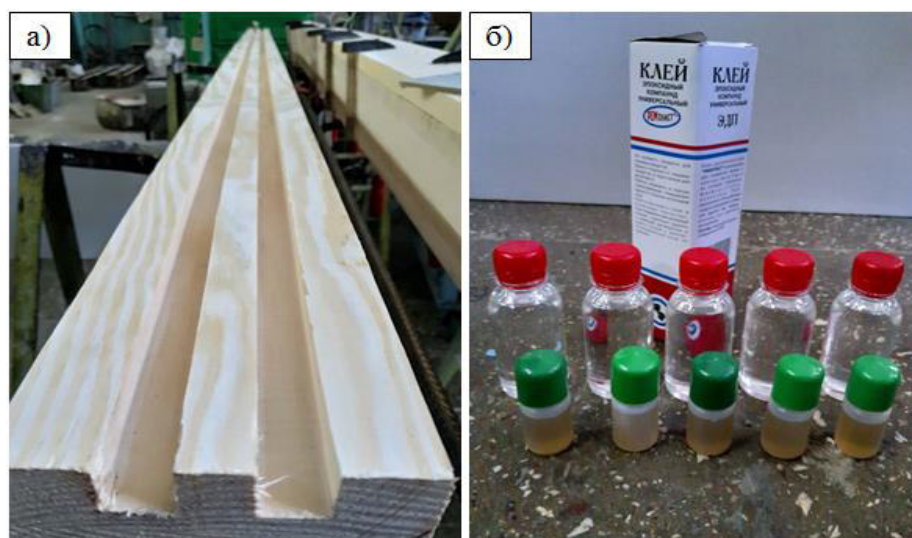


Рис. 2.3. а) пази під сталеву арматуру; б) двокомпонентний клей для вклеювання сталеві арматури

Вклеювання сталеві арматури виконувалось з використанням суміші двокомпонентного епоксидного клею ЕДП (рис. 2.3, б) та наповнювача з кварцового піску у співвідношенні клей : наповнювач – 1:2. Пісок попередньо просушувався та просіювався через сито з розміром комірок 0,5 мм. Для балок другої серії (БКА-12А, БКА-12Б) сталеві арматура була прийнята у вигляді двох стержнів діаметром 12 мм класу А500-С. Балки третьої серії (БКА-16А, БКА-16Б) армувались двома стержнями Ø 16 мм А500-С. Стержні розміщувались у пазах більших на 1-2 мм від діаметру арматури. На рис. 2.4 наведена схема армування балок другої серії.

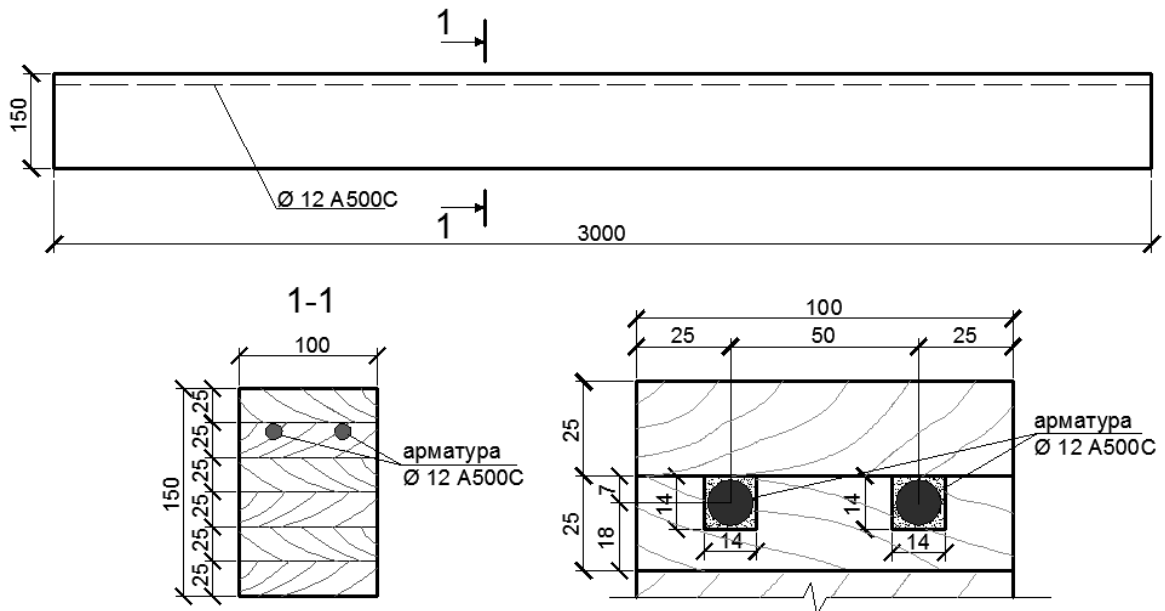


Рис. 2.4. Схема армування балок другої серії сталеві арматурою

Влаштування композитної арматури

Після вклеювання сталевих стержнів та склеювання пакету дошок для збільшення несучої здатності балок проводилося зміцнення розтягнутої зони ззовні, шляхом влаштування композитної арматури. Композитна арматура представляла собою стрічку на основі вуглецевих волокон Sika[®] CarboDur[®] S-512 [91]. Дана стрічка поставляється товщиною 1,2 мм та шириною 50 мм. Однак у результаті своєї високої міцності було вирішено розділити її наполовину по всій довжині, отримавши таким чином ширину 25 мм.

Всього було виготовлено чотири балки з комбінованим армуванням, в яких стиснута зона армувалась сталевією арматурою, а розтягнута – композитною. Вони віднесені до другої та третьої серії випробувань залежно від діаметру арматури у стиснутій зоні. При цьому дві балки другої серії відрізнялися між собою тим що, у зразку БКА-12Б на відміну від БКА-12А композитна стрічка, з метою її можливого передчасного відриву, додатково анкерувалась на приопорних ділянках за допомогою полотна з вуглецевих волокон SikaWrap®-230 C [92]. Аналогічним чином відрізнялись між собою два зразки третьої серії БКА-16А та БКА-16Б.

Технологія влаштування композитної арматури є наступною. Основа дерев'яних конструкцій у місцях приклеювання стрічки та полотна попередньо стругається або шліфується наждачним папером, далі знежирюється, очищується від пилу чи будь-яких інших часток, що будуть заважати нормальному щепленню матеріалу з деревиною при склеюванні.

Для балок у яких виконувалось анкерування стрічки (БКА-12Б, БКА-16Б) спочатку клеїмо один перший шар полотна SikaWrap у приопорних ділянках балки з використанням відповідно призначеного для цього двокомпонентного клею Sikadur®-330. Після повного застигання цього шару клеїмо стрічку з використанням призначеного для її закріплення клею Sikadur®-30. Так само чекаємо поки клей набере своєї міцності та наносимо другий шар полотна поверх стрічки та першого шару SikaWrap. Схема розміщення композитної та сталевієї арматури на дослідній балці показана на рис. 2.5.

Далі розглянемо детальніше кожен з етапів.

1) Приготування клею Sikadur-330. Клей представлено у вигляді двох компонентів – компонент А (білого кольору) та компонент В (сірого кольору). Змішування компонентів А : В відбувається за масою у відношенні 4:1. Перемішували частини А та В за допомогою змішувача (з частотою обертання до 600 об/хв) з насадкою протягом не менше трьох хвилин для отримання суміші однорідної консистенції світло-сірого кольору. Після цього суміш

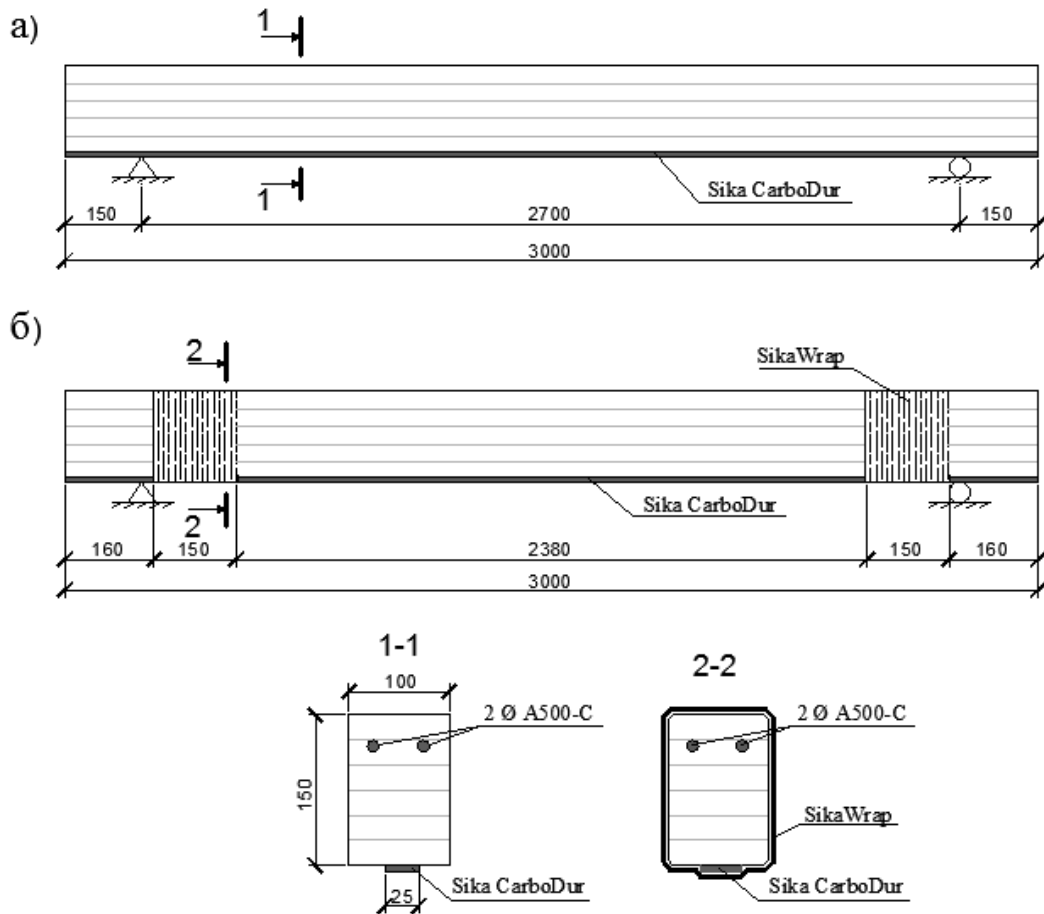


Рис. 2.5. Схема армування балок із клеєної деревини сталевую та композитною арматурою: а) без додаткового анкерування композитної стрічки; б) із додатковим анкеруванням стрічки

перемішували на низьких обертах протягом ще однієї хвилини. Також зважали на те, що час життя клею після змішування компонентів залежить від температури. Він збільшується при нижчих температурах (90 хв. – при 10°C) та зменшується при підвищених (30 хв. – при 35°C). Детальний опис приведено у технологічній карті на використання матеріалу [93]. Основні фізико-механічні характеристики клеїв наведено у табл. 2.3.

Таблиця 2.3

Фізико-механічні характеристики клеїв

Характеристика	Sikadur-30	Sikadur-330
1	2	3
Хімічна основа	Епоксидна смола	Епоксидна смола
Щільність, при +23°C, кг/л	1,65	1,3

Продовження табл. 2.3

1	2	3
Коефіцієнт температурного розширення	$2,5 \times 10^{-5}$ на °C	$4,5 \times 10^{-5}$ на °C
Час твердіння, при $> +23^\circ\text{C}$, дні	7	7
1	2	3
Міцність на стиск, МПа	70-95	-
Міцність на зріз, при $+23^\circ\text{C}$, МПа	18	-
Міцність на розтяг, МПа	24-31	30
Модуль пружності при стиску, при $+23^\circ\text{C}$, МПа	9 600	-
Модуль пружності при розтягу, при $+23^\circ\text{C}$, МПа	11 200	4 500
Модуль пружності при згині, при $+23^\circ\text{C}$, МПа	-	3 800

2) **Підготовка та приклеювання полотна SikaWrap-230 C** [92]. На кутах балки у місцях наклеювання полотна були зроблені фаски радіусом >20 мм, оскільки загинати його категорично заборонено.

Готуємо необхідну довжину та ширину полотна (рис. 2.6). Проводимо активацію полотна протерши його чистою ганчіркою змоченою спеціальним розчином Sika Colma-Cleaner [68]. Після цього чекаємо 30 хв. й полотно готове до використання.

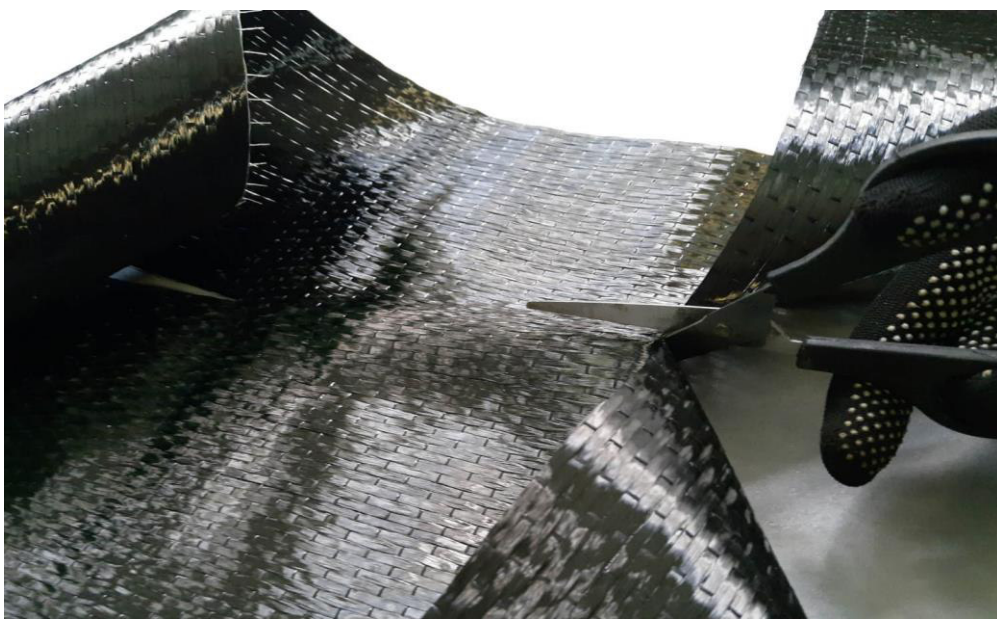


Рис. 2.6. Розрізання полотна SikaWrap-230 C до необхідних розмірів

Фізико-механічні характеристики полотна подані у табл. 2.4.

Таблиця 2.4

Фізико-механічні характеристики полотна SikaWrap-230 C	
Ширина тканини, мм	300
Вага тканини, г/м ²	230 ± 10
Міцність волокон на розтяг, МПа	4300
Модуль пружності волокон, ГПа	238
Деформація руйнування волокон, %	1,8
Модуль пружності ламінату, ГПа	28
Деформації руйнування ламінату (max), %	0,6

За допомогою шпателя чи кісточки наносимо на балку, у місцях де буде розміщено полотно, перший шар клею Sikadur-330. Просочуємо також полотно цим же клеєм та вкладаємо його на нанесений шар Sikadur-330. Напрямок волокон SikaWrap спрямовуємо по периметру балки, перпендикулярно до її осі. За допомогою пластикового валика ретельно вкачуємо полотно в шар клею в напрямку волокон так, щоб клей пройшов крізь волокна і рівномірно розподілився по поверхні всієї тканини не допускаючи утворення складок та зминання полотна (рис. 2.7). Напуск тканини вздовж волокон повинен складати



Рис. 2.7. Приклеювання першого шару полотна SikaWrap-230 C

не менше 100 мм. Далі ще раз кісточкою наносимо невеликий рівномірний шар клею та чекаємо його застигання 24 год. Після набору міцності клею обережно шліфуємо поверхню наждачним папером для кращої адгезії при подальшому наклеюванні стрічки.

3) Приготування клею Sikadur-30. Процес приготування є аналогічним як і для клею Sikadur-330 за винятком того, що компонент А (білого кольору) та компонент В (чорного кольору) потрібно змішувати у відношенні А:В = 3:1. У результаті отримуємо однорідну суміш сірого кольору готову для приклеювання стрічки. При цьому пам'ятаємо, що час життя клею при 8°C складає 120 хв та скорочується із збільшенням температури і при 35 °С становить вже 20 хв [94].

4) Приклеювання стрічки Sika CarboDur S-512 [91].

Таблиця 2.5

Фізико-механічні характеристики стрічки	
Sika CarboDur S-512	
Ширина, мм	50
Товщина, мм	1,2
Модуль пружності, ГПа	160 - 165
Щільність, г/см ³	1,6
Вміст волокон, %	> 68
Міцність на розтяг, МПа	2800 - 3100
Деформація руйнування (мінімальне значення), %	> 1,70

Перед наклеюванням проводимо активацію немаркованої сторони стрічки протерши її ганчіркою змоченою розчином Sika Colma-Cleaner та чекаємо після цього 15-30 хв. Наносимо шпателем приготовлений клей Sikadur-30 на очищений бік стрічки. Також наносимо шар клею товщиною 1 мм на очищену основу балки. Притискаємо стрічку за допомогою пластикового валика до основи так, щоб клей виступив з двох боків стрічки. Залишки клею видаляємо шпателем (рис. 2.8). Чекаємо застигання клею 24 години. Всі роботи по приклеюванню композитної арматури виконувались при температурі у лабораторії 20-22 °С.



Рис. 2.8. Приклеювання стрічки Sika CarboDur S-512

Останнім етапом проводимо зачистку стрічки наждачним папером у місцях стику із наступним шаром полотна, а також протираємо ганчіркою змоченою Sika Colma-Cleaner. Наносимо шар клею Sikadur-330 на перший шар полотна та стрічку, вкладаємо та ламінуємо другий шар полотна SikaWrap аналогічно, як було описано вище.

Таким чином виконувалось влаштування композитної арматури балок БКА-12Б, БКА-16Б. У двох інших зразках (БКА-12А, БКА-16А) стрічка клеїлась до балок відразу, без полотна.

2.3. Методика експериментальних досліджень

2.3.1. Випробування дослідних зразків призм

У процесі підготовки до випробувань призм на стиск для вимірювання відносних деформацій волокон деревини на дві протилежні грані були приклеєні епоксидним клеєм металеві тримачі, якими кріпились індикатори годинникового типу МИГ-2, що показували величину деформування волокон деревини при завантаженні зразків. База вимірювань складала 100 мм (рис. 2.9, а). На початку випробування кожен зразок відцентровувався по геометричних осях. Навантаження дослідних зразків проводилося ступенями по 5 кН з

витримкою 1-2 хвилини для зняття показів індикаторів. Випробування проходило у пресі УММ-50 (рис. 2.9, б).

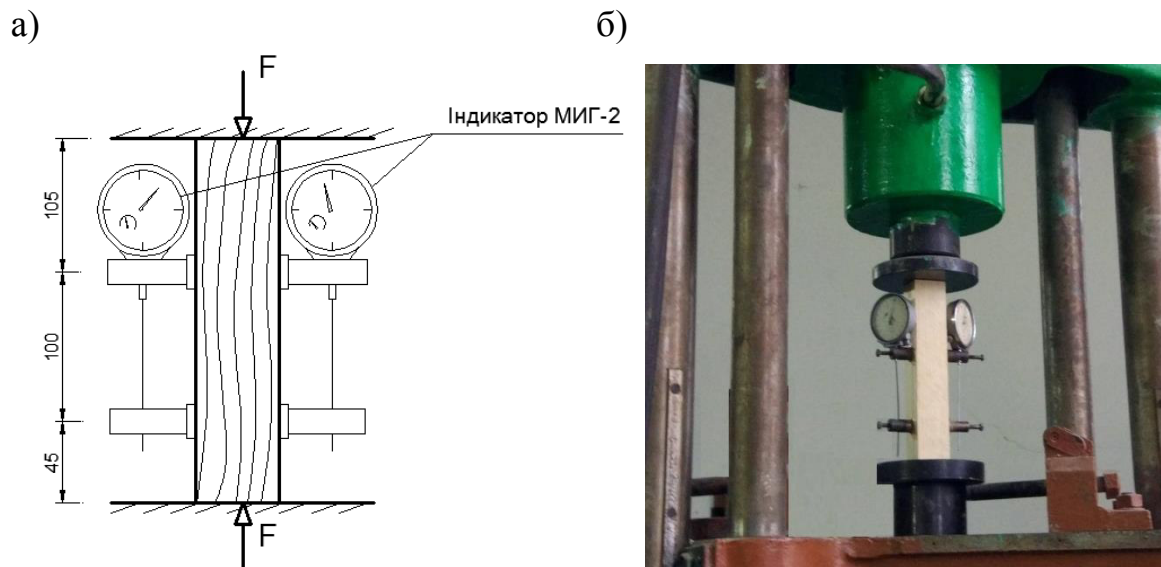


Рис. 2.9. а) схема завантаження зразка; б) загальний вигляд дослідної установки

У результаті обробки отриманих даних було побудовано графіки деформування поздовжніх волокон деревини, а також зміни модуля пружно-пластичності деревини залежно від рівня навантажень.

2.3.2. Випробування дослідних зразків балок

Виготовлення балок та їх випробування проводились у лабораторії кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд НУВГП в м. Рівне. В ході проведення експериментальних досліджень пріоритетним було відслідковування пошарового зростання відносних деформацій деревини по висоті розрахункового поперечного перерізу у зоні чистого поперечного згину, як не армованих, так і армованих елементів з клеєної деревини, трансформація наростання деформацій стиснутої та розтягнутої арматури, сумісність їх роботи, встановлення напружено-деформованого стану на всіх стадіях їх роботи за зростання короткочасного зовнішнього навантаження.

Також визначалися просідання на опорах та прогини всередині прольоту та під зосередженими силами балки. Розрахункова схема балок показана на рис. 2.10.

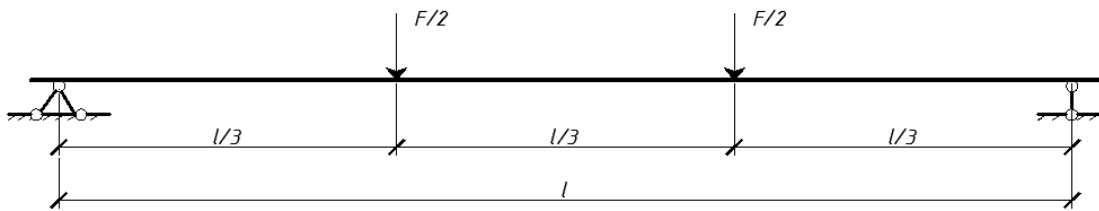


Рис. 2.10. Розрахункова схема балок з клеєної деревини

Для визначення відносних деформацій деревини по середині прольоту по периметру поперечного перерізу балки наклеювались тензометричні датчики базою 20 мм з опором $201 \pm 0,7$ Ом (рис. 2.11, а). Всі датчики приклеювались за допомогою клею БФ-2, а поверхня у місцях їх розташування попередньо шліфувалась наждачним папером та знежирювалась [31]. На металеву арматуру також наклеювались тензодатчики перед вклеюванням її у пази. Розміщувались тензодатчики посередині прольоту стержня, поверхня якого в цьому місці була відшліфована механічним способом та знежирена (рис. 2.11, б). Частина датчиків, зокрема на арматурних стержнях балок другої серії, ізолювалась поліетиленовою плівкою, проте слід відмітити, що різниці в показах між ізольованими та неізольованими елементами не спостерігалось. Дані показів датчиків реєструвались з використанням тензометричної вимірювальної системи СИИТ та записувалась на ПЕОМ.

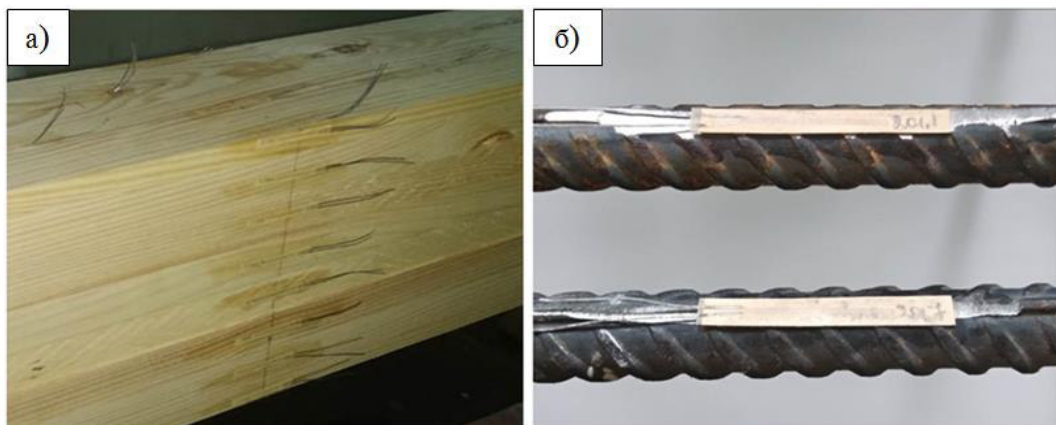


Рис. 2.11. Розміщення тензометричних датчиків:

а) на досліджуваній балці; б) на металевій арматурі

Електричний сигнал від датчиків з металевої арматури передавався за допомогою ізолюваного дроту, який виводився назовні через спеціально передбачені отвори в дошках (рис. 2.12). На композитній стрічці тензодатчики також приклеювались по середині прольоту після того як стрічка була міцно приклеєна до дерев'яної балки. Схему розташування тензодатчиків на всіх елементах балки, що досліджувалась, показано на рис. 2.13.

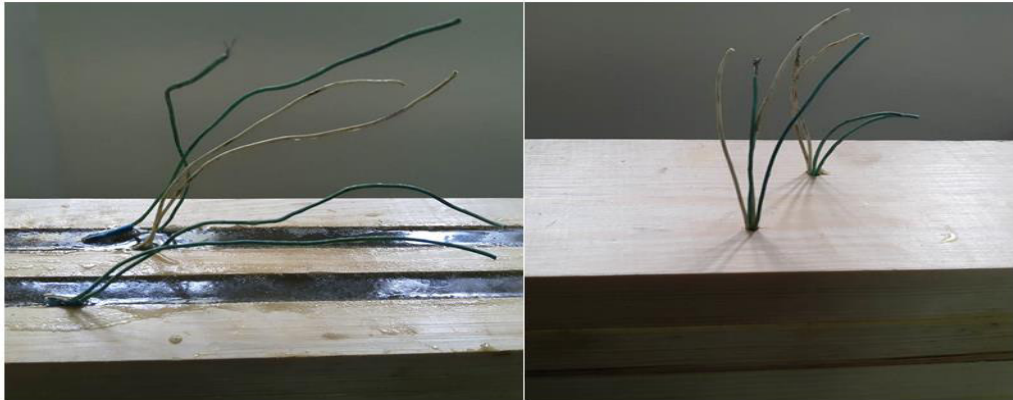


Рис. 2.12. Влаштування ізолюваних дротів для передачі сигналу тензодатчиків на сталевій арматурі

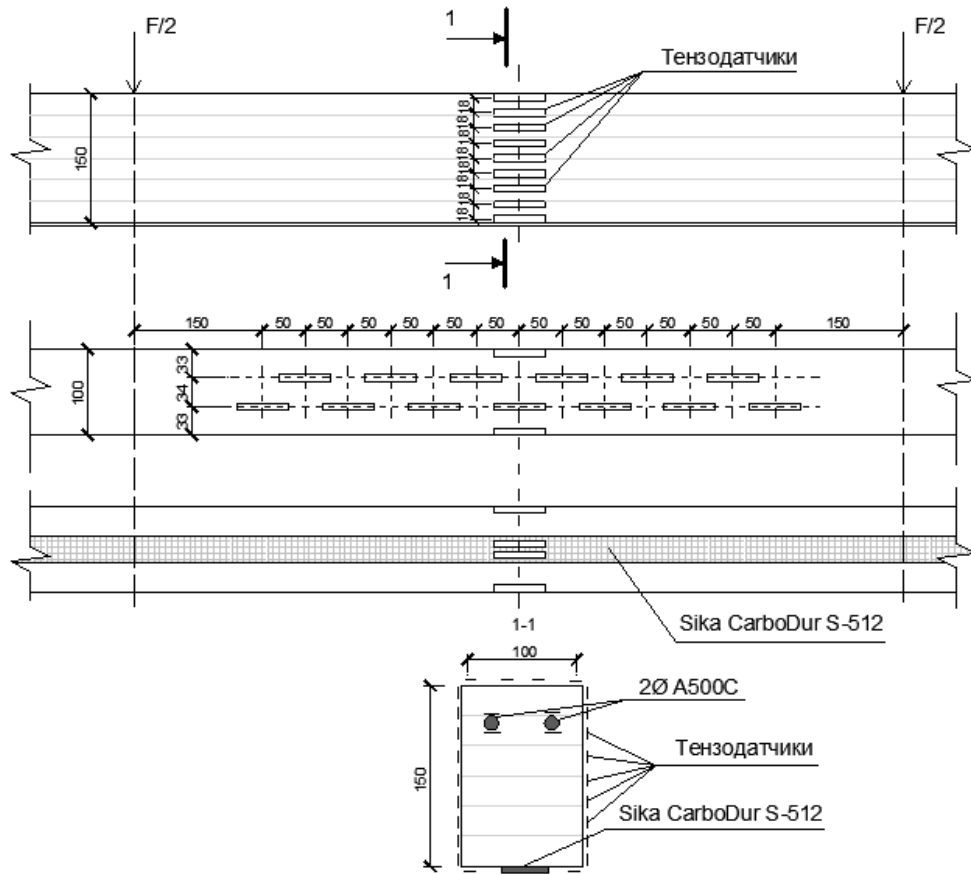


Рис. 2.13. Схема розташування тензодатчиків на досліджуваній балці

Підготовлені до випробування балки встановлювались в дослідну установку на шарнірно рухому та нерухому опори. В цьому положенні встановлювалися й закріплювалися всі необхідні прилади, що дозволяли вимірювати прогини, а також контролювати сумісну роботу арматури з деревиною. Схема дослідної установки з розташуванням усіх приладів показана на рис. 2.14.

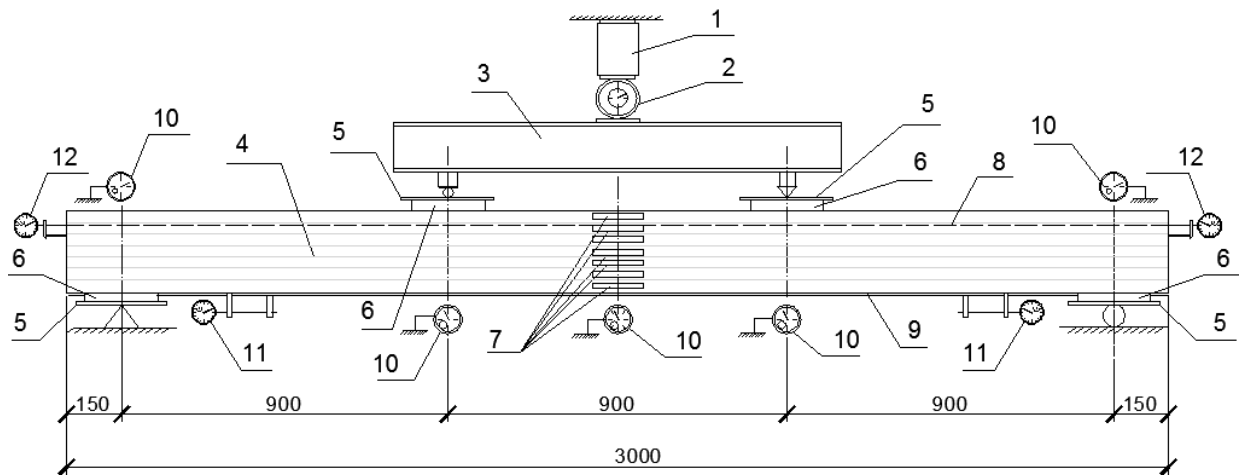


Рис. 2.14. Схема дослідної установки при випробуванні балок із клеєної деревини з комбінованим армуванням на згин:

- 1) домкрат; 2) динамометр; 3) металева траверса; 4) досліджувана балка; 5) металева підкладка; 6) дерев'яна підкладка; 7) тензодатчики; 8) сталевая арматура 2 Ø A500-C;
- 9) композитна стрічкова арматура Sika CarboDur S-512; 10) прогиномір 6-ПАО;
- 11) індикатор ИЧ-10; 12) індикатор МИГ-2

Для визначення прогинів балок було використано прогиноміри 6-ПАО. Два прогиноміри розміщувалися над опорами, два під зосередженими силами та один посередині прольоту балки. При досягненні понад 80 % від очікуваного руйнівного навантаження прилади знімалися для запобігання їх пошкодження у разі можливого руйнування дослідних зразків. У торцях балок спеціальним чином закріплювалися індикатори МИГ-2, за допомогою яких фіксувалося можливе проковзування металевої арматури у пазах під час прикладання зовнішнього навантаження (рис. 2.15, а).

Спостереження за зміщенням композитної стрічки відносно деревини розтягнутої зони балок на всіх етапах роботи велося за допомогою

тензодатчиків, а також спеціальних пристроїв біля обох опор. Для цього були використані індикатори годинникового типу ИЧ-10н з ціною поділки 0,01 мм. Вони закріплювалися на спеціально розроблених тримачах, один з яких кріпився до стрічки, а інший до деревини в одному визначеному поперечному перерізі балки (рис. 2.15, б).

Усі прилади, які були використані в ході експериментальних досліджень, пройшли державну повірку перед початком випробувань.

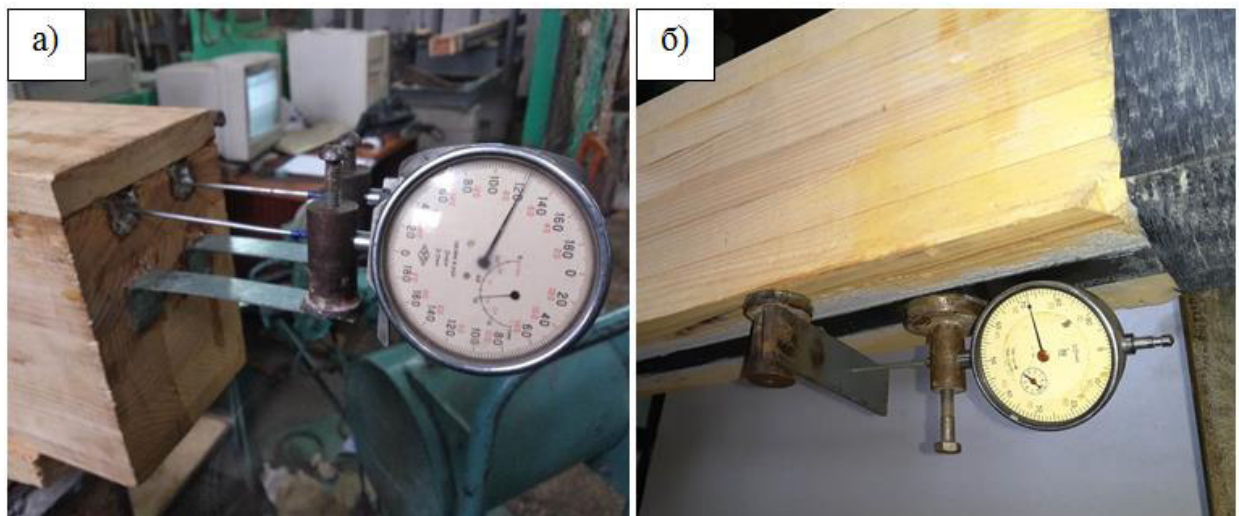


Рис. 2.15. Індикатори для вимірювання зміщення сталевोї (а) та композитної (б) арматури

Навантаження до зразків прикладалось за допомогою гідравлічного домкрата, а його рівень вимірювали за допомогою кільцевого динамометра. Динамометр попередньо був протарований. Зусилля від домкрата у вигляді двох симетричних зосереджених сил передавалось на конструкцію через металеву траверсу. Випробування здійснювалось однократним навантаженням ступенями 5-10 % від очікуваного руйнівного навантаження згідно вимог [36, 76]. Витримка на кожному ступені навантаження становила 5-7 хв. За цей час знімалися покази з усіх приладів встановлених на балці, що досліджувалась. У місцях передачі навантаження з траверси на балку та місцях обпирання балки на опорах встановлювались металеві й дерев'яні підкладки, які зменшували

концентрацію місцевих напружень і запобігали зминанню деревини поперек волокон.

Безпосередньо перед початком випробувань уточнювалися розміри всіх зразків, знімалися початкові відліки з приладів та записувалися у журнал проведення експериментальних досліджень. Загальний вигляд балок під час експериментального випробування показано на рис. 2.16.



Рис. 2.16. Загальний вигляд досліджуваних балок під навантаженням:

а) неармованої балки; б) армованої балки

Всі балки у процесі випробувань доводились до втрати ними несучої здатності. У цей момент проходило різке падіння зовнішнього навантаження та відбувалося руйнування за видимими зовнішніми ознаками, а згинальний момент, який сприймала балка при цьому вважався за руйнівний.

Висновки до розділу 2

1. Розроблено методику експериментальних досліджень та визначено обсяг зразків у кількості семи балок, необхідний для дослідження напружено-деформованого стану елементів клеєної деревини з комбінованим армуванням за дії одноразових короткочасних навантажень при роботі на

згин. Зокрема, виготовлено дві неармовані та п'ять армованих балок, що загалом були розподілені на 4 серії випробувань.

2. Описано всі деталі процесу виготовлення балок, їх випробування, а також особливості влаштування сталеві та композитної арматури, що дозволяє використовуючи наявні технічні, технологічні ресурси, досягти максимального ефекту від запропонованого армування у зміцненні згинальних елементів. На представлену клеєну дерев'яну балку з комбінованим армуванням отримано патент України на корисну модель [69].
3. Відповідно до розробленої методики виготовлені допоміжні дослідні зразки призм з клеєної та суцільної деревини у загальній кількості 32-ох штук, розподілені на 3 серії, для випробування на стиск та встановлення пружних характеристик деревини.

Матеріали до розділу опубліковані в роботах [72, 178, 179, 180].

РОЗДІЛ 3

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ СІЧНОГО МОДУЛЯ ДЕФОРМАЦІЙ ДЕРЕВИНИ

3.1. Експериментальні дослідження роботи деревини за стиску вздовж волокон

3.1.1. Експериментально-статистичні дослідження січного модуля деформацій для цільної та клеєної деревини

Як правило, розрахунки дерев'яних конструкцій виконуються з використанням програмних комплексів, де однією з багатьох вихідних даних є величина модуля пружності деревини. В залежності від величини модуля пружності можна отримувати різні значення внутрішніх зусиль в стиснутих і стиснуто-зігнутих елементах дерев'яних конструкцій і, як наслідок, розміри поперечних перерізів. Обґрунтований вибір величини модуля пружності деревини є однією з важливих задач при проектуванні дерев'яних конструкцій.

Слід відмітити, що стандартні методи визначення модуля пружності, основані на випробуваннях зразків з малим поперечним перерізом (15x15 мм, 30x30 мм, 4x20 мм), які піддаються шестикратному завантаженню-розвантаженню в межах 2,5-10 МПа. Проте такий переріз не включає всіх притаманних деревині макроструктурних елементів, а тому приводить до неточних результатів.

У проведених нами дослідженнях використовувались зразки у вигляді призм розмірами 45x45x250 мм із суцільної та клеєної деревини. Прийняті розміри поперечного перерізу дозволяли врахувати не тільки мікроструктуру деревини, а й її макроструктуру, тобто розташування річних кілець, клейові шви, тощо. Було випробувано на стиск 7 зразків із суцільної (ПЦ-1...ПЦ-7) та 5 зразків (ПК-1...ПК-5) із клеєної деревини за стандартної вологості.

Численні дослідження [26, 27, 28] доводять, що залежність « σ - u » (напруження – деформації) є нелінійною з початку завантаження при

випробуванні на стиск вздовж волокон дерев'яних зразків у формі призм розмірами поперечного перерізу не менше 40x40 мм. При зростанні рівня напружень кривизна висхідної вітки діаграми ($\sigma - u$) збільшується (рис. 3.1).

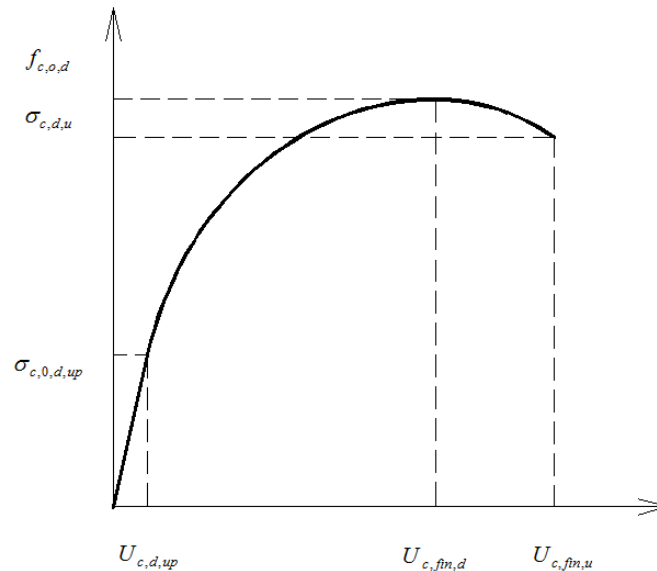


Рис. 3.1. Узагальнена діаграма деформування деревини на стиск вздовж волокон

Дана діаграма була експериментально підтверджена в лабораторії кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд НУВГП за «жорсткого» режиму роботи зразків з постійною швидкістю приросту деформацій [78]. Нами були отримані спрощені діаграми деформування деревини на стиск вздовж волокон у результаті випробування призм за «м'якого» режиму роботи, тобто за постійного приросту навантажень. Для розрахунків, а саме для отримання критичних деформацій та тимчасової міцності деревини на стиск достатньо діаграм за «м'якого» режиму, адже ми беремо до уваги деформування на висхідній вітці, а на цій ділянці за обох режимів міцність і деформації знаходяться практично в однакових межах.

На рис. 3.2 наведені дані для зразків з цільної деревини, середня тимчасова міцність якої становила 32 МПа та клеєної деревини, для якої середня тимчасова міцність склала 46 МПа. Критичні деформації стиску клеєної деревини встановлені рівними $u_{c,fin,d}=0,0035$.

Відомо [95], що січний модуль деформацій при стиску деревини вздовж волокон можна визначити як тангенс кута нахилу січної кривої « $\sigma-u$ » до осі u :

$$E' = \operatorname{tg} \alpha' = \frac{\sigma}{u_{c,d}}, \quad (3.1)$$

де α – кут нахилу січної кривої « σ - u » до осі u (див. рис. 3.1);

σ – напруження в поперечному перерізі; $u_{c,d}$ – відносні деформації

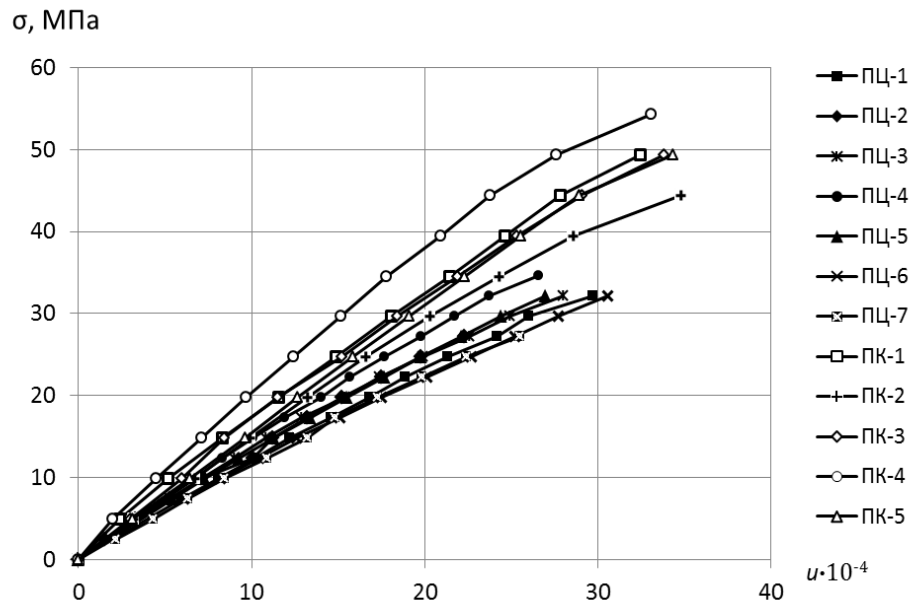


Рис. 3.2. Діаграми деформування зразків із цільної (ПЦ) та клеєної (ПК) деревини за стиску вздовж волокон

Однак, згідно формули (3.1) неможливо визначити початковий модуль пружності E_0 , який є максимальним, а напруження та деформації при цьому близькі до нуля. У цьому випадку він буде визначатись як тангенс кута нахилу дотичної до кривої « σ - u » на відрізку деформування біля початку координат при $\sigma \rightarrow 0$ та $u \rightarrow 0$, коли дотична до кривої буде мати граничне положення січної:

$$E_0 = \operatorname{tg} \alpha_0 = \lim_{\sigma \rightarrow 0} \frac{\sigma}{u_{c,d}} = \lim_{\sigma \rightarrow 0} \operatorname{tg} \alpha = \lim_{\sigma \rightarrow 0} E' \quad (3.2)$$

Найбільше приближення січного модуля пружно-пластичності E' до початкового модуля пружності E_0 відбувається при незначних напруженнях і деформаціях, а при використанні вимірювальних приладів з ціною поділки 0,001 мм та базою вимірювань 100 мм, як у нашому випадку, похибка при вимірюванні деформацій деревини при $\sigma = 0,1 f_{c,0,d}$ та $u = 4 \cdot 10^{-5}$ становитиме:

$$\Delta = \frac{1 \cdot 0,001}{100 \cdot 4 \cdot 10^{-5}} \cdot 100 = 25\%. \quad (3.3)$$

Така похибка буде й при використанні тензодатчиків, що приводить до значних неточностей у визначенні початкового модуля пружності таким способом.

Проведені нами дослідження показали, що при нелінійній залежності « σ - u » залежність січного модуля деформацій від рівня напружень « $E' - \eta$ » при стиску є лінійною:

$$E' = \frac{\sigma}{u} = E_o \pm \frac{E_o - E_{f_{c,0,d}}}{f_{c,0,d}} \cdot \sigma = E_o (1 \pm \lambda_{f_{c,0,d}} \eta), \quad (3.4)$$

де E_o – початковий модуль пружності; $\lambda_{f_{c,0,d}} = \frac{u_{pl,d}}{u_{l,d}}$ – коефіцієнт пластичності деревини вздовж волокон за $\sigma = f_{c,0,d}$, що визначається шляхом обробки дослідних даних методами математичної статистичної обробки; $u_{pl,d}$ – пластичні деформації деревини вздовж волокон; $u_{l,d}$ – пружні деформації деревини вздовж волокон; $\eta = \frac{\sigma}{f_{c,0,d}}$ – рівень напружень в деревині.

$f_{c,0,d}$ – розрахункове значення міцності деревини на стиск;

$E_{f_{c,0,d}}$ – граничний модуль пружності.

Експериментально встановлено, що лінійна залежність « $E' - \eta$ » шляхом екстраполяції дає можливість за допомогою математичної статистики, а саме методом найменших квадратів встановити графічно (рис. 3.2) або аналітично (табл. 3.1) значення початкового модуля пружності деревини уздовж волокон E_o . Значення E_o визначиться як граничне значення січного модуля пружно-пластичності E' при $\sigma = 0$.

При побудові залежностей « $E' - \eta$ » до уваги, в основному, брались дослідні точки в інтервалі напружень $\eta = (0,2 \dots 0,8)$ згідно рекомендацій [60].

Залежність має лінійний характер при випробуванні на стиск вздовж волокон переважної більшості зразків з цільної і клеєної деревини, які не мають вад. Цей висновок підтверджується після виконання математично-

статистичного аналізу отриманих результатів кривих деформування деревини вздовж волокон методом найменших квадратів. Параметри залежностей між січним модулем деформацій і напруженням для всіх зразків, що працювали на стиск вздовж волокон та їх статистики наведені в табл. 3.1.

Січний модуль деформацій E' для цільної та клеєної деревини, яка працює на стиск вздовж волокон зі збільшенням рівня напружень η постійно зменшується (див. рис. 3.3 та рис. 3.4).

Результати статистичної обробки дослідних даних підтвердили лінійну залежність $E' - \eta$ і хорошу ступінь відповідності кореляційних та дослідних значень деформацій: абсолютна величина коефіцієнта кореляції r близька до одиниці, її достовірність r/m_r завжди більше чотирьох, найбільше значення варіаційного коефіцієнта відношень $\frac{u^{досл}}{u^{кор}}$ склало $V = 4,75\%$.

Таблиця 3.1

Основні параметри кореляційних рівнянь залежності « $E' - \eta$ » та їх статистики

Назва зразка	Кореляційне рівняння	r	m_r	$\frac{r}{m_r}$	$V, \%$
ПЦ-1	$E' = 12,858 \cdot (1 - 0,056 \cdot \eta)$	0,959	0,024	40	1,13
ПЦ-2	$E' = 15,446 \cdot (1 - 0,133 \cdot \eta)$	0,840	0,089	9	4,75
ПЦ-3	$E' = 15,024 \cdot (1 - 0,107 \cdot \eta)$	0,984	0,009	104	1.12
ПЦ-4	$E' = 15,467 \cdot (1 - 0,060 \cdot \eta)$	0,977	0,014	71	0,71
ПЦ-5	$E' = 14,121 \cdot (1 - 0,068 \cdot \eta)$	0,998	0,001	734	0,27
ПЦ-6	$E' = 12,702 \cdot (1 - 0,070 \cdot \eta)$	0,994	0,004	283	0,53
ПЦ-7	$E' = 11,801 \cdot (1 - 0,030 \cdot \eta)$	0,725	0,143	5	1.93
ПК-1	$E' = 19,563 \cdot (1 - 0,087 \cdot \eta)$	0,902	0,056	16	3,67
ПК-2	$E' = 15,848 \cdot (1 - 0,055 \cdot \eta)$	0,930	0,041	23	2,42
ПК-3	$E' = 17,543 \cdot (1 - 0,053 \cdot \eta)$	0,861	0,078	11	2,94
ПК-4	$E' = 23,140 \cdot (1 - 0,102 \cdot \eta)$	0,894	0,061	15	3,74
ПК-5	$E' = 15,716 \cdot (1 - 0,032 \cdot \eta)$	0,743	0,135	5.5	0,78

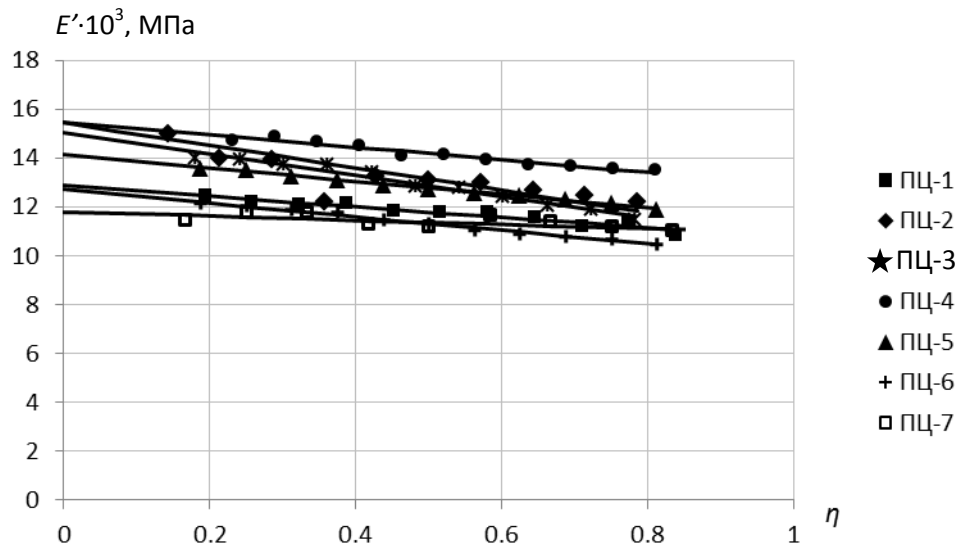


Рис. 3.3. Діаграми зміни січного модуля деформацій вздовж волокон цільної деревини за дії короткочасного навантаження

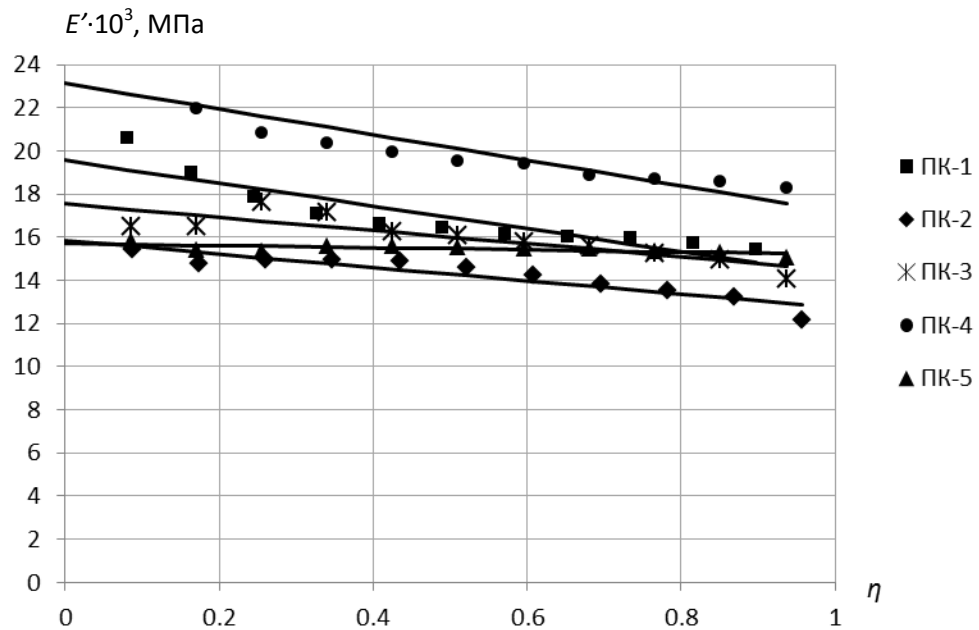


Рис. 3.4. Діаграми зміни січного модуля деформацій вздовж волокон клесної деревини за дії короткочасного навантаження

Таким же способом, при прийнятій швидкості прикладання навантаження, можна встановити граничний модуль пружно-пластичності $E_{fc,fin,d}$ та граничні деформації стиску $u_{c,fin,d}$ при $\sigma = f_{c,0,d}$:

$$u'_{c,fin,d} = \frac{f_{c,fin,d}}{E_{fc,fin,d}} \quad (3.5)$$

Між напруженнями й пружними деформаціями існує лінійна залежність

$$\sigma = u_{el,c,d} E_0. \quad (3.6)$$

При цьому, виходячи із (3.1) існує залежність

$$\sigma = u_{c,d} E'. \quad (3.7)$$

Прирівнявши (3.6) та (3.7) отримаємо

$$\sigma = u_{el,c,d} E_0 = u_{c,d} E'. \quad (3.8)$$

Звідси отримуємо коефіцієнт пружності деревини ν :

$$\nu = \frac{u_{el,c,d}}{u_{c,d}} = \frac{E'}{E_0}. \quad (3.9)$$

Модуль пружно-пластичності деревини E' в будь-якій точці висхідної вітки діаграми деформування при поздовжньому стиску визначиться як:

$$E' = \nu E_0. \quad (3.10)$$

3.1.2. Дослідження січного модуля деформацій деревини залежно від тривалості її насичення водою

Характеристики деревини значною мірою залежать від вмісту вологи. Визначається вологість відсотковим відношенням маси води до маси сухого дерева та змінюється в залежності від вологості навколишнього середовища. При збільшенні вологості на 1% міцність у середньому знижується на 3-5%. Питання про зміну пружних характеристик деревини неодноразово порушувалось і було встановлено зниження даних характеристик при збільшенні вологості [85, 86].

Згідно методики описаної у пункті 3.1.1. нами було вирішено прослідкувати за зміною модуля пружності й побудувати залежності « $E' - \eta$ » для вологої деревини, що перед випробуванням протягом певного часу насичувалась водою.

Для дослідження було використано 4 серії призм з суцільної деревини розмірами 45x45x250 мм. Кожна серія відрізнялася тривалістю перебування у воді, а отже й рівнем вологості й налічувала по 5 зразків.

Вологість визначали шляхом зважування зразків сухих, перед насиченням та після їх витримки у воді. Насичення проходило шляхом повного занурення зразків у воду на конкретний термін.

Відтак 5 призм першої серії (П-0,5) насичувались водою протягом 30-ти хвилин. Протягом зазначеного часу вологість у середньому збільшилась на 10%.

На основі отриманих напружень та деформацій на кожному ступені навантаження було розраховано січний модуль пружно-пластичності згідно формули (3.1). Розрахунки з використанням математично-статистичного аналізу показали лінійну залежність модуля деформацій E' від рівня навантажень η при випробуваннях на стиск вздовж волокон насичених водою зразків аналогічно зразкам попередньо випробуваним за стандартної вологості (серій ПЦ та ПК). Очікувана лінійна залежність підтвердилась високим ступенем відповідності кореляційних та дослідних значень деформацій. У табл. 3.2 наведені основні параметри залежностей « $E' - \eta$ » для зразків, що насичувались пів години.

Таблиця 3.2

Основні параметри кореляційних рівнянь залежності « $E' - \eta$ » та їх статистики для зразків серії П-0,5

Назва зразка	Кореляційне рівняння	r	m_r	$\frac{r}{m_r}$	$V, \%$
П-0,5 (1)	$E' = 11,277 \cdot (1 - 0,046 \cdot \eta)$	0,968	0,024	40,926	0,54
П-0,5 (2)	$E' = 12,580 \cdot (1 - 0,055 \cdot \eta)$	0,893	0,072	12,492	1,35
П-0,5 (3)	$E' = 13,197 \cdot (1 - 0,100 \cdot \eta)$	0,888	0,08	11,071	2,09
П-0,5 (4)	$E' = 13,409 \cdot (1 - 0,021 \cdot \eta)$	0,965	0,026	37,05	0,21
П-0,5 (5)	$E' = 10,460 \cdot (1 - 0,049 \cdot \eta)$	0,906	0,068	13,350	0,48

На рис. 3.5 наведені діаграми зміни січного модуля деформацій залежно від рівня напружень для зразків серії П-0,5.

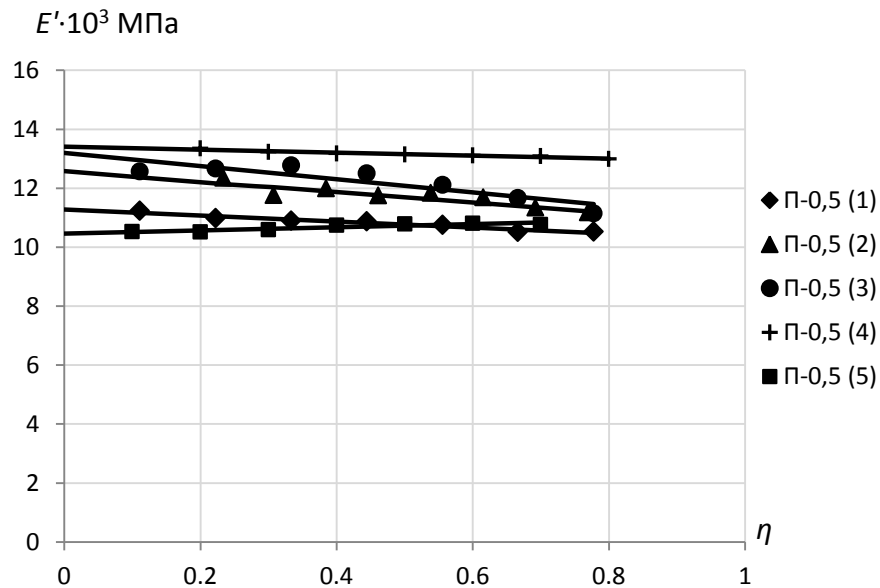


Рис. 3.5. Діаграми зміни січного модуля деформацій для зразків серії П-0,5

Зразки другої серії (П-1) перебували у воді протягом однієї години. За цей час вологість у середньому збільшилась на 13 % порівняно із сухими зразками. У табл. 3.3 наведені основні параметри залежностей « E' – η » для зразків другої серії насичення, а на рис. 3.6 наведені діаграми зміни січного модуля деформацій залежно від рівня напружень.

Таблиця 3.3

Основні параметри кореляційних рівнянь залежності « E' – η » та їх статистики для зразків серії П-1

Назва зразка	Кореляційне рівняння	r	m_r	$\frac{r}{m_r}$	$V, \%$
П-1(1)	$E' = 13,718 \cdot (1 - 0,135 \cdot \eta)$	0,956	0,031	31,26	1,94
П-1(2)	$E' = 12,371 \cdot (1 - 0,101 \cdot \eta)$	0,949	0,035	26,873	2,62
П-1(3)	$E' = 13,111 \cdot (1 - 0,080 \cdot \eta)$	0,915	0,058	15,803	1,65
П-1(4)	$E' = 15,800 \cdot (1 - 0,060 \cdot \eta)$	0,988	0,009	115,542	1,09
П-1(5)	$E' = 14,454 \cdot (1 - 0,049 \cdot \eta)$	0,930	0,048	19,487	0,78

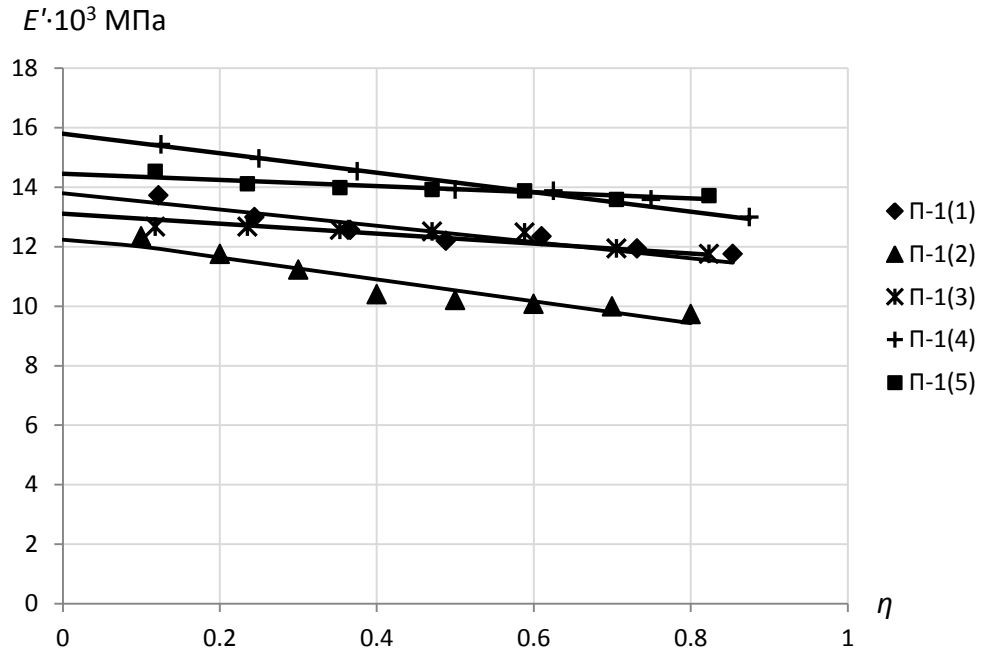


Рис. 3.6. Діаграми зміни січного модуля деформацій для зразків серії П-1

Зразки третьої серії (П-24) перебували у воді протягом 24 годин. За добу вологість у середньому збільшилась на 20 % порівняно із сухими зразками. У табл. 3.4 наведені основні параметри залежностей « E' – η » для зразків третьої серії. На рис. 3.7 наведені діаграми зміни січного модуля деформацій залежно від рівня напружень для зразків серії П-24.

Таблиця 3.4

Основні параметри кореляційних рівнянь залежності « E' – η » та їх статистики для зразків серії П-24

Назва зразка	Кореляційне рівняння	r	m_r	$\frac{r}{m_r}$	$V, \%$
П-24(1)	$E' = 14,215 \cdot (1 - 0,176 \cdot \eta)$	0,989	0,008	124,78	1,05
П-24(2)	$E' = 10,603 \cdot (1 - 0,072 \cdot \eta)$	0,835	0,115	7,28	2,30
П-24(3)	$E' = 9,928 \cdot (1 - 0,011 \cdot \eta)$	0,898	0,073	12,22	0,26
П-24(4)	$E' = 13,580 \cdot (1 - 0,152 \cdot \eta)$	0,931	0,050	18,44	2,38
П-24(5)	$E' = 13,662 \cdot (1 - 0,024 \cdot \eta)$	0,992	0,006	164,89	1,35

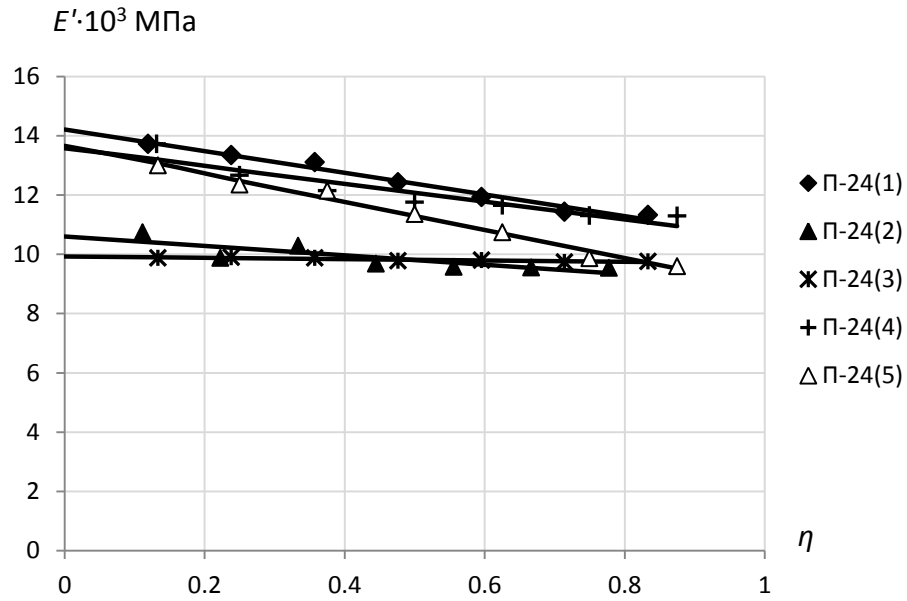


Рис. 3.7. Діаграми зміни січного модуля деформацій для зразків серії П-24

Зразки останньої четвертої серії (П-120) перебували у воді протягом п'яти діб або ж 120 годин. За цей період вологість у середньому збільшилась на 35 % порівняно із сухими зразками. У табл. 3.5 наведені основні параметри залежностей « $E' - \eta$ » для зразків четвертої серії. На рис. 3.8 наведені діаграми зміни січного модуля деформацій залежно від рівня напружень для зразків серії П-120.

Таблиця 3.5

Основні параметри кореляційних рівнянь залежності « $E' - \eta$ » та їх статистики для зразків серії П-120

Назва зразка	Кореляційне рівняння	r	m_r	$\frac{r}{m_r}$	$V, \%$
П-120(1)	$E' = 10,990 \cdot (1 - 0,167 \cdot \eta)$	0,979	0,015	65,13	1,02
П-120(2)	$E' = 11,518 \cdot (1 - 0,070 \cdot \eta)$	0,955	0,033	28,89	1,00
П-120(3)	$E' = 9,928 \cdot (1 - 0,011 \cdot \eta)$	0,898	0,073	12,22	0,26
П-120(4)	$E' = 10,613 \cdot (1 - 0,072 \cdot \eta)$	0,835	0,115	7,28	2,30
П-120(5)	$E' = 12,046 \cdot (1 - 0,075 \cdot \eta)$	0,773	0,142	5,42	3,42

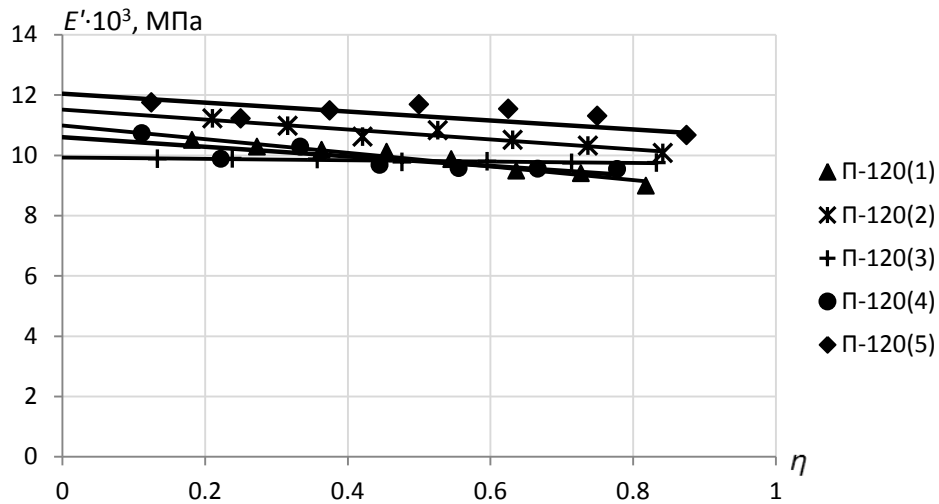


Рис. 3.8. Діаграми зміни січного модуля деформацій для зразків серії П-120

Як видно з діаграм, значення січного модуля деформацій деревини дещо зменшилося в результаті насичення дерев'яних зразків водою та збільшення вологості. Призми, які перебували у воді протягом 5-ти діб у середньому мають на 8 % менше значення E' на кожному рівні навантаження ніж ті, що насичувались 30 хвилин та на 18 % менше за аналогічні сухі при стандартній вологості у 12 %. На рис. 3.9 наведені середні значення E' з поміж п'яти зразків кожної серії П-0,5...П-120 та середні значення із семи зразків за нормальної вологості серії ПЦ.

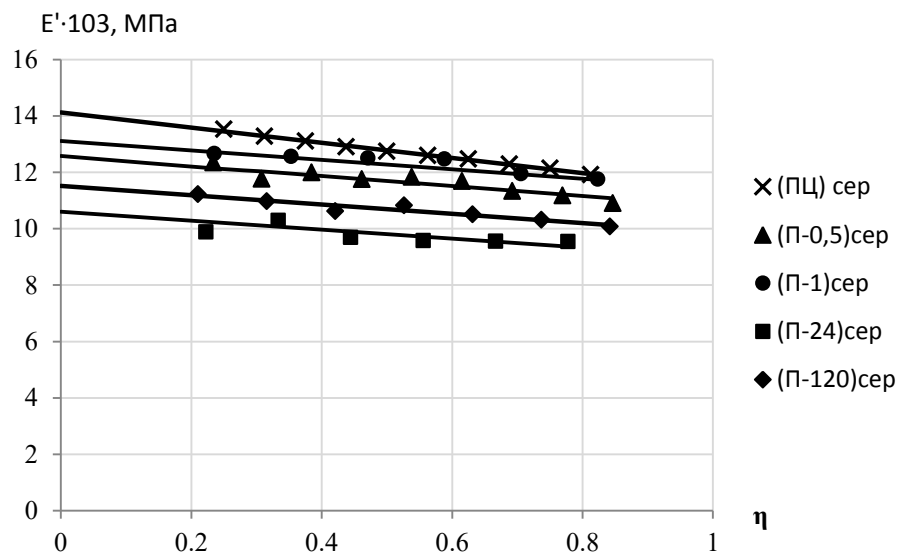


Рис. 3.9. Середні значення січного модуля деформацій для зразків серій ПЦ, П-0,5...П-120

Слід відмітити суттєвий вплив вологи на міцність дерев'яних зразків. Відтак середнє руйнівне зусилля для сухих зразків складало 32 МПа, а починаючи з 30 хв насичення різко падало до 24 МПа, тобто знижувалось на 25% і зменшилось до 20,5 МПа при 5-ти діб насичення (знизилося ще на 17%) (табл. 3.6).

Таблиця 3.6

Основні параметри кореляційних рівнянь залежності « E' – η » та їх статистики усереднених значень для зразків серій ПЦ, П-0,5...П-120

Назва зразка	Тимчасова міцність, МПа	Кореляційне рівняння	r	m_r	$\frac{r}{m_r}$	V , %
(ПЦ)сер	32,2	$E' = 14,121 \cdot (1 - 0,068 \cdot \eta)$	0,998	0,001	734	0,27
(П-0,5)сер	24,2	$E' = 12,580 \cdot (1 - 0,055 \cdot \eta)$	0,893	0,072	12,5	1,35
(П-1)сер	21,0	$E' = 13,111 \cdot (1 - 0,080 \cdot \eta)$	0,915	0,058	15,8	1,65
(П-24)сер	20,8	$E' = 10,603 \cdot (1 - 0,072 \cdot \eta)$	0,835	0,115	7,28	2,30
(П-120)сер	20,5	$E' = 11,518 \cdot (1 - 0,070 \cdot \eta)$	0,955	0,033	28,8	1,00

На графіку на рис. 3.10 показано усереднені значення деформацій для кожної серії зразків, що ілюструє різницю в міцності між сухими та зволоженими зразками.

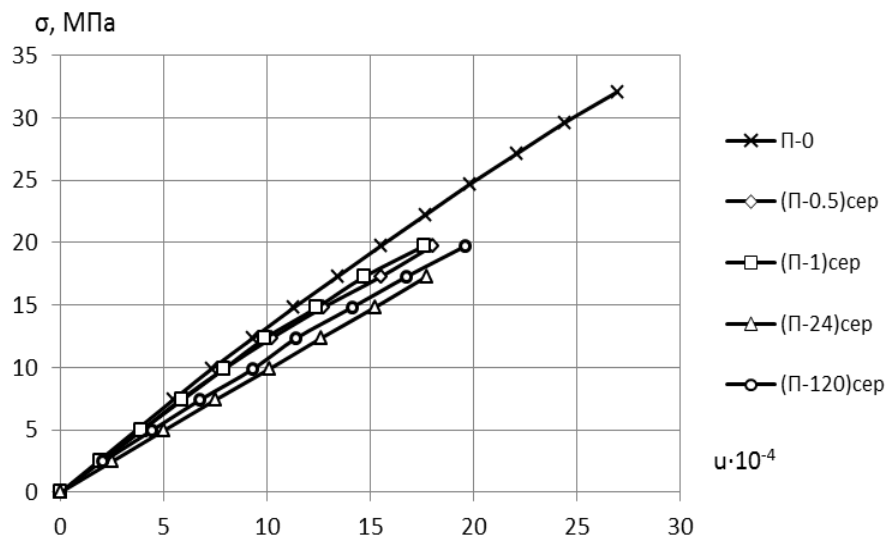


Рис. 3.10. Діаграми деформування деревини « $\sigma_d - u_d$ » при роботі сухої та вологої деревини (сосни) на стиск вздовж волокон

3.2. Визначення фізико-механічних характеристик сталеві арматури

Для армування стиснутої зони балок було використано сталеву арматуру періодичного профілю марки А500-С. Кожна балка II серії армувалась двома стержнями діаметром 12 мм, а III серії – двома стержнями Ø16 мм. Випробування стержнів на міцність виконували в універсальній розривній машині УММ-50 (рис.3.11). Всього було випробувано по два стержні довжиною 400 мм кожного діаметру. Для вимірювання деформацій арматури при випробуванні на розрив використовували тензометр Гугенбергера.

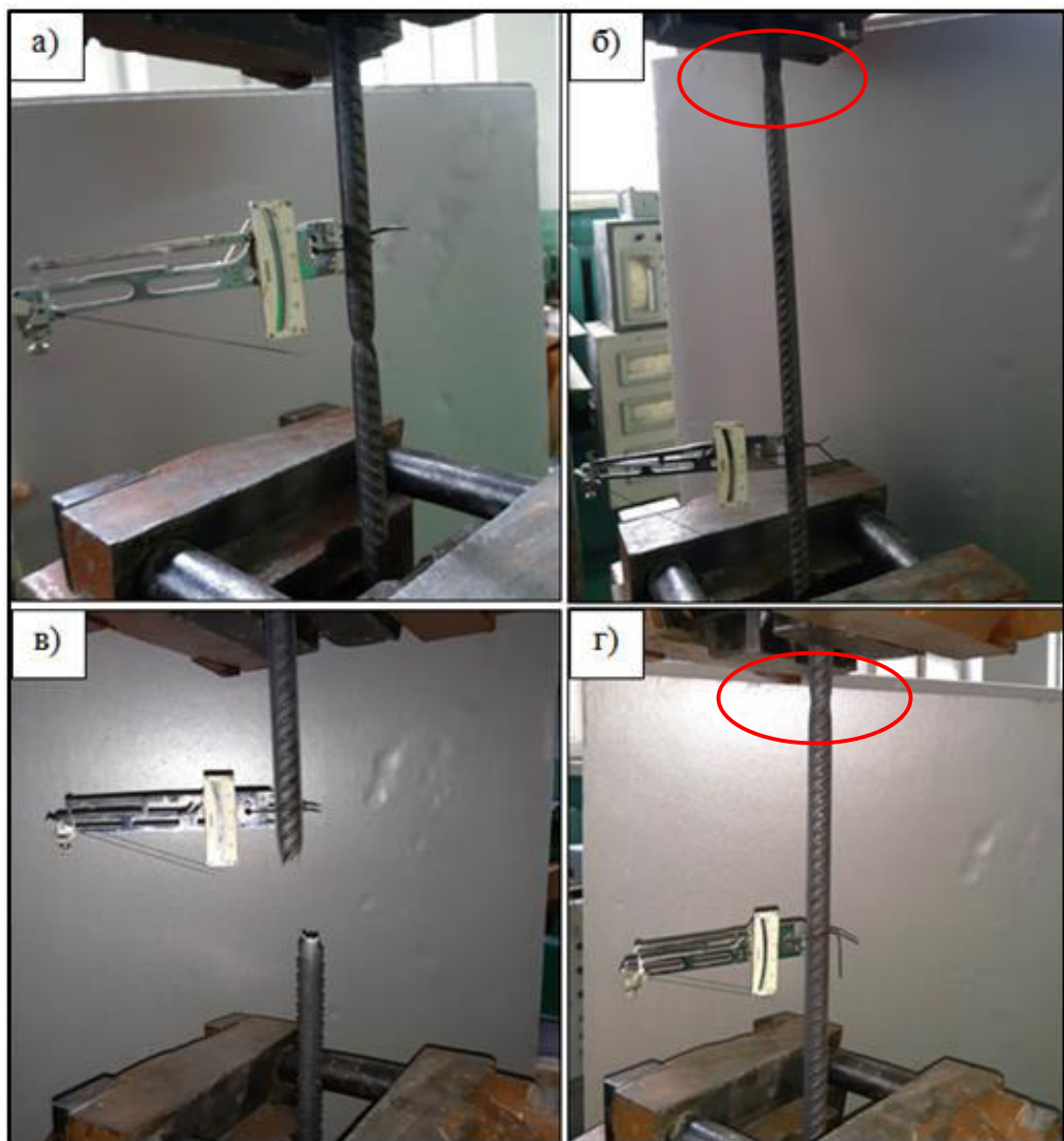


Рис. 3.11. Випробування на розрив сталеві арматури класу А500-С:

а) Ø12 мм зразок 1; б) Ø12 мм зразок 2;

в) Ø16 мм зразок 1; г) Ø16 мм зразок 2

Графіки деформування сталеві арматури наведені на рис. 3.12.

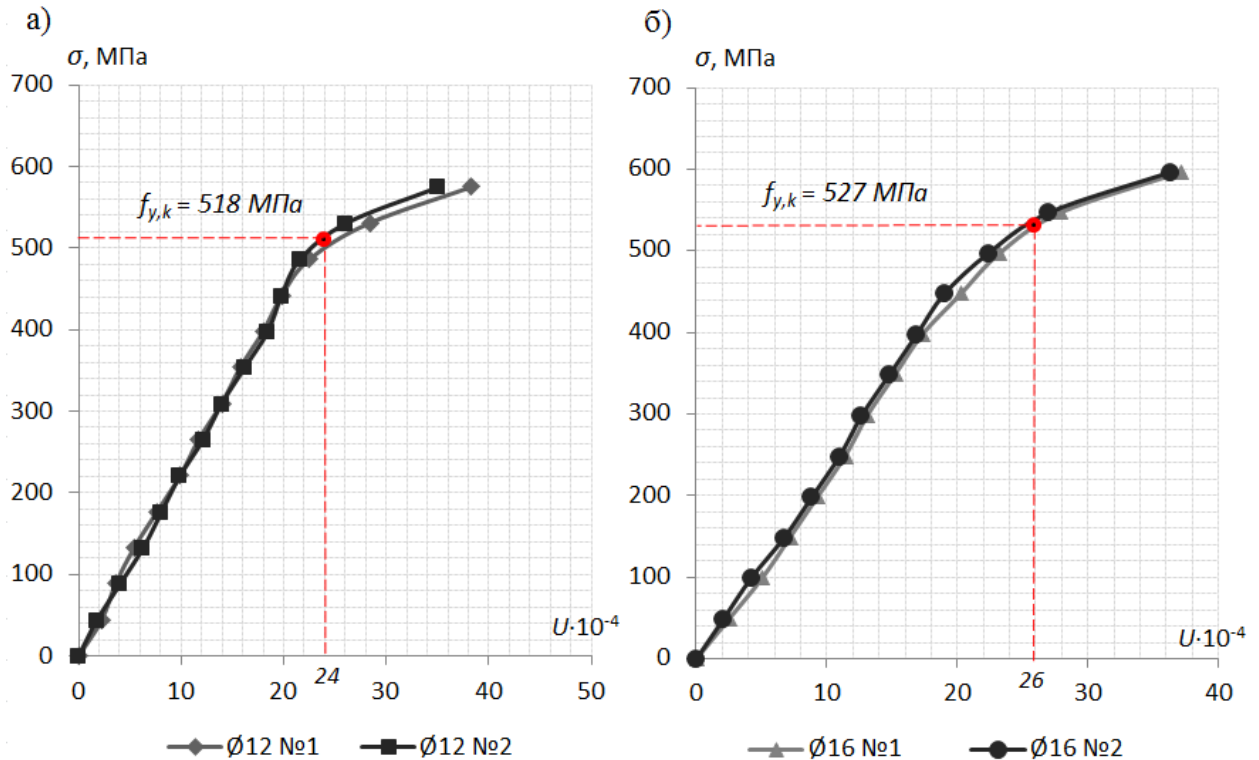


Рис. 3.12. Діаграми деформування сталеві арматури при випробуванні на розтяг: а) двох стержнів Ø12 мм класу А500-С; б) двох стержнів Ø16 мм класу А500-С

Згідно випробувань, середнє значення міцності на розтяг для двох стержнів Ø12 мм склало $f_{t,k} = 645$ МПа, тоді як для двох стержнів Ø16 мм воно становило $f_{t,k} = 708$ МПа. Границю текучості для зразків Ø12 мм у середньому було досягнуто при значенні $f_{y,k} = 518$ МПа, для зразків Ø16 мм – при $f_{y,k} = 527$ МПа.

Висновки до розділу 3

1. Удосконалено методичний підхід до визначення початкового модуля пружності E_0 та січного модуля деформацій E' для деревини графо-аналітичним методом, що відрізняється апроксимацією кореляційної функції, яка здійснюється методом найменших квадратів із побудовою відповідних діаграм. У результаті чого встановлено, що при збільшенні рівня напружень η значення модуля E' зменшується за лінійним законом, як для цільної, так і клеєної деревини.

2. За результатами випробування дерев'яних призм визначено, що міцність на стиск цільної деревини в середньому складає $f_{c,0,d} = 32$ МПа, клеєної деревини – $f_{c,0,d} = 46$ МПа. Критичні деформації стиску, при яких починалося руйнування суцільної деревини визначені в середньому рівними $u_{c,fin,d} = 0,0028$, клеєної деревини – $u_{c,fin,d} = 0,0035$. Початковий модуль пружності цільної деревини в середньому становить $E_0 = 13\,900$ МПа, під час завантаження зразків поступово зменшується і при максимальному навантаженні спадає до $11\,500$ МПа (тобто зменшується на 17 %). Початковий модуль пружності клеєної деревини в середньому рівний $E_0 = 18\,000$ МПа, при максимальному навантаженні зменшується до $15\,000$ МПа (зменшується на 16,7 %).

3. Досліджено вплив підвищеної вологості на зміну модуля пружності та міцності дерев'яних зразків призм із суцільної деревини. Збільшення вологості проходило шляхом насичення зразків водою у результаті витримки їх у рідині протягом визначених термінів починаючи з пів години й до п'яти діб. За вказаний період часу вологість деревини збільшилась загалом на 35 %, при цьому значення модуля деформацій E' на кожному рівні навантаження зменшилося в середньому на 18 % порівняно із зразками, випробуваними при стандартній вологості 12 %. Міцність зволжених зразків суттєво знизилась з 32 МПа до 24 МПа за перші пів години насичення водою (при цьому вологість збільшилась на 13 %) та зменшилась до 20,5 МПа за весь період перебування зразків у воді. Загалом міцність зменшилась на 36%.

Матеріали до розділу опубліковані в роботах [21, 22, 25].

РОЗДІЛ 4

РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ БАЛОК ІЗ КЛЕЄНОЇ ДЕРЕВИНИ З КОМБІНОВАНИМ АРМУВАННЯМ

4.1. Деформування балок з клеєної деревини

На основі показів тензодатчиків на кожному ступені навантаження були отримані дані щодо деформування шарів деревини у розрахунковому перерізі зони чистого згину по висоті поперечного перерізу. Всі зразки балок із клеєної деревини були випробувані одноразовим короткочасним навантаженням. Детально методика випробування на згин описано в другому розділі. Випробування зразків проходило до моменту втрати ними несучої здатності за видимими зовнішніми ознаками руйнування. Далі розглянемо роботу кожної серії зразків окремо й більш детально.

4.1.1. Результати випробування балок I серії

До першої серії належало дві неармовані балки з клеєної деревини БК-А та БК-Б, що були випробувані для визначення несучої здатності, прогинів та деформацій та порівняння їх із відповідними для армованих зразків. Перше видиме пошкодження почало з'являтися у зразку БК-А в вигляді складки у стиснутій зоні (рис. 4.1) при навантаженні 43 кН, що відповідало згинальному моменту $M = 19,3$ кНм ($0,81M_{max}$), який виникав у балці. З цього моменту почалось незначне потріскування. При подальшому завантаженні складка поступово збільшувалась. Руйнування зразка БК-А відбулось при навантаженні 53 кН або $M_{max} = 23,85$ кНм й супроводжувалось раптовим розривом нижньої дошки (рис. 4.2).

Характер роботи балки БК-Б був досить схожим із зразком БК-А. При навантаженні 42 кН або за моменту $M = 18,9$ кНм ($0,84M_{max}$) так само у стиснутій зоні почали з'являтися складки (рис. 4.3). Зразок БК-Б зруйнувався при 50 кН ($M_{max} = 22,5$ кНм) також шляхом розриву нижньої дошки (рис. 4.4).

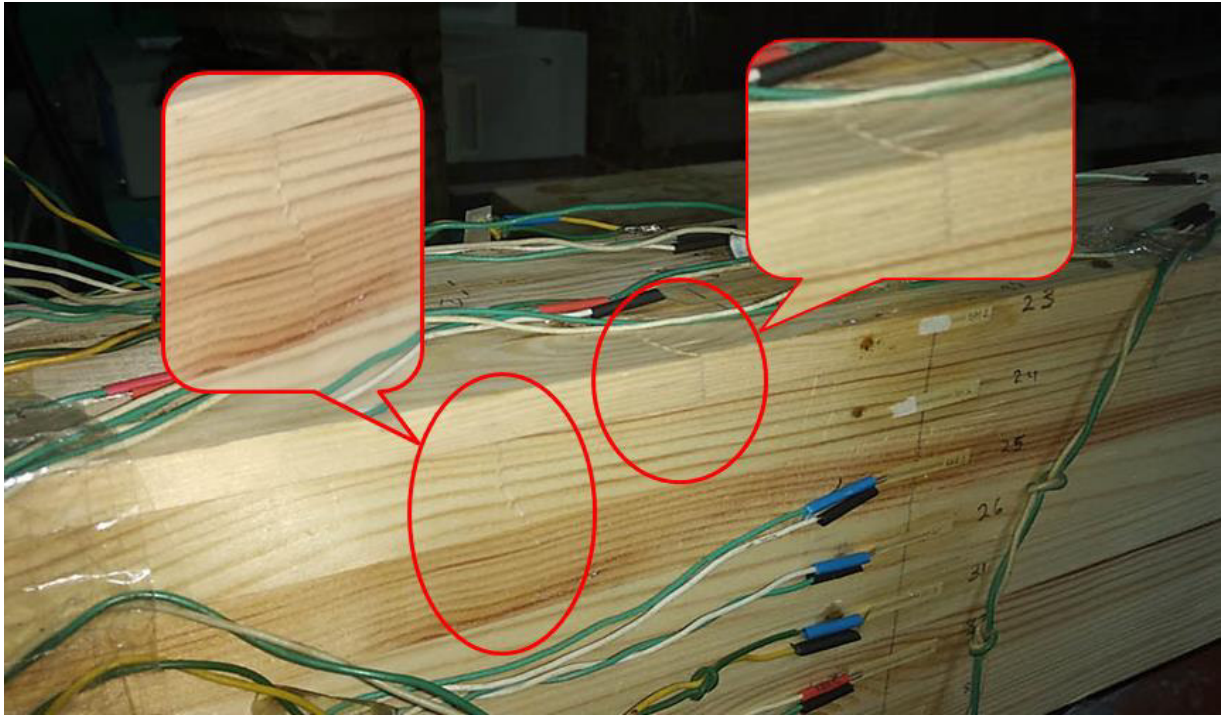


Рис. 4.1. Утворення складок в стиснутій зоні зразка БК-А
при навантаженні $0,81M_{max}$



Рис. 4.2. Характер руйнування зразка БК-А в зоні чистого згину

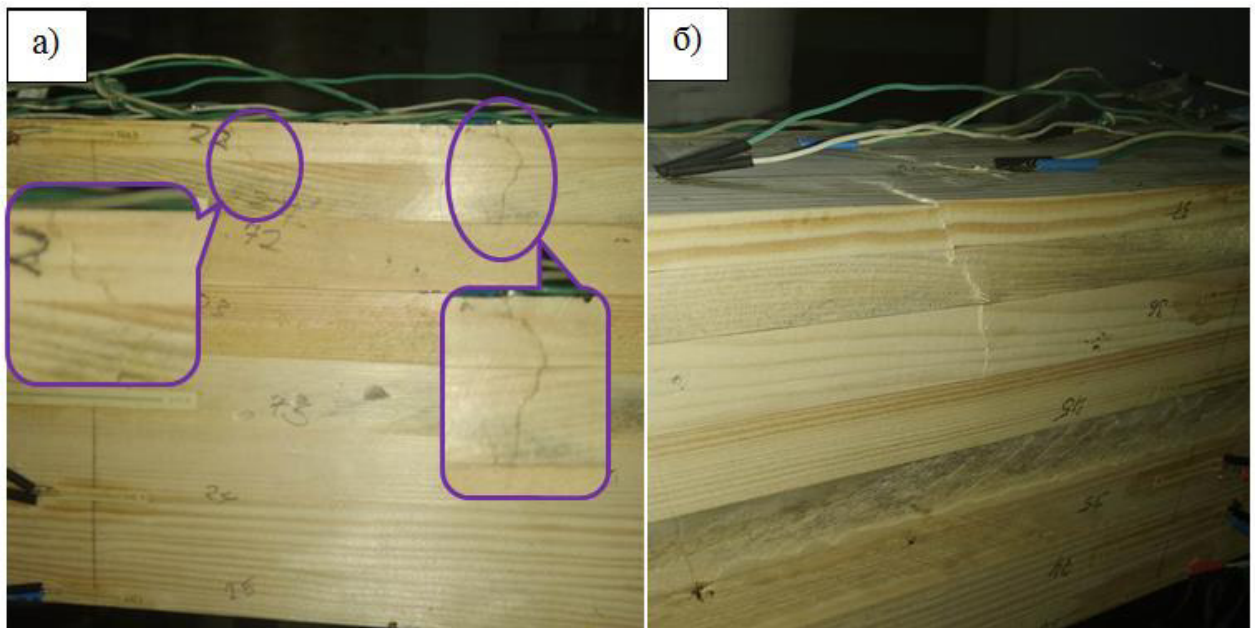


Рис. 4.3. Утворення складок в стиснутій зоні балки БК-Б:

а) за моменту $0,84M_{max}$; б) за моменту $0,95M_{max}$



Рис. 4.4. Характер руйнування зразка БК-Б

На рис. 4.5 наведено діаграму деформування різних шарів деревини зразка БК-А в зоні чистого згину посередині балки та схему розміщення тензодатчиків. Пошаровий розподіл деформацій по висоті перерізу балки БК-А посередині прольоту від початку завантаження до руйнування показано на

рис. 4.6. Слід відмітити, що при побудові діаграм деформування різних шарів (рис. 4.5) враховувалися максимальні деформації в перерізі, тоді як на рис. 4.6 вказано розподіл деформацій по одній зі сторін балки, в даному випадку за показами датчиків Д-12...Д-24.

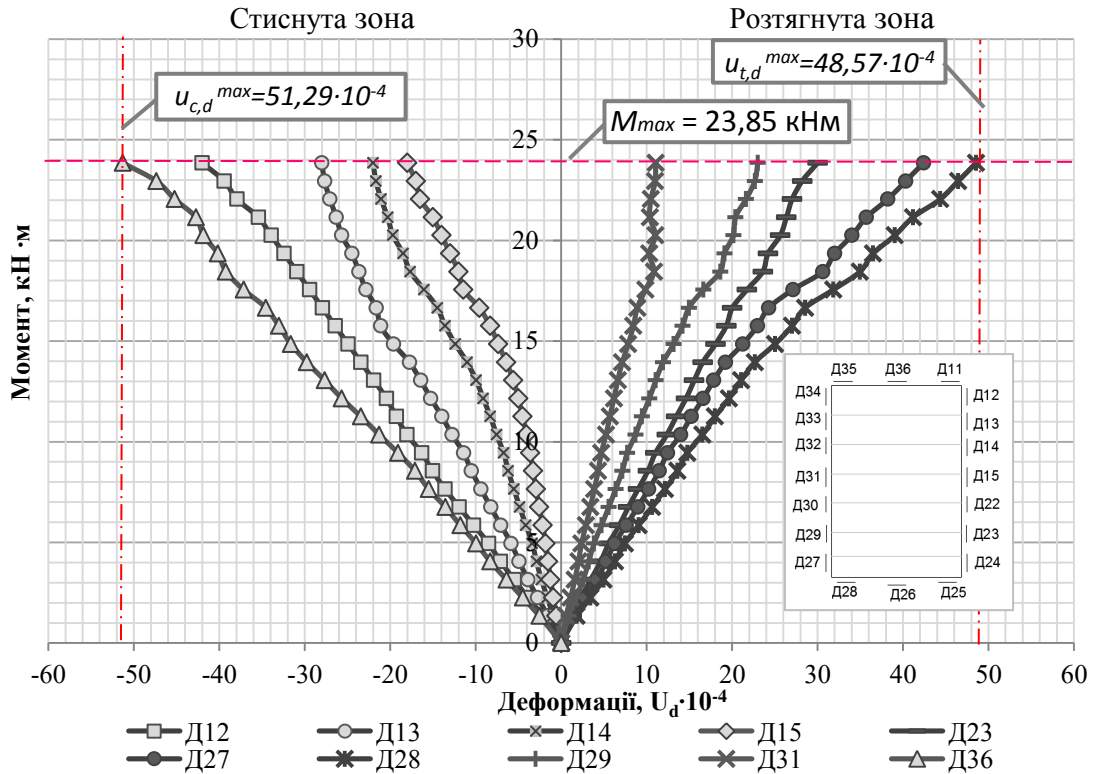


Рис. 4.5. Діаграма деформування різних шарів деревини в зоні чистого згину балки БК-А

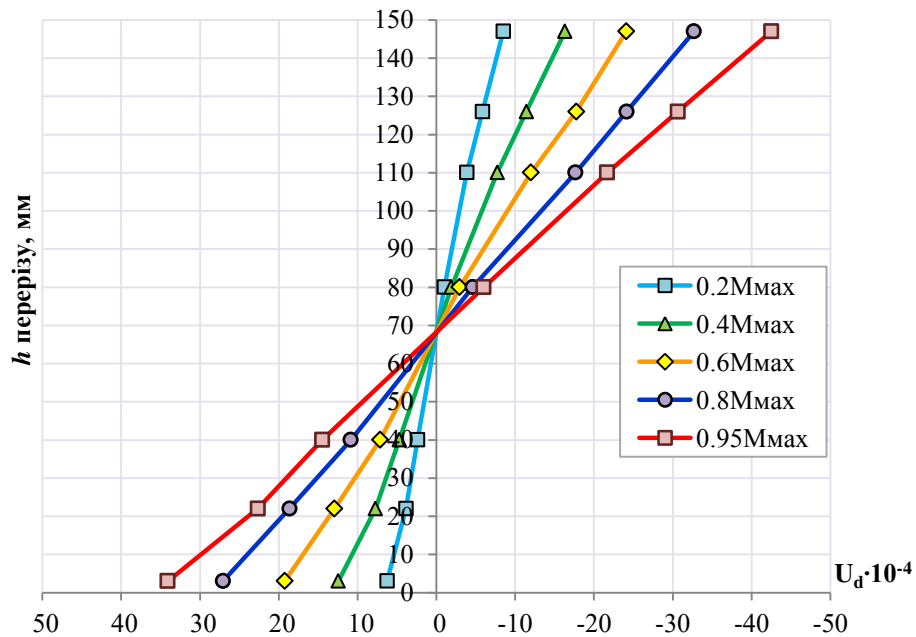


Рис. 4.6. Розподіл деформацій по висоті перерізу в зоні чистого згину балки БК-А

На рис. 4.7 наведено діаграму деформування різних шарів деревини посередині прольоту балки БК-Б та розподіл деформацій по висоті перерізу цього ж зразка на рис. 4.8. Як можна помітити деформації практично лінійно розподіляються по висоті перерізу.

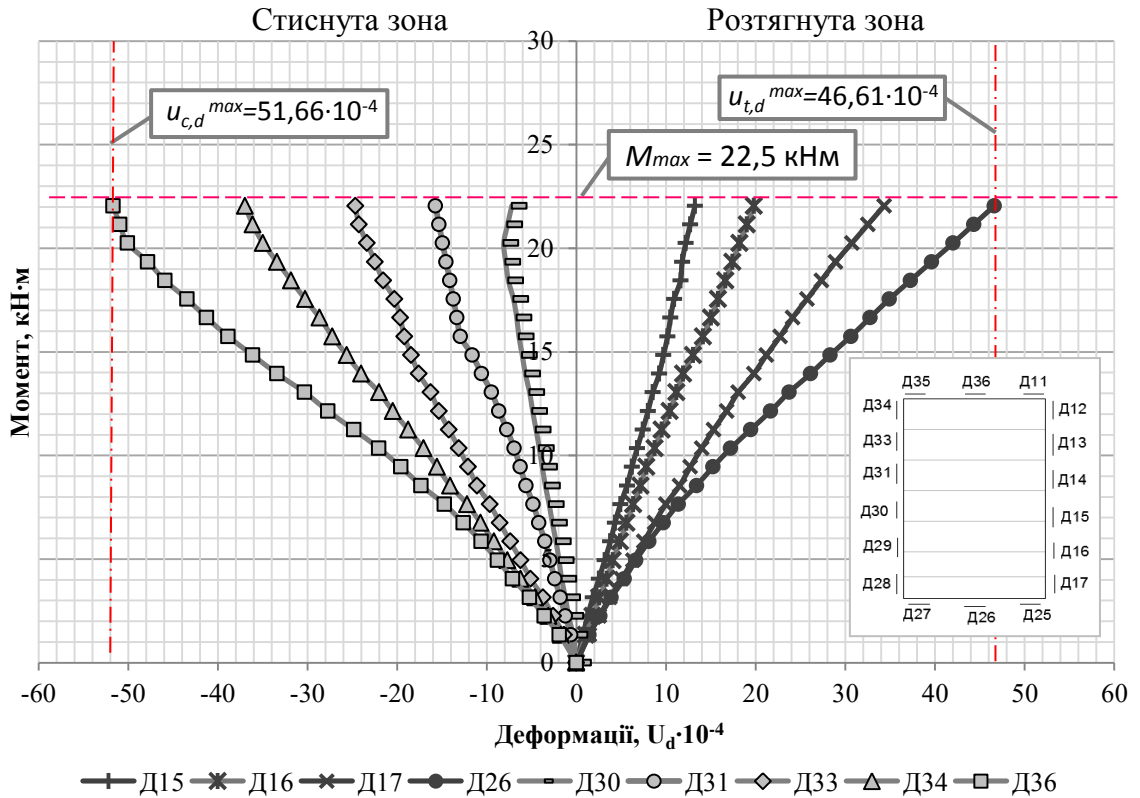


Рис. 4.7. Діаграма деформування різних шарів деревини балки БК-Б

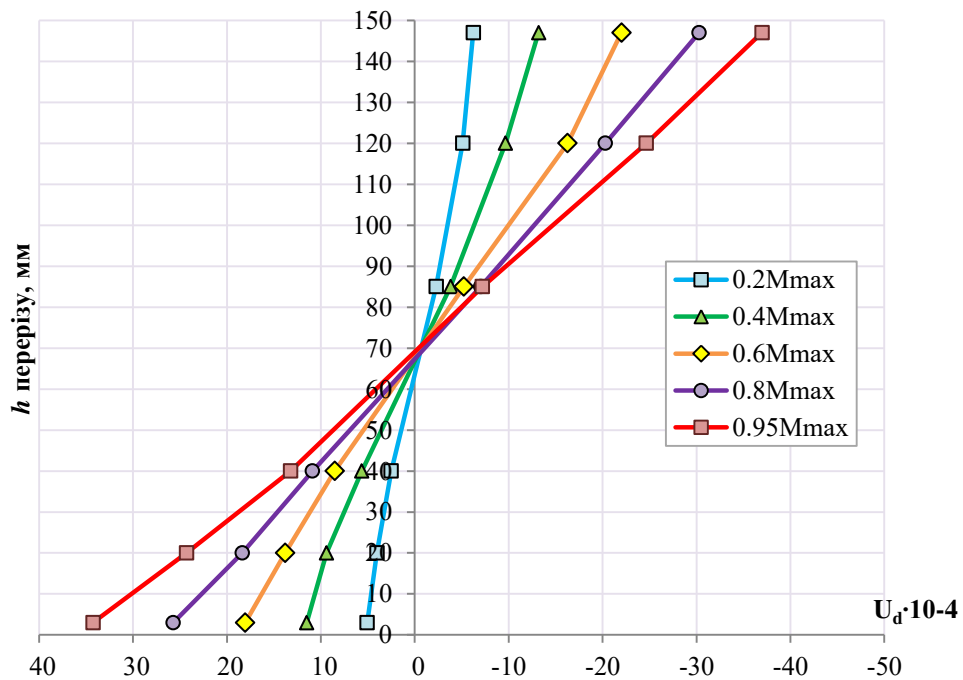


Рис. 4.8. Розподіл деформацій по висоті перерізу балки БК-Б

4.1.2. Результати випробування балок II серії

До другої серії випробувань відносилось дві балки, що були армовані у стиснутій зоні сталеву арматурою у вигляді двох стержнів періодичного профілю діаметром 12 мм класу А500-С, а в розтягнутій зоні – високоміцною композитною стрічкою на основі вуглецевих волокон Sika CarboDur S-512. Товщина такої стрічки складає 1,2 мм, а ширина – 25 мм. Приклеєна вона була ззовні розтягнутої зони по всій довжині нижньої дошки за допомогою спеціального клею.

Запропонований варіант армування балок з клеєної деревини зумовлений необхідністю підсилення стиснутої зони з якої починаються перші видимі ознаки руйнування, у вигляді складок, за допомогою більш жорсткого матеріалу такого, як сталева стержнева арматура та розтягнутої зони за допомогою сучасного високоміцного матеріалу – композитної стрічки з вуглеволокна. Вибір саме цього матеріалу пояснюється рядом переваг, а саме:

- невелика вага;
- міцність на розтяг більша в 5 разів (ніж арматури класу А500-С);
- стійкість до корозії;
- можливість застосування до різних матеріалів (дерево, сталь, бетон);
- простота застосування (з'єднання з конструкцією, що армується чи підсилюється проводиться лише за допомогою шару клею); відсутність обмежень по довжині та ін.

До того ж не потрібно влаштовувати пази у розтягнутій зоні балки, тим самим послаблюючи її, як у випадку із підсиленням сталеву арматурою.

Відсоток армування перерізу для балок цієї серії випробувань становив 1,7%. Перший зразок БКА-12А почав потріскувати при навантаженні 33 кН ($M = 14,85$ кНм). При 39 кН ($M = 17,55$ кНм) у розтягнутій зоні балки почали з'являтися тріщини (рис. 4.9, а), які повільно збільшувались при подальшому збільшенні навантаження і при 47 кН ($M = 21,15$ кНм) відбулось різке звукове потріскування, що супроводжувалось руйнуванням нижньої дошки (рис. 4.9, б).

При цьому балка продовжувала працювати та не втратила своєї несучої здатності, що, скоріше за все, трапилося б при відсутності композитної стрічки. Руйнування зразка БКА-12А відбулося при навантаженні 59 кН або $M_{max} = 26,55$ кНм шляхом відриву стрічки з під однієї із опор (рис. 4.10).

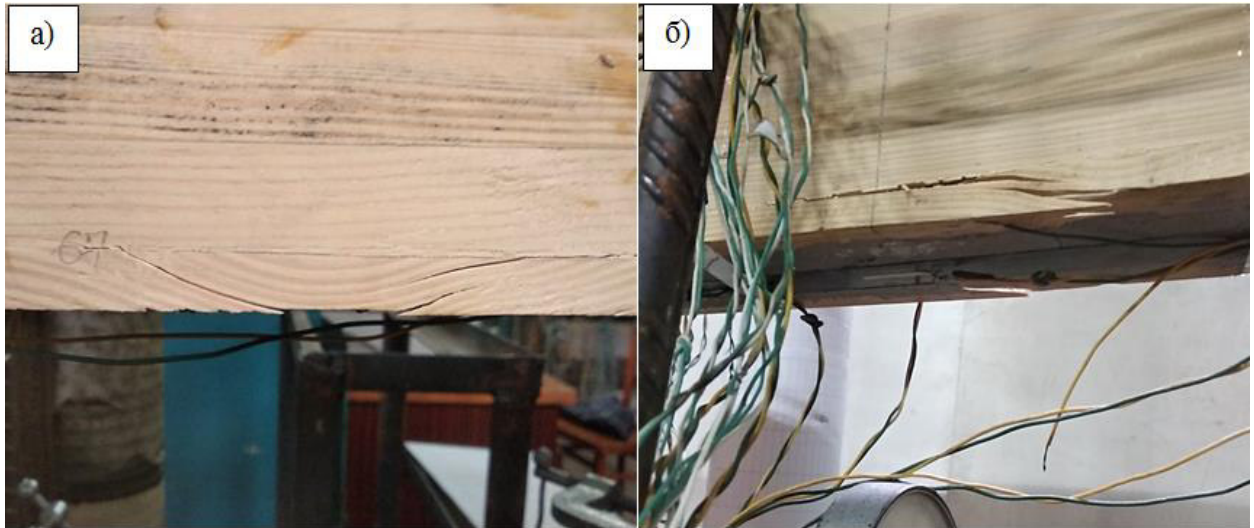


Рис. 4.9. Утворення тріщин в розтягнутій зоні балки БКА-12А:

а) за моменту $0,66M_{max}$; б) за моменту $0,8M_{max}$



Рис. 4.10. Характер руйнування балки БКА-12А в зоні чистого згину

Діаграму деформування різних шарів деревини зразка БКА-12А в зоні чистого згину наведено на рис. 4.11 та розподіл деформацій по висоті перерізу посередині прольоту на рис. 4.12.

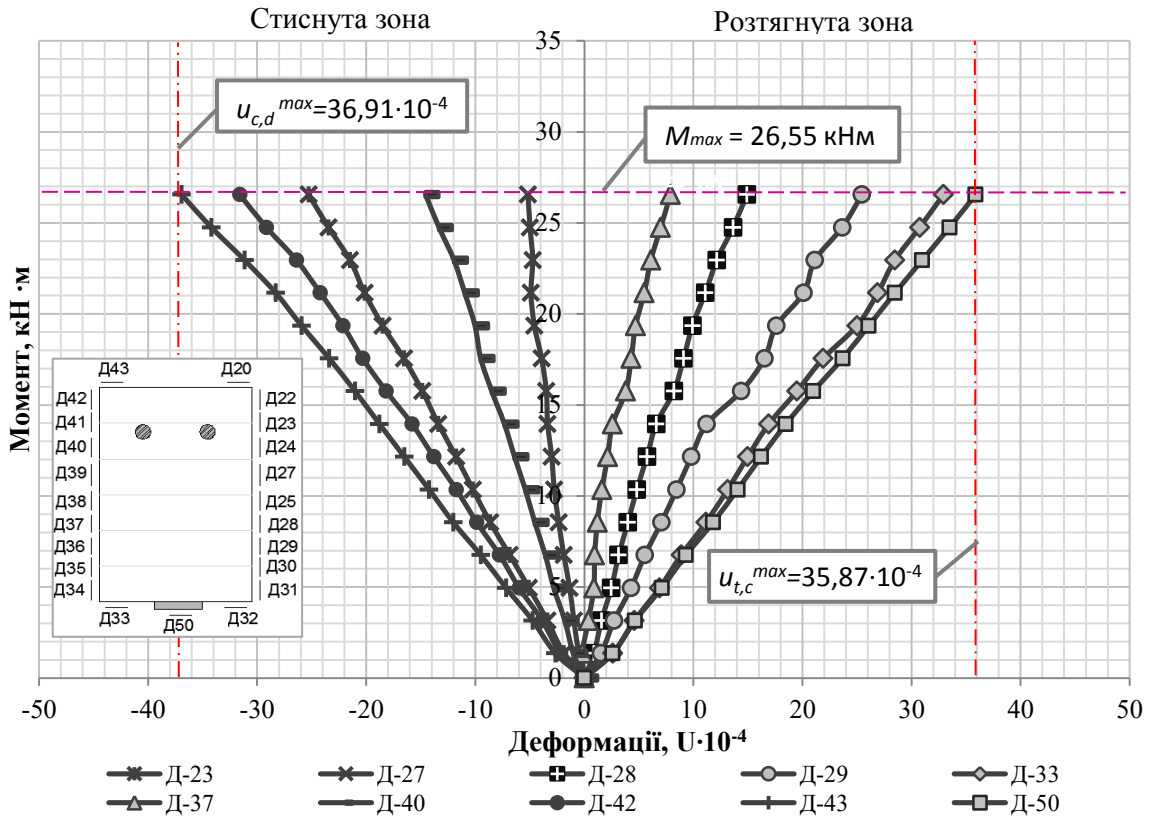


Рис. 4.11. Діаграма деформування різних шарів деревини балки БКА-12А

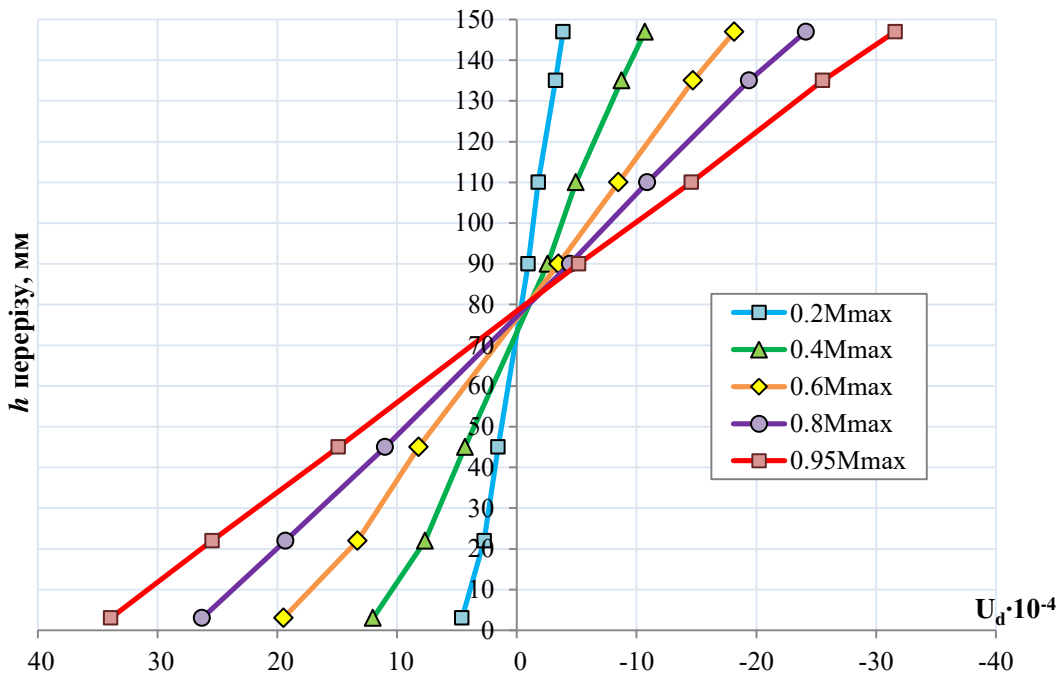


Рис. 4.12. Розподіл деформацій по висоті перерізу балки БКА-12А

Датчики розміщені на сталевій арматурі та на деревині ззовні на тому ж рівні засвідчили про сумісну роботу цих матеріалів (рис. 4.13).

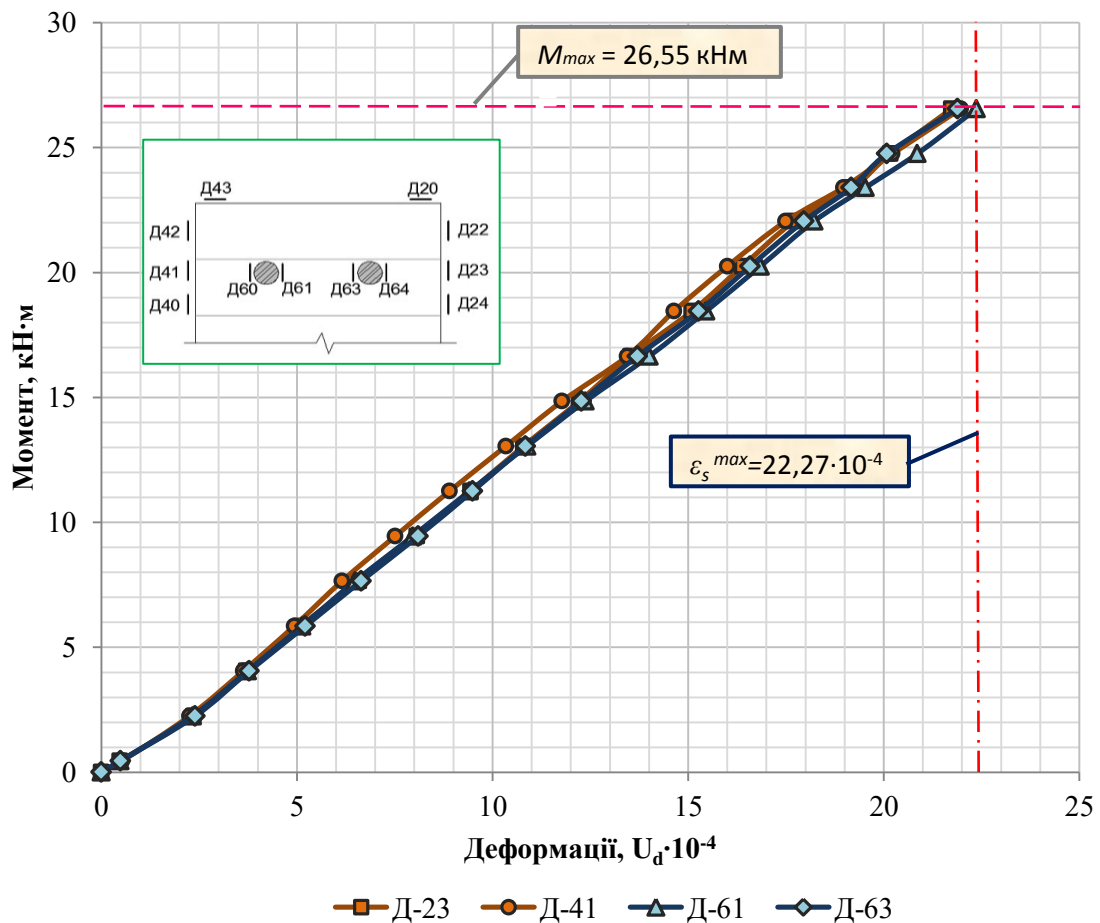


Рис. 4.13. Діаграма деформування деревини та сталевій арматури балки БКА-12А

Максимальні відносні деформації, які були зафіксовані в сталевій арматурі стиснутої зони в момент руйнування балки, як вказано на рис. 4.13, складала $u_s = 22,27 \cdot 10^{-4}$, що в свою чергу становило 93 % від граничних відносних деформацій на межі текучості ($u_y = 24 \cdot 10^{-4}$), що були отримані при випробуванні на розрив стержнів цього ж діаметру. Отже, міцнісні характеристики сталевій арматури в даній балці були майже повністю вичерпані.

Унаслідок передчасного відриву композитної стрічки у зразку БКА-12А було вирішено додатково її заанкерувати у зразку БКА-12Б. Анкерування стрічки до балки виконували за допомогою спеціально призначеного для цього матеріалу на основі вуглецевих волокон SikaWrap-230С, що поставляється у вигляді полотна, воно приклеюється до балки поверх стрічки за допомогою

відповідного клею. Детально влаштування всіх композитних матеріалів див. у розділі 2.

Балка БКА-12Б працювала без видимих пошкоджень практично до руйнування (рис. 4.14), яке наступило раптово при навантаженні 65 кН ($M_{max} = 29,25$ кНм) шляхом утворення однієї значної тріщини. Тріщина розпочиналась посередині прольоту і виходила на один із торців балки, проходячи вздовж нейтральної осі, приблизно по межі стиснутої та розтягнутої зони (рис. 4.15). При спробі подальшого збільшення навантаження відбувалося лише більше зміщення стиснутої зони відносно розтягнутої, що було добре помітно у цьому ж торці.

Слід відмітити, що утворення складок в стиснутій зоні балок другої серії не було помічено.



Рис. 4.14. Загальний вигляд балки БКА-12Б під навантаженням:

а) за моменту $0,7M_{max}$; б) за моменту $0,95M_{max}$



Рис. 4.15. Характер руйнування балки БКА-12Б

На рис. 4.16 показано діаграму деформування різних шарів деревини балки БКА-12Б в зоні чистого згину, а розподіл деформацій по висоті перерізу посередині прольоту на рис. 4.17.

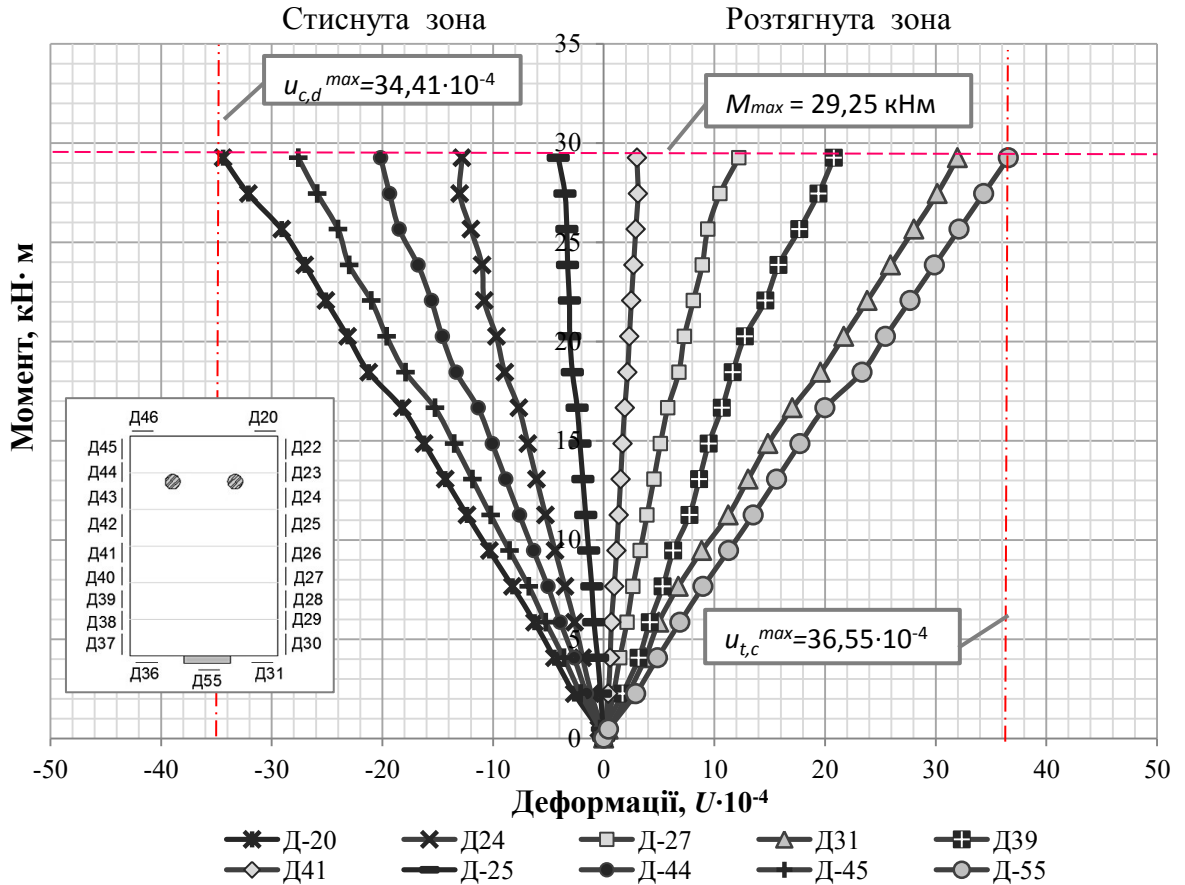


Рис. 4.16. Діаграма деформування різних шарів деревини балки БКА-12Б

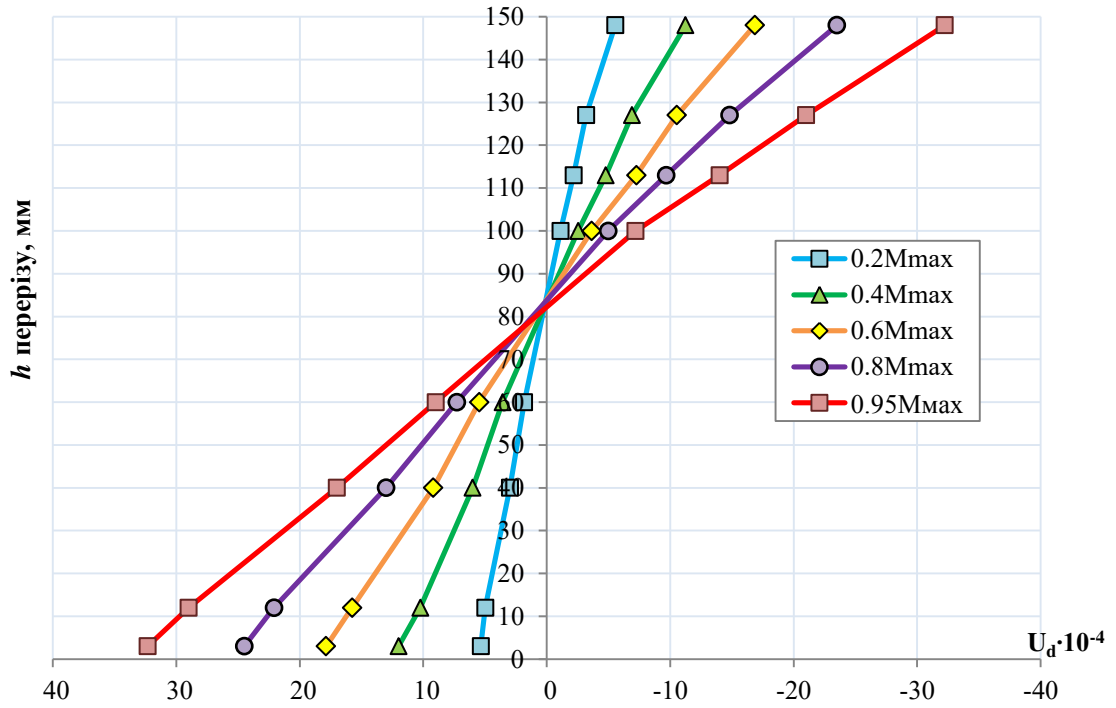


Рис. 4.17. Розподіл деформацій по висоті перерізу балки БКА-12Б

У зразку БКА-12Б відносні деформації сталеві арматури та деревини на тій самій висоті ззовні балки також були однаковими (рис. 4.18).

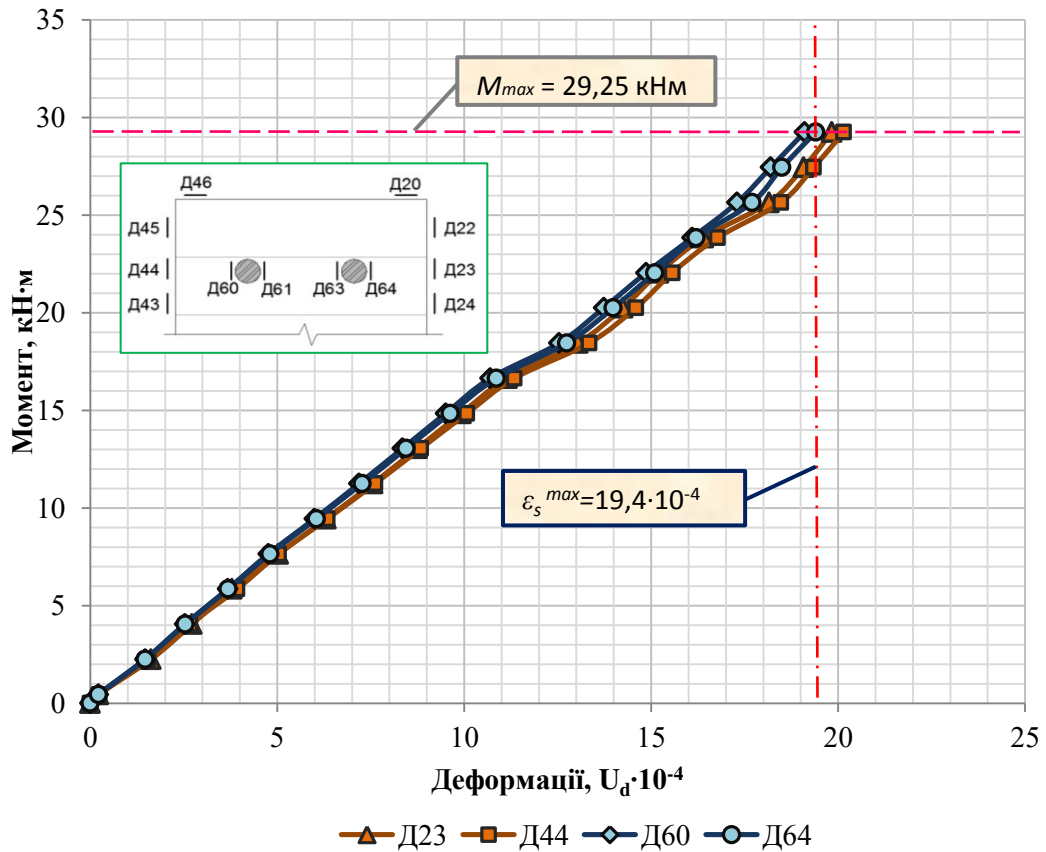


Рис. 4.18. Деформування деревини та сталеві арматури балки БКА-12Б

У балці БКА-12Б максимальні зафіксовані відносні деформації сталеві арматури стиснутої зони склали $u_s = 19,4 \cdot 10^{-4}$, що становило 80,8 % від граничних відносних деформацій на межі текучості.

4.1.3. Результати випробування балок III серії

До третьої серії випробувань відносилось дві балки, що були армовані аналогічно до балок другої серії з єдиною відмінністю, що у стиснутій зоні була застосована арматура діаметром 16 мм того ж класу міцності. Відсоток армування перерізу при цьому становив 2,8 %.

Перший зразок БКА-16А працював без видимих пошкоджень, лише з незначним потріскуванням, до моменту $0,9M_{max}$, при якому в зоні чистого згину, приблизно посередині висоти поперечного перерізу утворилась значна поздовжня тріщина та невелика тріщина у розтягнутій зоні під однією із зосереджених сил (рис. 4.19).



Рис. 4.19. Пошкодження в балці БКА-16А за моменту $0,9M_{max}$

При таких пошкодженнях балка швидше за все зруйнувалася б за відсутності композитної стрічки, проте при її наявності балка не лише не втратила несучої здатності, а навіть вдалося задати ще кілька ступенів навантаження і тільки після цього вона зруйнувалася при навантаженні 71 кН або $M_{max} = 31,95$ кНм. Руйнування супроводжувалось збільшенням вказаної поздовжньої тріщини та виходом її на протилежну бічну грань балки, а також розтріскуванням нижньої дошки (рис. 4.20). При цьому відриву композитної стрічки не спостерігалось.



Рис. 4.20. Характер руйнування балки БКА-16А в зоні чистого згину по обох бічних гранях

На рис. 4.21 наведено діаграму деформування різних шарів деревини балки БКА-16А в зоні чистого згину та розподіл деформацій по висоті перерізу за показами датчиків по одній з бічних граней посередині прольоту на рис. 4.22.

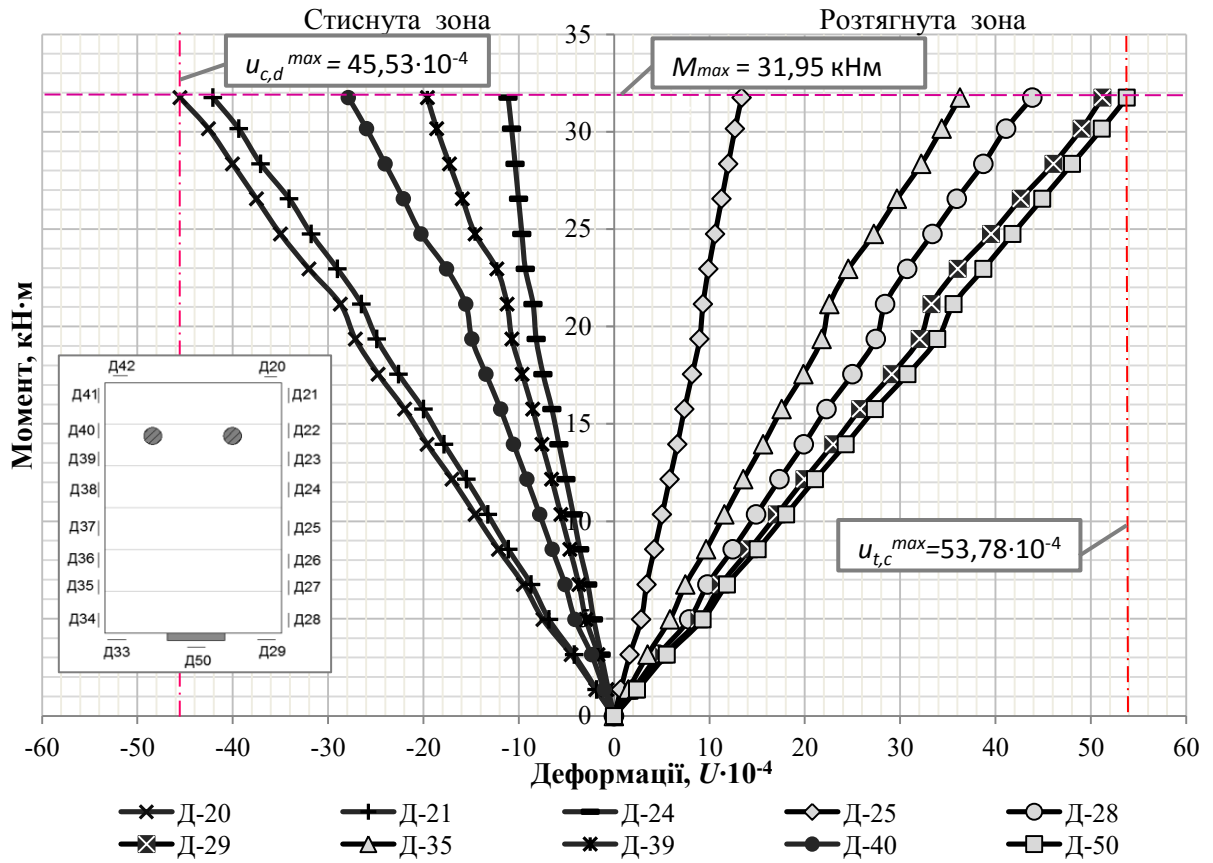


Рис. 4.21. Діаграма деформування різних шарів деревини балки БКА-16А

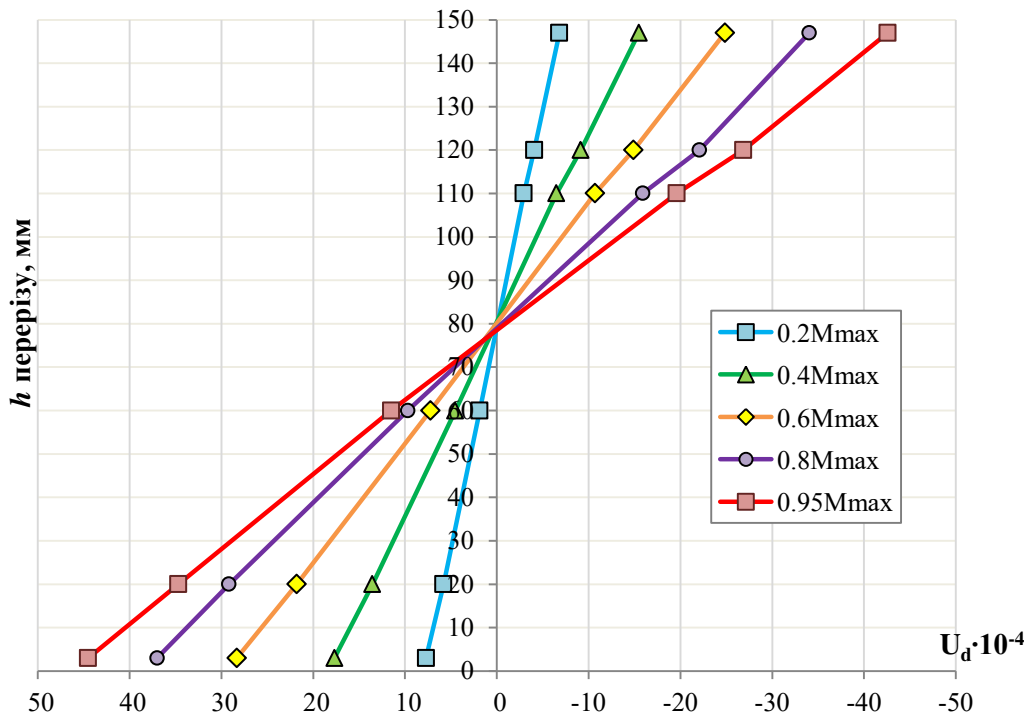


Рис. 4.22. Розподіл деформацій по висоті перерізу балки БКА-16А

З рисунку 4.23 видно, що сталева арматура включилась у роботу разом із деревиною і деформувалась однаково протягом всього завантаження.

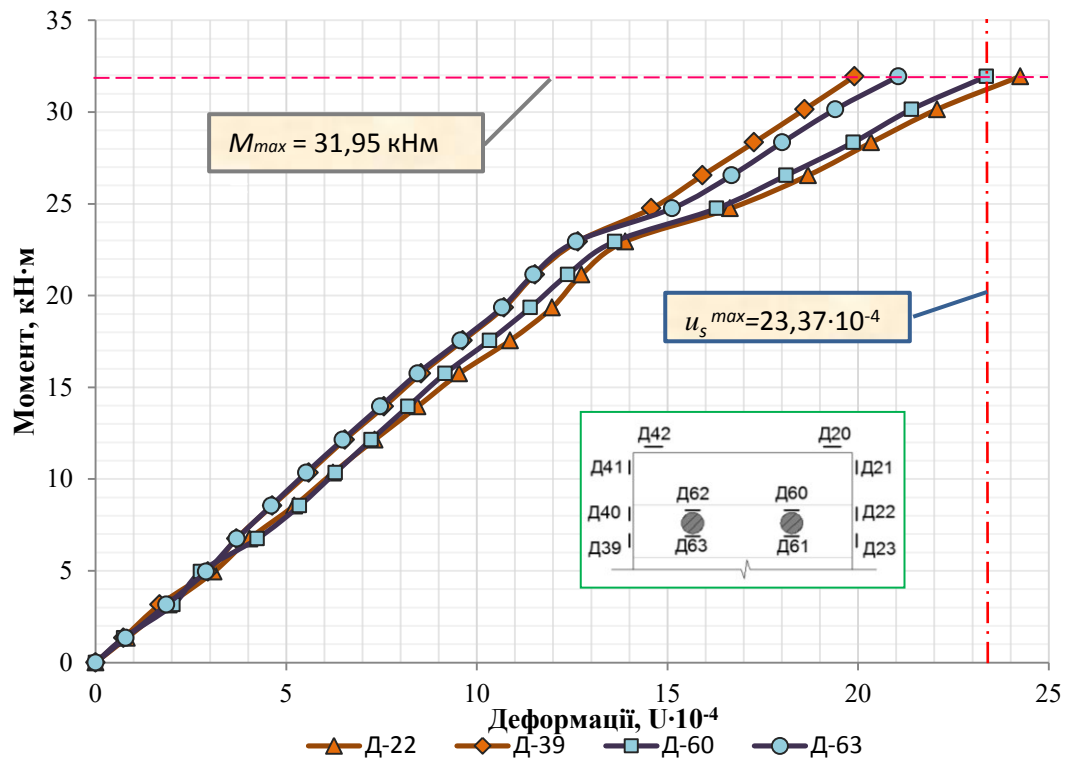


Рис. 4.23. Діаграма деформування деревини та сталевій арматури балки БКА-16А

Максимальні відносні деформації сталевій арматури посередині прольоту в момент руйнування балки становили $u_s = 23,37 \cdot 10^{-4}$, що становило 89 % від граничних відносних деформацій на межі текучості ($u_y = 26 \cdot 10^{-4}$), які були отримані при випробуванні на розрив стержнів діаметром 16 мм.

Друга балка БКА-16Б цієї серії випробувань була із додатково заанкерованою стрічкою з використанням все того ж композитного полотна SikaWrap в приопорних ділянках. Її робота (рис. 4.24) не супроводжувалась будь-якими видимими пошкодженнями аж до руйнування при навантаженні 75 кН або $M_{max} = 33,75 \text{ кНм}$. Знову ж таки руйнування відбулося шляхом утворення однієї значної подовжньої тріщини, яка проходила дещо вище середини висоти перерізу балки (рис. 4.25).



Рис. 4.24. Загальний вигляд балки БКА-16Б під навантаженням



Рис. 4.25. Характер руйнування балки БКА-16Б

Діаграму деформування різних волокон балки БКА-16Б посередині прольоту показано на рис. 4.26 та розподіл деформацій по висоті перерізу на рис. 4.27.

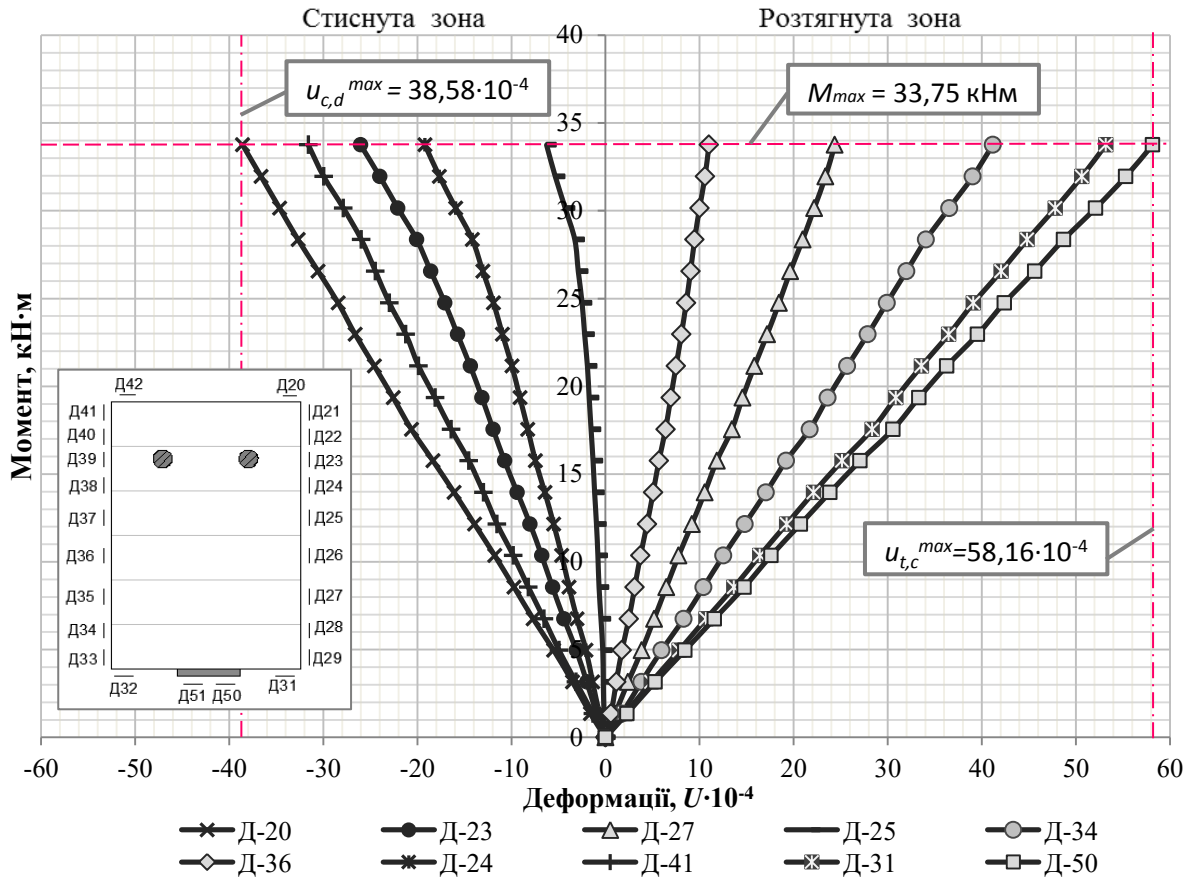


Рис. 4.26. Діаграма деформування різних шарів деревини балки БКА-16Б

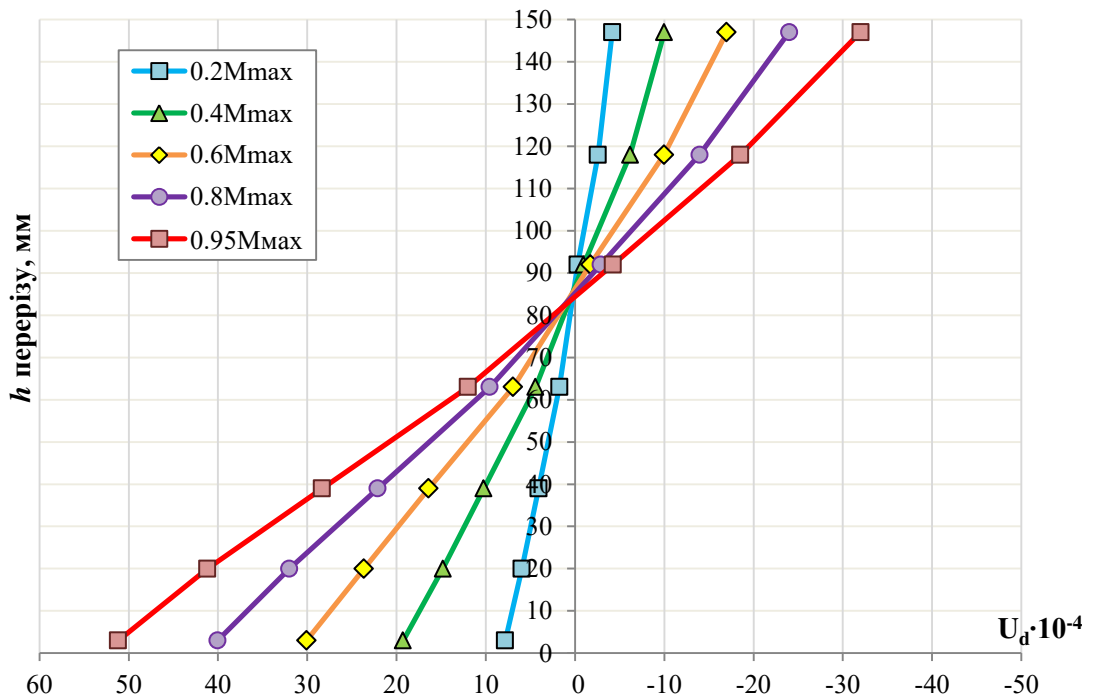


Рис. 4.27. Розподіл відносних деформацій по висоті перерізу балки БКА-16Б

Максимальні відносні деформації сталеві арматури посередині прольоту в момент руйнування у даній балці становили $u_s = 25,32 \cdot 10^{-4}$ і фактично досягли значення (97 % від $u_y = 26 \cdot 10^{-4}$), що відповідало межі текучості (рис. 4.28).

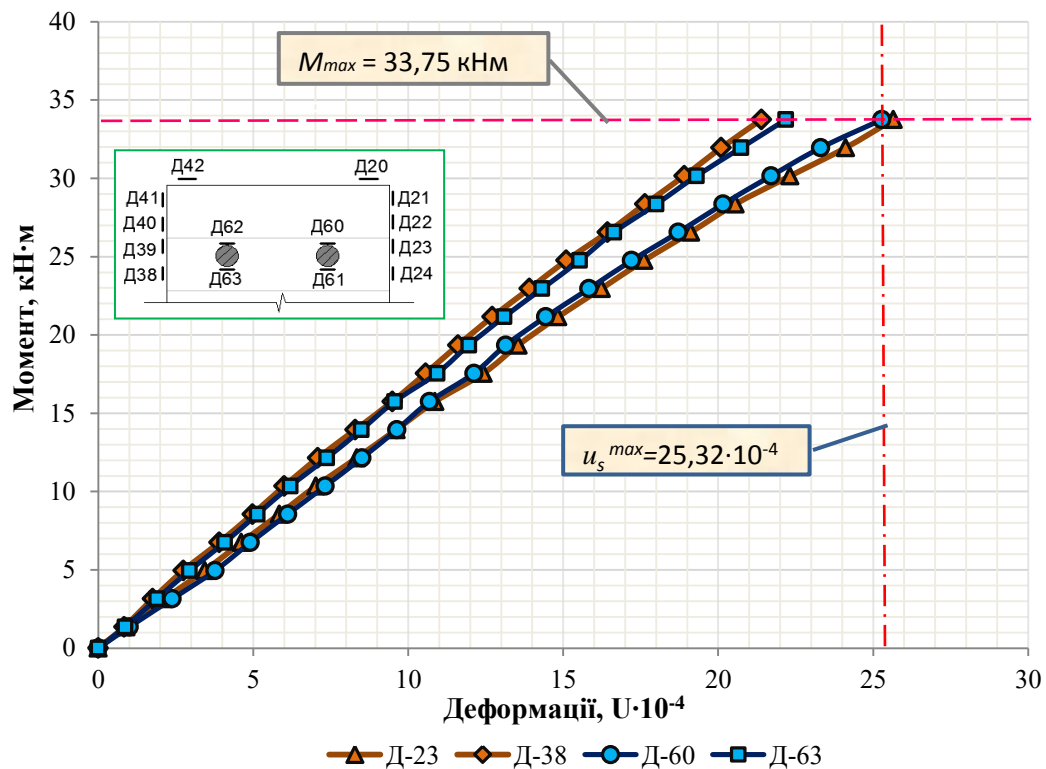


Рис. 4.28. Діаграма деформування деревини та сталеві арматури балки БКА-16Б

4.1.4. Результати випробування балки IVсерії

Крім вищеописаних трьох основних серій балок було додатково випробувано одну балку, що містила лише сталеву арматуру діаметром 12 мм у стиснутій зоні, за відсутності композитної стрічки у розтягнутій. Її було віднесено до четвертої серії випробувань з позначенням БКА-12В.

До руйнування зразка БКА-12В не спостерігалось будь яких видимих ознак пошкодження балки, лише було чути незначне потріскування. Характер руйнування був схожим до попередніх армованих зразків у вигляді однієї значної тріщини, що проходила посередині висоти балки майже по всій її довжині (рис. 4.29). Зруйнувалася балка раптово, при навантаженні 51 кН

($M_{max} = 22,95$ кНм), що приблизно відповідало несучій здатності неармованих балок першої серії.



Рис. 4.29. Характер руйнування балки БКА-12В

На рис. 4.30 показано діаграму деформування різних шарів деревини балки БКА-12В посередині прольоту із вказаними максимальними зафіксованими деформаціями деревини та сталеві арматури.

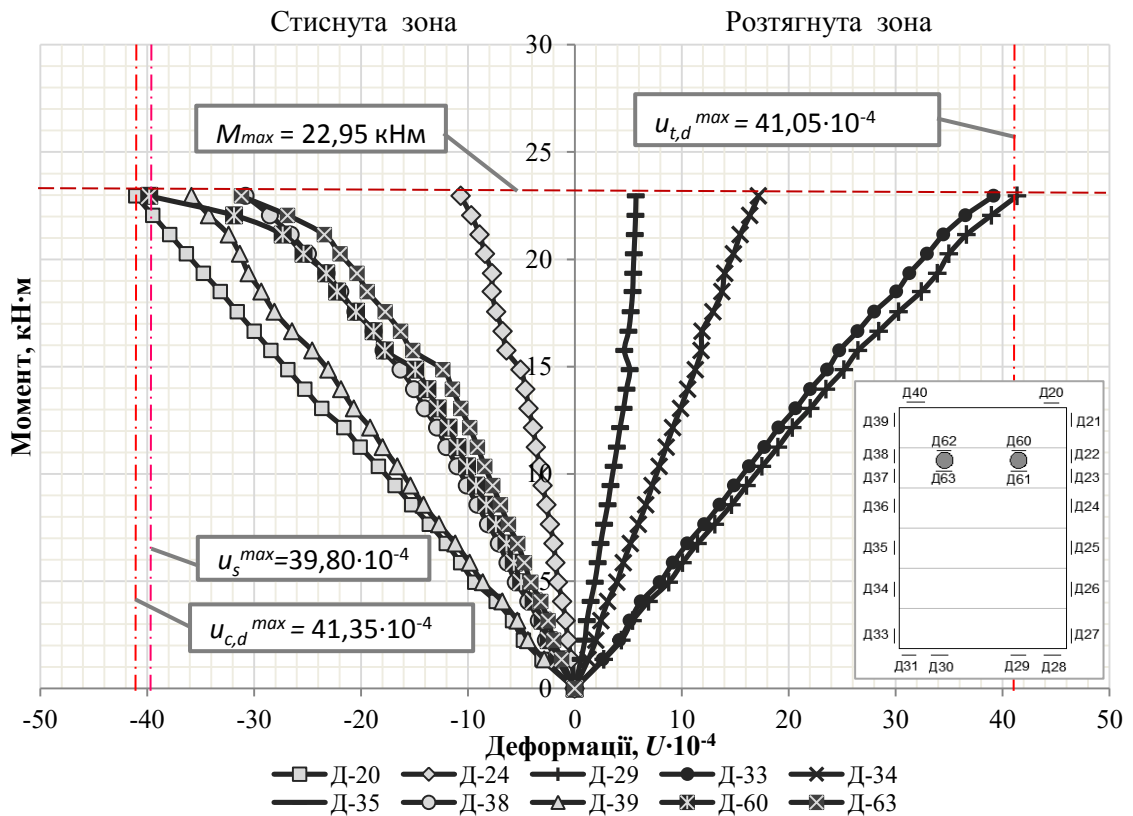


Рис. 4.30. Діаграма деформування різних шарів балки БКА-12В

З діаграм 4.30 помітно, що в арматурі відносні деформації досягли значення $u_s^{max} = 39,80 \cdot 10^{-4}$, майже зрівнявшись при цьому із максимальними деформаціями в деревині в момент руйнування балки. Вони значно перевищили граничне значення деформацій $u_y = 24 \cdot 10^{-4}$ на межі текучості, які були отримані при випробуванні стержнів цього ж діаметру на розрив. Це свідчило про те, що арматура останні кілька ступенів зростання навантаження вже чинила опір з однаковим незмінним максимальним спротивом. Утворення пошкоджень у вигляді складок у стиснутій зоні балки не спостерігалось.

Розподіл деформацій по висоті перерізу балки за показами датчиків по одній з бічних граней наведено на рис. 4.31.

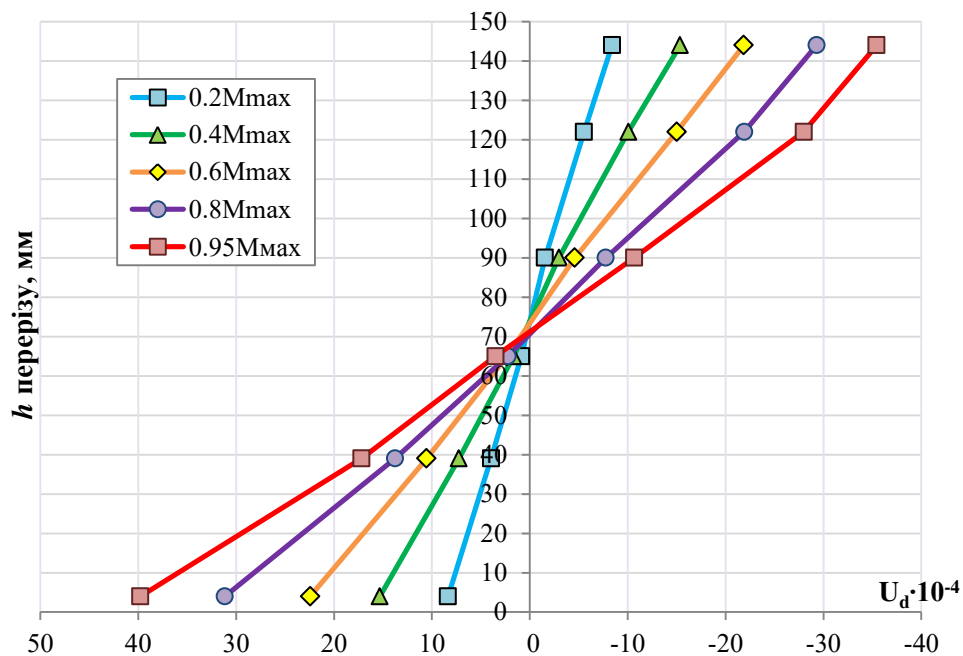


Рис. 4.31. Розподіл відносних деформацій по висоті перерізу балки БКА-12В

4.2. Вимірювання зміщення арматури

З метою встановлення того факту, чи було забезпечено щеплення арматури з деревиною в усіх армованих зразках встановлювались індикатори, які дозволяли це проконтролювати. Для вимірювання зміщення сталеві арматури Δl_1 до балок кріпились індикатори годинникового типу, що показували зміщення торця кожного стержня відносно торця балки (див. розділ 2,

рис. 2.15, а). Отже, до однієї балки кріпилось по два індикатори в одному торці (I-1, I-2) та по два в іншому (I-3, I-4), таким чином, що I-1 був навпроти I-4, а I-2 навпроти I-3.

Для вимірювання величини зміщення композитної стрічки відносно балки Δl_2 також встановлювались індикатори поблизу опор (див. рис. 2.15, б). Перед кожною опорою було встановлено по одному такому індикатору (I-5 та I-6).

Результати вимірювань зміщення арматури у балках другої серії.

Покази індикаторів, встановлених у торцях балки БКА-12А засвідчили про надійне зчеплення арматури з деревиною, так як в одному торці вони взагалі не змінилися, а в іншому зафіксували максимальне зміщення торця арматури 0,048 мм. При цьому індикатори I-1 та I-2 показали зміщення стержнів у цьому торці балки у взаємно протилежні сторони (рис. 4.32, а). На графіку з додатнім знаком прийнято зміщення стержнів у напрямку від торця балки, тобто від середини прьольоту, а з від'ємним – зміщення в протилежному напрямі, до середини балки. У балці БКА-12Б, аналогічним чином, у одному торці не було зафіксовано зміщення стержнів, а в іншому незначне зміщення у 0,02 мм (рис. 4.32, б).

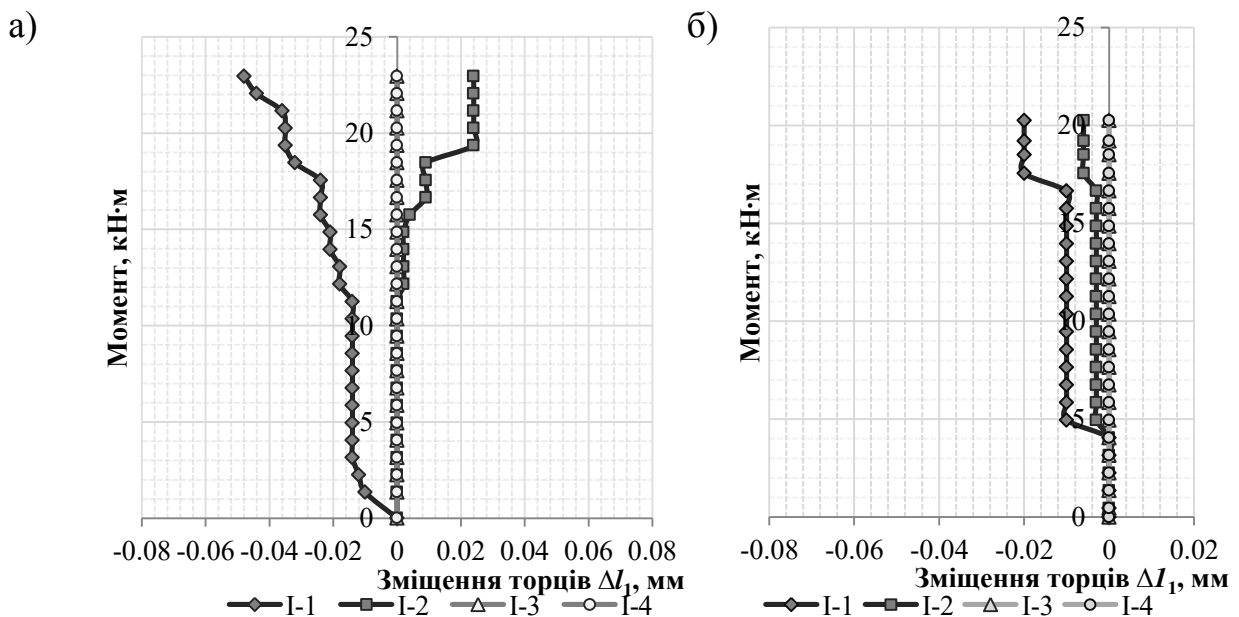
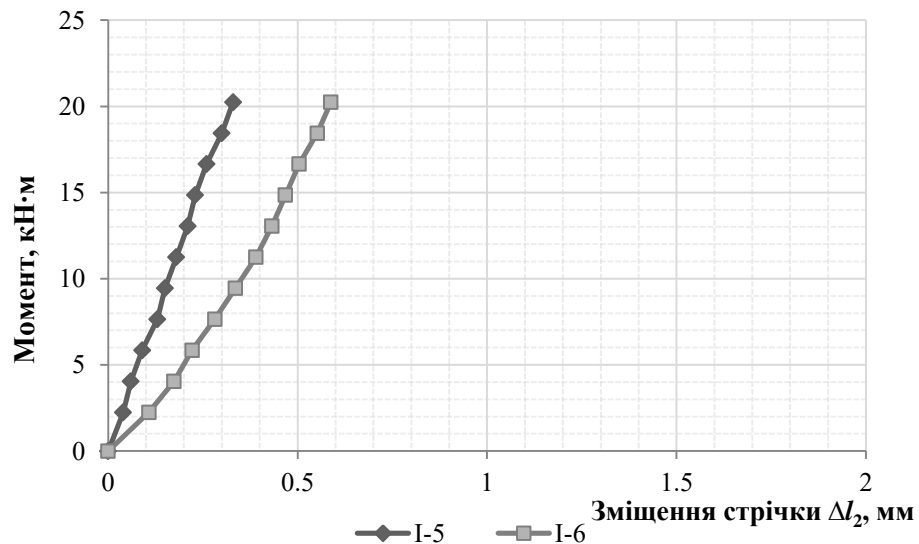


Рис. 4.32. Зміщення торців сталеві арматури відносно торців балок другої серії: а) марки БКА-12А; б) марки БКА-12Б

Прилади фіксували покази до моменту приблизно $0,8M_{max}$ та далі знімалися з метою запобігання їх можливого пошкодження у разі руйнування балок.

Як зазначалось вище, знизу розтягнутої зони, перед кожною з опор було закріплено по одному індикатору I-5 та I-6, що фіксували зміщення композитної стрічки відносно тіла балки. Максимальне зміщення 0,64 мм було виявлено у балці БКА-12А, єдиній у якій відбувся відрив стрічки з-під однієї із опор (рис. 4.33, а). У балці БКА-12Б, де стрічка додатково анкерувалась, її зміщення було удвічі меншим – 0,345 мм біля однієї опори та 0,203 мм біля іншої (рис. 4.33, б).

а)



б)

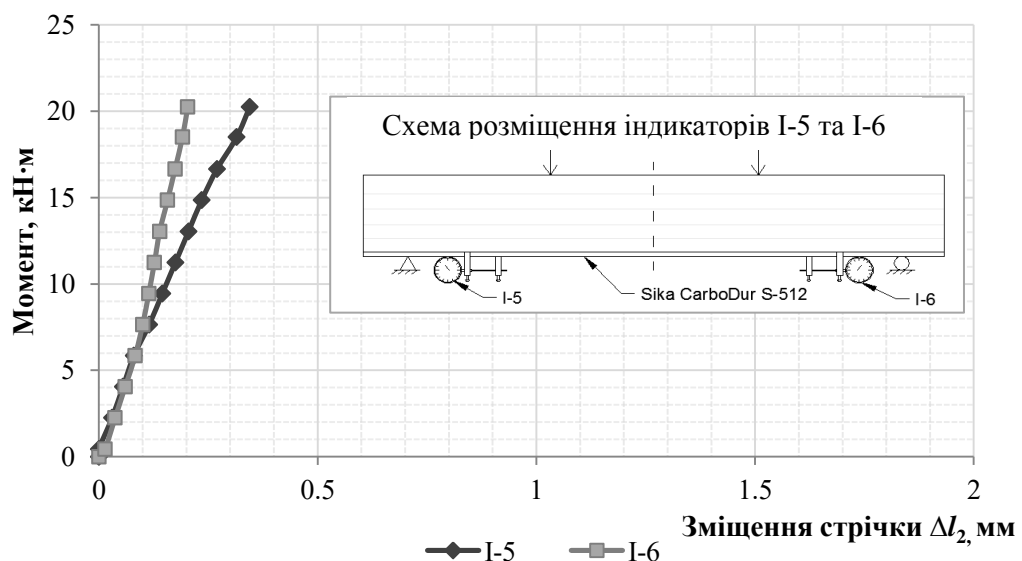


Рис. 4.33. Зміщення композитної стрічки відносно основи балок другої серії:

а) марки БКА-12А; б) марки БКА-12Б

Результати вимірювань зміщення арматури у балках третьої серії.

Усі індикатори встановлені на балках третьої серії розміщувались аналогічно до приладів із попередньої серії випробувань. Максимальне зміщення сталевго стержня у першому торці балки БКА-16А згідно показів індикатора I-1 становило 0,008 мм, тоді як зміщення іншого стержня у цьому ж торці не було зафіксовано (рис. 4.34, а). У другому торці балки максимальне зміщення 0,04 мм було зафіксоване індикатором I-4, який був закріплений до того ж стержня арматури, що й I-1. Загалом зміщення цього стержня відносно балки відбулось в одному напрямку. Індикатор I-3, закріплений також у другому торці, навпроти I-2 показав незначне зміщення у 0,006 мм.

Максимальне зміщення, зафіксоване індикатором I-2, у першому торці балки БКА-12Б склало 0,034 мм. Індикатор I-1 зафіксував зміщення 0,02 мм іншого арматурного стержня у тому ж напрямку що й I-2, тобто від торця балки (рис. 4.34, б). У протилежному торці балки змістився лише один стержень на 0,008 мм за показами індикатора I-3.

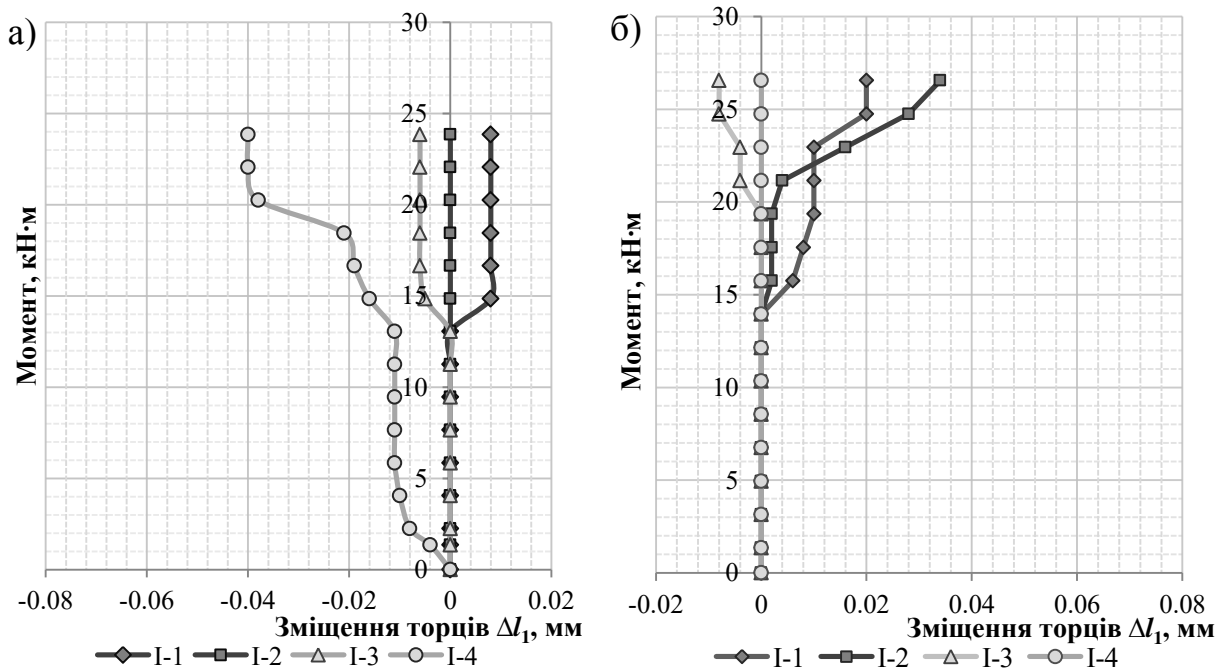


Рис. 4.34. Зміщення торців сталевгої арматури відносно торців балок третьої серії: а) марки БКА-16А; б) марки БКА-16Б

Максимальне зафіксоване зміщення композитної стрічки у балці БКА-16А склало 0,44 мм (рис. 4.35, а), тоді як у балці БКА-16Б – 0,24 мм (рис. 4.35, б).

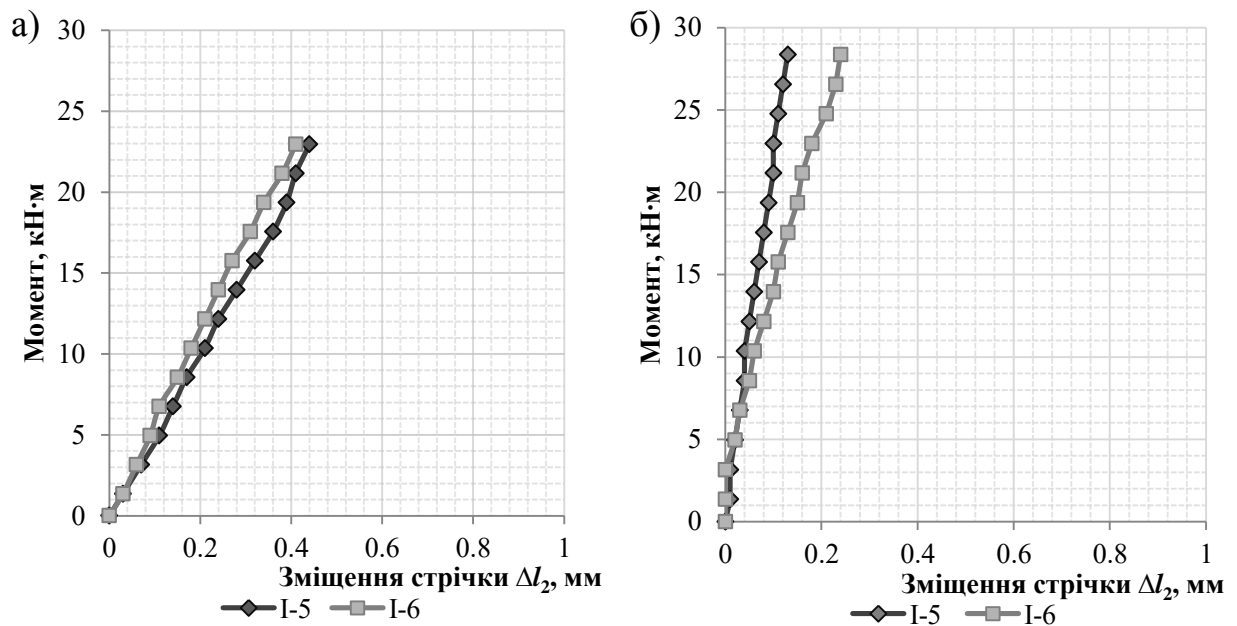


Рис. 4.35. Зміщення композитної стрічки відносно основи балок третьої серії:

а) марки БКА-16А; б) марки БКА-16Б

4.3. Прогини балок

Для визначення прогинів балок використовувались прогиноміри 6-ПАО. Вони встановлювались посередині прольоту та над опорами для визначення просідання балки на самих опорах. При досягненні навантаження понад 80 % від очікуваного руйнівного прилади знімалися для запобігання їх пошкодження у разі можливого руйнування дослідних зразків.

На основі отриманих даних у результаті випробувань було побудовано графік залежності прогинів балок посередині прольоту від згинального моменту. Значення прогинів на кожному ступені навантаження визначалось за формулою (4.1).

$$w = w_C - (w_A + w_B)/2, \quad (4.1)$$

де w_A – просідання балки на першій опорі А, мм; w_B – просідання балки на другій опорі В, мм; w_C – прогин посередині прольоту, мм.

Гранично допустимий прогин становить $1/150 \cdot l$ згідно [32], де l – проліт балки. Таким чином для наших зразків граничний прогин складатиме:

$$w_{fin} = \frac{l}{150} = \frac{2700}{150} = 18 \text{ мм} \quad (4.2)$$

Графік розвитку прогинів за дії одноразового короткочасного навантаження випробуваних балок наведено на рис. 4.36.

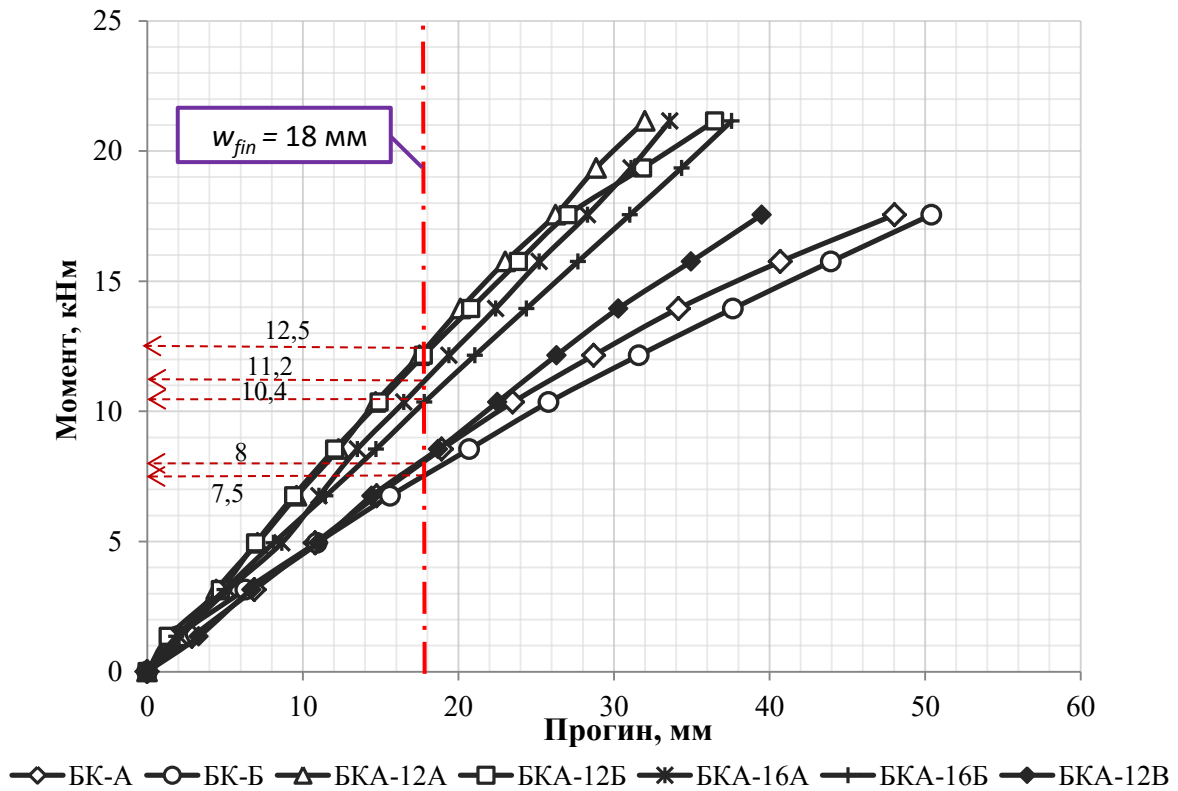


Рис. 4.36. Прогини досліджуваних балок усіх серій

Із графіка видно, що найменшу жорсткість, як було очікувано, показали неармовані балки, для яких максимальний зафіксований прогин в момент зняття прогиномірів становив 50 мм та 48 мм. Граничний прогин 18 мм для цих балок, а також для балки БКА-12В із арматурою лише у стиснутій зоні був досягнутий при значно менших навантаженнях, зокрема, для зразка БК-Б при 7,5 кНм, для БК-А та БКА-12В при 8 кНм. У той же час найбільшу жорсткість проявили зразки другої серії з сталеву арматурою діаметром 12 мм у стиснутій зоні та композитною стрічкою у розтягнутій зоні, а саме граничний прогин для обох балок БКА-12А та БКА-12Б було досягнуто при навантаженні 12,5 кНм. Щодо балок третьої серії із арматурою діаметром 16 мм у стиснутій зоні, то ними було досягнуто граничне значення прогину при дещо менших

значеннях згинального моменту порівняно із зразками другої серії: для БКА-16А при 11,2 кНм та БКА-16Б при 10,4 кНм. Однак, попри це несуча здатність балок третьої серії виявилася найбільшою. Значення руйнівних навантажень всіх випробуваних зразків наведено в табл. 4.1.

Таблиця 4.1

Руйнівні навантаження досліджуваних балок із клеєної деревини

Серія	I		II		III		IV
Назва зразка	БК-А	БК-Б	БКА-12А	БКА-12Б	БКА-16А	БКА-16Б	БКА-12В
Руйнівний момент, М, кНм	23,85	22,05	26,55	29,25	31,95	33,75	22,95

Висновки до розділу 4

Вперше експериментальним шляхом отримані дані, що описують деформований стан різних шарів деревини в межах розрахункового перерізу, несучу здатність, жорсткість дерев'яних балок із комбінованим армуванням, які зіставлено із аналогічними даними для неармованих зразків, зокрема встановлено:

1) перед втратою своєї несучої здатності у неармованих балках спостерігалось утворення складок у стиснутій зоні, а руйнування супроводжувалось значним розламуванням нижніх дошок. Характер руйнування комбіновано армованих балок був помітно іншим, крім балки БКА-12А, де відбувся відрив стрічки. Всі вони руйнувалися шляхом утворення однієї значної поздовжньої тріщини, що починалась із одного з торців та проходила приблизно по межі стиснутої та розтягнутої зон вздовж нейтральної лінії більш, як на половину прольоту балок. При цьому не спостерігалось утворення складок чи значного розламування нижніх дошок в армованих зразках;

2) для перевірки надійності зчеплення сталеві арматури із деревиною у торцях балок встановлювались індикатори годинникового типу, що фіксували зміщення торців арматурних стержнів. В багатьох випадках такого зміщення взагалі не відбулося, а максимальне зафіксоване в одному із випадків становило 0,048 мм. З метою перевірки надійності зчеплення композитної стрічки з

дервиною відбувалося вимірювання величини її зміщення відносно балки ззовні розтягнутої зони також за допомогою відповідних індикаторів поблизу опор. Максимальне зміщення стрічки 0,64 мм відбулося у балці БКА-12А, в єдиній, в якій вона з однієї сторони в результаті і відірвалася. У решті балок стрічка працювала до кінця й зміщувалася відносно деревини не більш як на 0,44 мм;

3) помітне суттєве збільшення жорсткості армованих зразків балок на кожному етапі завантаження у порівнянні з неармованими. Армування лише стиснутої зони балок, як у зразку БКА-12В, не суттєво вплинуло на підвищення жорсткості, адже граничного прогину було досягнуто при тих же значеннях навантаження, що й для неармованих зразків з клеєної деревини. У той же час армування стиснутої та розтягнутої зони дає помітні результати. Відтак для зразків БКА-16А, БКА-16Б з діаметром арматури 16 мм у стиснутій зоні значення граничного прогину було досягнуто при навантаженні, у середньому, на 39 % більшому ніж для неармованих балок. Проте, слід відмітити, що загальна несуча здатність саме цих зразків була найбільшою. Найбільшу жорсткість проявили зразки із арматурою меншого діаметру 12 мм у стиснутій зоні. Для них граничний прогин був досягнутий при навантаженні, що є на 61 % більше ніж середнє значення для зразків неармованих;

4) несуча здатність балок БКА-12А та БКА-12Б за рахунок армування зросла на 15...27%, а балок третьої серії БКА-16А та БКА-16Б на 38% та 46% відносно неармованих зразків. Армування лише самої стиснутої зони балки БКА-12В не підвищує її несучої здатності;

5) виконання анкерування композитної стрічки Sika CarboDur S, як того рекомендують її виробники, гарантує максимальний ефект її застосування. У нашому випадку її було анкеровано за допомогою спеціально призначеного для цього полотна на основі вуглецевих волокон SikaWrap. У кожній із серій, де воно застосовувалось (зразки БКА-12Б, БКА-16Б), було не лише забезпечене анкерування стрічки, а й досягнута більша несуча здатність даних балок.

Матеріали до розділу опубліковані в роботах [23, 144, 145, 201].

РОЗДІЛ 5

НАПРУЖЕНИЙ СТАН РОЗРАХУНКОВОГО ПЕРЕРІЗУ ЕЛЕМЕНТА З ДЕРЕВИНИ З КОМБІНОВАНИМ АРМУВАННЯМ ПРИ РОБОТІ НА ЗГИН

5.1. Теоретичні передумови розрахунку напружено-деформованого стану армованих згинальних дерев'яних елементів

Діючі норми проектування дерев'яних конструкцій не встановлюють обмежень щодо використання нелінійних моделей деформування деревини при розрахунку несучої здатності згинальних елементів. Проте, при визначенні згинального моменту, який може сприйняти розрахунковий переріз, в основному, використовують трикутні епюри розподілу напружень у стиснутій і в розтягнутій зонах деревини, а отже й прямо пропорційну залежність між прикладеним навантаженням та несучою здатністю.

Однак, таким чином неможливо передбачити поведінку деревини в за критичних навантаженнях й детально проаналізувати напружено-деформований стан нормального перерізу на різних стадіях роботи. Тому варто використовувати пружно-пластичні криволінійні діаграми напружень у деревині стиснутої зони, які були описані в роботах [18, 19, 142], що в більшій мірі відповідає дійсній роботі поперечних перерізів.

Передумовою для розрахунку дерев'яних згинальних армованих елементів є використання функцій залежності відносних деформацій зони стиску чи розтягу від прикладеного навантаження (5.1), (5.2).

$$u_c = f_c(\sigma_c) \quad (5.1)$$

$$u_t = f_t(\sigma_t) \quad (5.2)$$

Дані функції отримують шляхом випробування деревини на стиск або розтяг із постійним контролем приросту навантажень, тобто за «м'якого» режиму роботи. Проте така методика випробування не дає розуміння роботи

деревини в цілому, оскільки в згинальному елементі деревина працює в стиснутій і розтягнутій зонах за «жорстким» режимом компенсуючи рівнодійну.

Для нашого теоретичного аналізу слід використовувати лише функції, які отримують при випробуванні зразків за постійного контролю приросту деформацій, тобто саме за «жорсткого» режиму роботи. Тому для подальших розрахунків використаємо довільні функції залежності зусиль стиску та розтягу від відносних деформацій (5.3), (5.4).

$$\sigma_c = f_c(u_c) \quad (5.3)$$

$$\sigma_t = f_t(u_t) \quad (5.4)$$

Функції (5.3), (5.4) для деревини можна апроксимувати в одну непереривну функцію (5.5), загальний вигляд якої показано на рис. 5.1.

$$\sigma_w = f_w(u_w) \quad (5.5)$$

Проаналізувавши функцію залежності напружень деревини від деформацій (5.5) можна помітити, що вона не є непереривною. Починається функція в точці, де деревина зазнає розриву в розтягнутій зоні та має точку екстремуму функції при навантаженні на стиск. Дана особливість, притаманна деревині, суттєво впливає на напружено-деформований стан в поперечному перерізі.

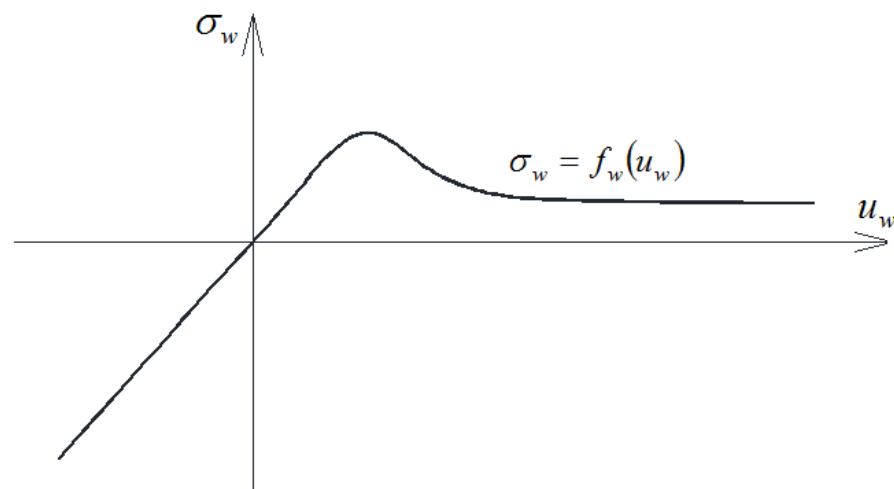


Рис. 5.1. Усереднений вигляд діаграми деформування деревини

У нашій роботі зроблена спроба застосувати до клеєних армованих балок методику розрахунку напруженого стану за деформаційною моделлю, яка враховує приріст деформацій в розрахунковому перерізі та була успішно застосована у роботах [20, 67, 78] до дерев'яних балок без армування. Отож, розглянемо згинальний дерев'яний елемент, що містить арматуру в стиснутій та розтягнутій зонах (рис. 5.2).

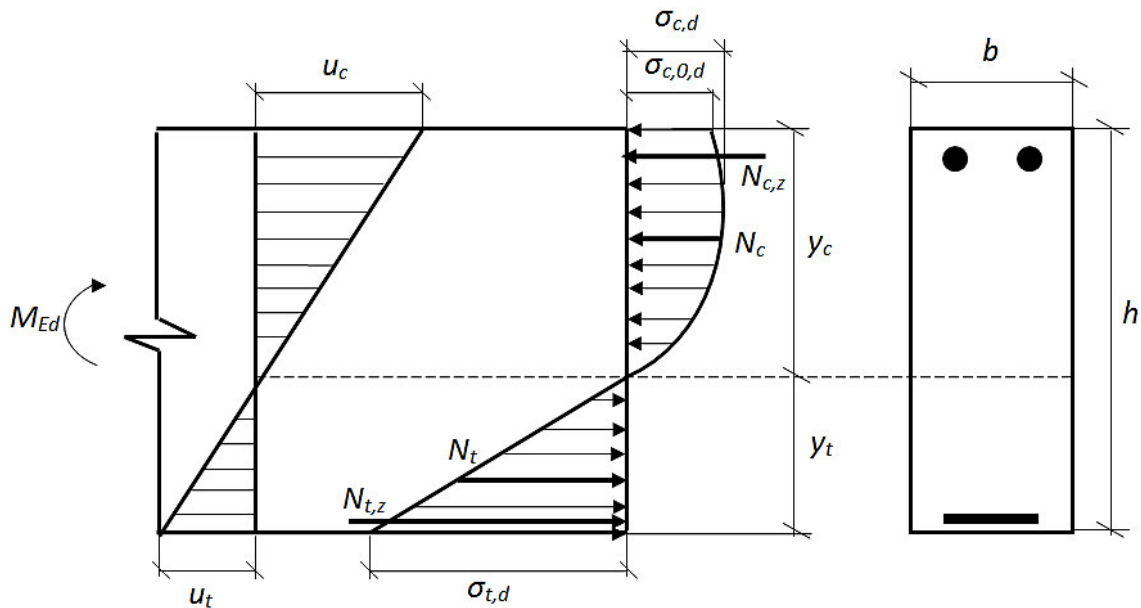


Рис. 5.2. Схема розподілу відносних деформацій та внутрішніх зусиль в розрахунковому армованому перерізі згинального елемента з деревини

Прийнявши фіксованими висоту стиснутої зони u_c та розтягнутої u_t , деформації крайніх стиснутих волокон деревини $u_c = u_{c,d}$, деформації крайніх розтягнутих волокон $u_t = u_{t,d}$, можемо записати рівняння рівноваги зовнішніх і внутрішніх зусиль в розрахунковому перерізі наступним чином:

$$\sum M_{н.л.} = 0; M_{Ed} = M_{c,d} + M_{c,z} + M_{t,d} + M_{t,z} \quad (5.6)$$

$$\sum N = 0; N_{c,d} + N_{c,z} = N_{t,d} + N_{t,z}, \quad (5.7)$$

де $M_{c,d}$ і $M_{t,d}$ – згинальні моменти, які виникають в деревині стиснутої та розтягнутої зони відповідно від дії зовнішнього моменту M_{Ed} ;

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

$N_{c,d}$ і $N_{t,d}$ – рівнодіючі внутрішніх зусиль у деревині стиснутої та розтягнутої зони;

$N_{c,z}$ і $N_{t,z}$ – рівнодіючі внутрішніх зусиль у стиснутій та розтягнутій арматурі.

Напруження, які виникають в нормальному перерізі згинального елемента опишемо двома функціями:

1) напруження розтягнутої зони, що діють в межах від нейтральної лінії, тобто від 0, до нижньої грані – y_t описуємо першою функцією, яка є прямолінійною:

$$\sigma_{t,d} = f_1(u) = E_{0,05} \cdot u_{t,d}, \quad (5.8)$$

де $E_{0,05}$ – модуль пружності деревини за розтягу при 5% деформацій матеріалу; $u_{t,d}$ – відносні деформації деревини розтягнутої зони;

2) напруження стиснутої зони, що діють на ділянці від 0 до верхньої грані – y_c описуємо другою функцією, яка є криволінійною:

$$\sigma_{c,d} = f_2(u) = k_1 u_{c,d} + k_c u_{c,d}^2, \quad (5.9)$$

де k_1, k_c – коефіцієнти поліному, які пропонується визначати за виразами:

$$k_1 = \frac{2 f_{c,o,d}}{u_{c,fin,d}}; \quad (5.10)$$

$$k_c = -\frac{f_{c,o,d}}{u_{c,fin,d}^2}. \quad (5.11)$$

де $f_{c,o,d}$ – розрахункове значення міцності деревини на стиск вздовж волокон;

$u_{c,fin,d}$ – повні відносні деформації деревини при стиску вздовж волокон.

Згинальний момент, що виникає у деревині розтягнутої зони в межах від нейтральної лінії до нижньої грані в даному перерізі буде визначатись:

$$M_{t,d} = b \int_0^{y_t} y \cdot f_1(u) dy = b \int_0^{u_{t,d,1}} E u^2 \frac{y_t^2}{u_{t,d,1}^2} du = \frac{1}{3} b y_t^2 E u_{t,d,1}; \quad (5.12)$$

де $dy = \frac{y_t}{u_{t,d,1}} du$, $y = \frac{y_t}{u_{t,d,1}} u$.

Значення згинального моменту, що сприймається розтягнутою стрічковою композитною арматурою буде рівним:

$$M_{t,z} = N_{t,z} y_{t,z} = A_{t,z,c} E_{t,z,c} u_{t,z} y_{t,z}; \quad (5.13)$$

де $y_{t,z}$ – відстань від нейтральної лінії до сили, яку сприймає розтягнута арматура.

Повний згинальний момент, що сприймає розтягнута зона розрахункового поперечного перерізу елемента:

$$M_t = M_{t,d} + M_{t,z} = b \int_0^{y_t} y \cdot f_1(u) dy = b \int_0^{u_{t,d,1}} Eu^2 \frac{y_t^2}{u_{t,d,1}^2} du = \frac{1}{3} b y_t^2 E u_{t,d,1} + A_{t,z,c} E_{t,z,c} u_{t,z} y_{t,z} \quad (5.14)$$

Згинальний момент, що виникає від напружень в деревині стиснутої зони від нейтральної лінії до верхньої грані в перерізі визначиться:

$$M_{c,d} = b \int_0^{y_c} y \cdot f_2(u) dy = b \int_0^{u_{c,d,1}} (k_1 u^2 + k_c u^3) \frac{y_c^2}{u_{c,d,1}^2} du = b y_c^2 \left(\frac{k_1 u_{c,d,1}}{3} + \frac{k_c u_{c,d,1}^2}{4} \right) \quad (5.15)$$

$$\text{де } dy = \frac{y_c}{u_{c,d,1}} du, \quad y = \frac{y_c}{u_{c,d,1}} u.$$

Значення згинальних моментів, що виникають у стиснутій сталевій арматурі від зовнішніх навантажень може бути визначеним:

$$M_{c,z,s} = N_{c,z,s} y_{c,z} = A_{s,z} E_{s,z} u_{c,z} y_{c,z}, \quad (5.16)$$

де $y_{c,z}$ – відстань від нейтральної лінії до сили, яку сприймає стиснута та арматура.

Зусилля розтягу, що сприйматиме деревина в такому перерізі буде визначатись:

$$N_{t,d} = b \int_0^{y_t} f_1(u) dy = b \int_0^{u_{t,d,1}} Eu \frac{y_t}{u_{t,d,1}} du = \frac{1}{2} b y_t E u_{t,d,1}, \quad (5.17)$$

$$\text{де } dy_t = \frac{y_t}{u_{t,d,1}} du.$$

Зусилля розтягу, що сприйматиме стрічкова арматура в розтягнутій зоні перерізу буде дорівнювати:

$$N_{t,z} = A_{t,z,c} E_{t,z,c} u_{t,z}, \quad (5.18)$$

де $A_{t,z,c}$ – площа поперечного перерізу розтягнутої арматури;

$E_{t,z,c}$ – модуль пружності розтягнутої стрічкової композитної арматури;

$u_{t,z}$ – деформації в розтягнутій арматурі.

Зусилля розтягу, що виникає в розтягнутій зоні:

$$N_t = N_{t,d} + N_{t,z} = \frac{1}{2} b y_{t,n} E u_{t,d} + A_{t,z,c} E_{t,z,c} u_{t,z} \quad (5.19)$$

Зусилля стиску, що сприйматиме деревина в такому перерізі буде визначатись:

$$N_{c,d} = b \int_0^{y_c} f_2(u) dy = b \int_0^{u_{c,d,1}} (k_1 u + k_c u^2) \frac{y_c}{u_{c,d,1}} du = b y_c \left(\frac{k_1 u_{c,d,1}}{2} + \frac{k_c u_{c,d,1}^2}{3} \right), \quad (5.20)$$

де $dy = \frac{y_c}{u_{c,d,1}} du$.

Значення внутрішніх зусиль що сприймає арматура стиснутої зони буде рівним:

$$N_{c,z} = A_{c,z,s} E_{c,z,s} u_{c,z}, \quad (5.21)$$

де $A_{c,z,s}$ – площа поперечного перерізу стиснутої арматури;

$E_{c,z,s}$ – модуль пружності стиснутої арматури;

$u_{c,z}$ – відносні деформації в стиснутій арматурі.

Зусилля стиску, що виникає в стиснутій зоні комбіновано армованого згинального елемента:

$$N_c = N_{c,d} + N_{c,z} = b \int_0^{y_c} f_2(u) dy = b \int_0^{u_{c,d,1}} (k_1 u + k_c u^2) \frac{y_c}{u_{c,d,1}} du = b y_c \left(\frac{k_1 u_{c,d,1}}{2} + \frac{k_c u_{c,d,1}^2}{3} \right) + A_{c,z,s} E_{c,z,s} u_{c,z} \quad (5.22)$$

Згідно теоретичним передумовам розрахунку напружено-деформованого стану елемента створено алгоритм для конструктивного розрахунку дерев'яної комбіновано армованої балки, що містить композитну пластикову арматуру у розтягнутій зоні та сталеву арматуру в стиснутій зоні, який наведено на рисунку 5.3.

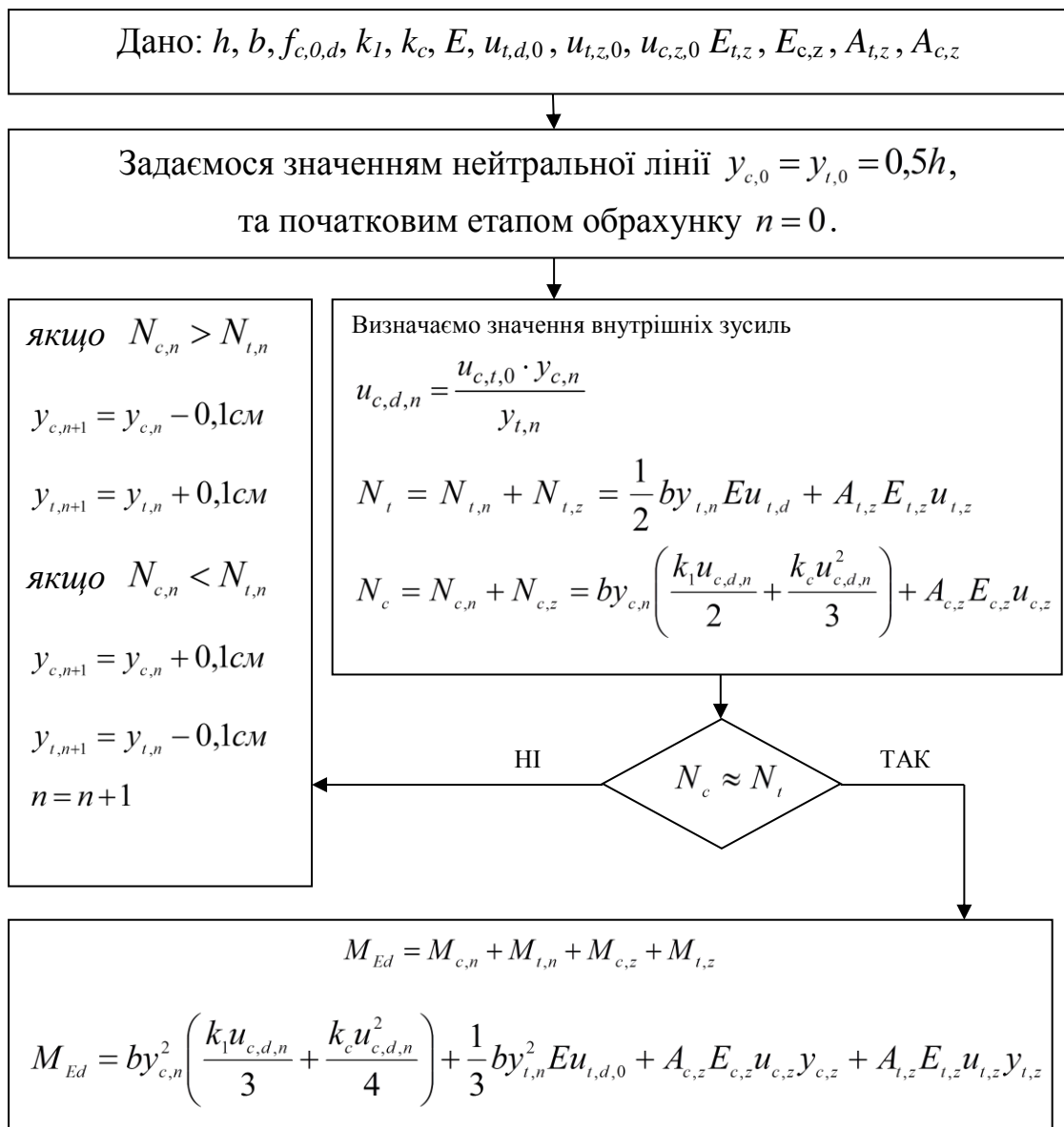


Рис 5.3. Алгоритм для визначення згинального моменту армованих балок

5.2. Визначення напружень в армованих балках з клеєної деревини за дії одноразових короткочасних навантажень

Обчислювались напруження в нормальному перерізі на основі відносних деформацій спочатку для неармованих дерев'яних балок першої серії випробувань за формулами (5.8) та (5.9). Напруження армованих балок визначались за тими ж самими формулами, але з урахуванням зусиль, що

виникали в сталевій арматурі стиснутої зони $N_{c,z}$ та в композитній стрічці розтягнутої зони – $N_{t,z}$ згідно (5.18) та (5.21).

Для отримання значень міцності клеєної деревини на стиск $f_{c,o,d}$ та відповідних цьому деформацій $u_{c,fin,d}$, необхідних для розрахунку напружень, попередньо вирізались призми із того ж матеріалу, що й виготовлялись балки та випробовувались на стиск. У результаті випробувань призм у пресі (див. Розділ 3) було визначено значення міцності клеєної деревини на стиск $f_{c,o,d} = 46$ МПа, критичні деформації при цьому становили $u_{c,fin,d} = 0,0035$. Модуль пружності для наших зразків було визначено рівним $E = 18\ 000$ МПа.

Далі, маючи значення відносних деформацій на кожному ступені навантаження, з використанням зазначених формул ми отримували повну картину розподілу напружень по висоті поперечного перерізу посередині прольоту балки, саме там, де виникали максимальні їх значення.

Визначення напружень в балках I серії

На рис. 5.4 наведено розподіл напружень по висоті розрахункового перерізу в зоні чистого згину для балки з клеєної деревини першої серії БК-А, яка була без армування. Для даної балки та для всіх наступних елементів напруження встановлювалися на всіх стадіях роботи за короткочасного одноразового зовнішнього завантаження, а епюри напружень для візуального спостереження представлено на рівнях навантажень 40 %, 60 %, 80 % та близьких до 95 % від максимального значення згинального моменту M_{max} .

Як видно з епюр при $M=0,4M_{max}$ та $M=0,6M_{max}$ деревина в розтягнутій зоні працює пружно, що відображається у вигляді трикутних епюр напружень. За цих же рівнів навантажень деревина стиснутої зони працює пружно-пластично, починає проявлятися криволінійний характер епюри, максимальні напруження в стиснутій зоні знаходяться в найбільш віддалених шарах, а згідно [29] цей стан відповідає II стадії НДС (напружено-деформованого стану). Далі, починаючи з рівня навантажень близько $M=0,8M_{max}$ спостерігається ще більш криволінійний

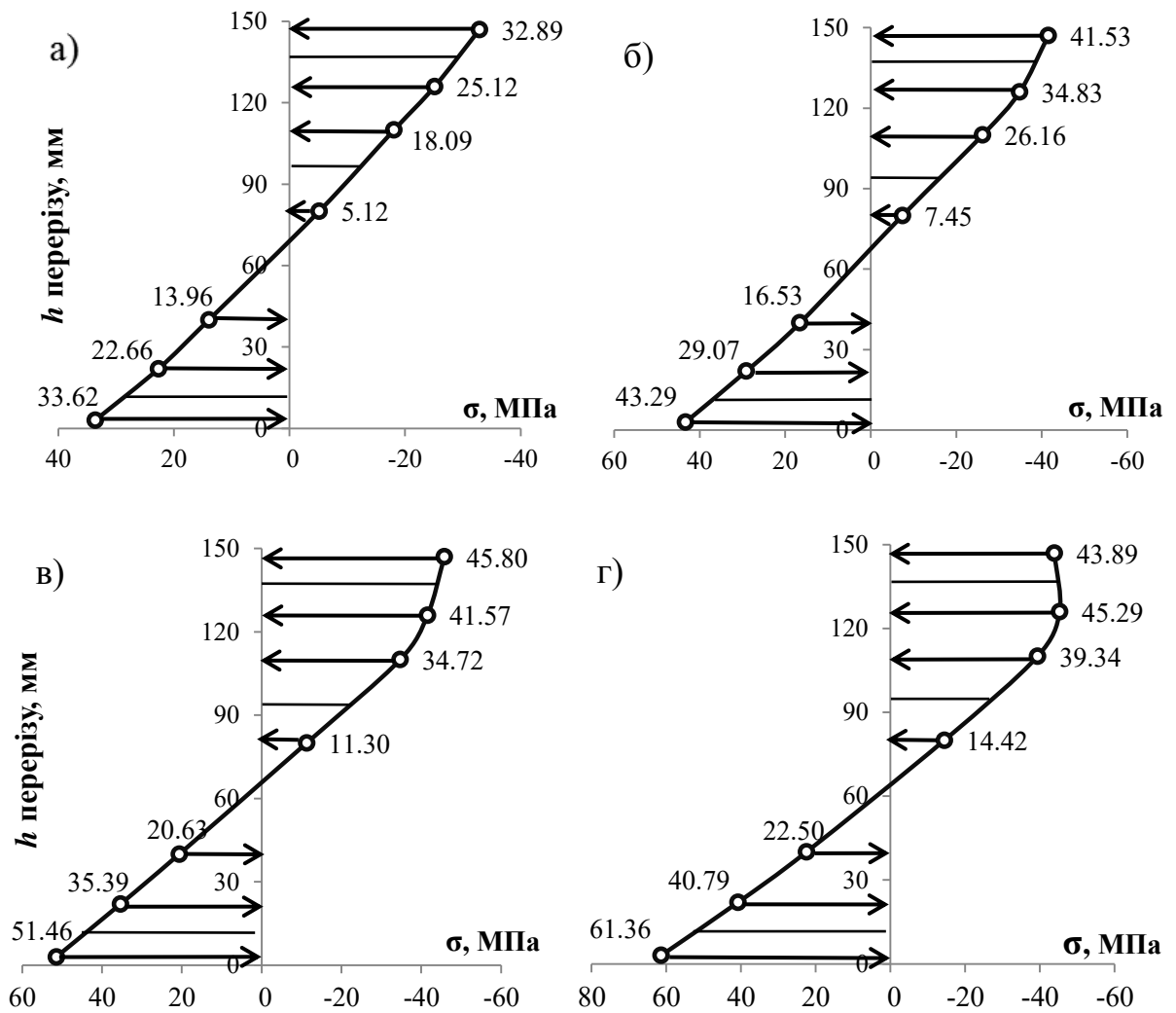


Рис. 5.4. Напруження стиснутої та розтягнутої зони балки БК-А в зоні чистого згину за рівня навантажень:

а) $M=0,4M_{max}$; б) $M=0,6M_{max}$; в) $M=0,8M_{max}$; г) $M=0,95M_{max}$;

характер розподілу напружень у стиснутій зоні, що свідчить про те, що балка ще знаходиться в II стадії роботи, але близька до переходу у III стадію НДС, коли крайні волокна сприймають менші зусилля ніж більш віддалені від верхньої грані. І, дійсно, візуально це підтверджувалось утворенням складок у двох неармованих балках починаючи з рівня навантажень дещо більше 80 % від руйнівного, що свідчили про руйнування волокон, які вже не могли повною мірою сприймати навантаження. При цьому було досягнуто критичних деформацій $u_{c,fin,d}=0,0035$, при яких приходило руйнування еталонних призм за стиску, виготовлених із тієї ж деревини.

Визначення напружень в балках II серії

Епюри напружень на різних рівнях навантажень двох балок другої серії наведені на рис. 5.5 та 5.6. Армувалися ці зразки у стиснутій зоні сталеву стержневою арматурою періодичного профілю діаметром 12 мм марки А-500С, а в розтягнутій зоні – композитною стрічкою поперечним перерізом 1,2×25 мм, приклеєною посередині нижньої грані балок.

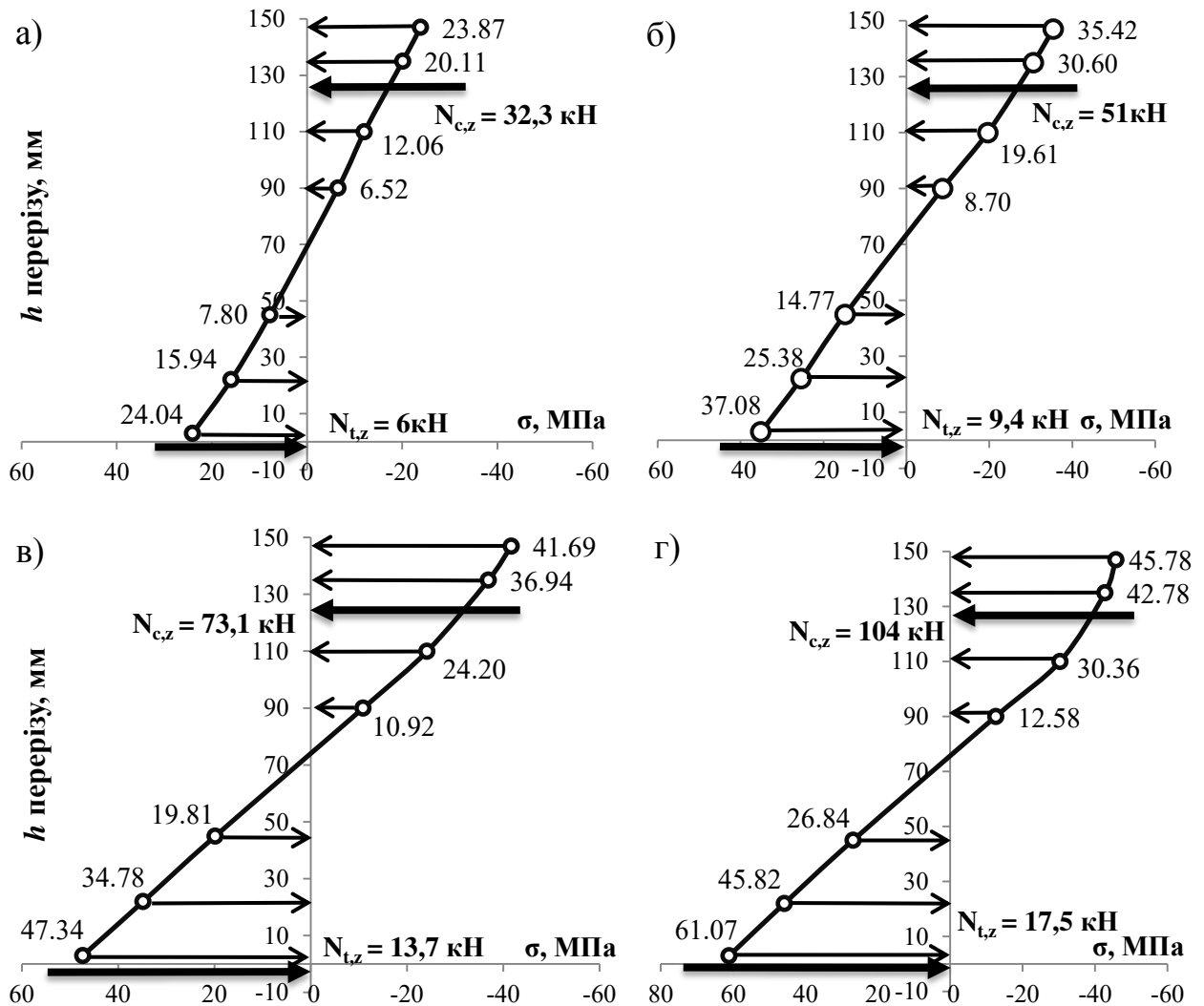


Рис. 5.5. Напруження стиснутої та розтягнутої зони балки БКА-12А в зоні чистого згину за рівня навантажень:

а) $M=0,4M_{max}$; б) $M=0,6M_{max}$; в) $M=0,8M_{max}$; г) $M=0,95M_{max}$;

Як можна помітити з епюр, криволінійні ділянки у стиснутій зоні цих балок були на перших трьох рівнях з невеликою кривиною. Пояснюється це тим, що навіть за навантажень $M=0,95M_{max}$ критичних деформацій $u_{c,fin,d}=0,0035$

досягнуто не було, за рахунок того, що арматура сприйняла частину зусиль, а отже й найбільш віддалені та напружені стиснуті волокна не втратили своєї міцності та не зруйнувались. До того ж не було помітно утворення складок так, як це було чітко видно у неармованих зразках попередньої серії.

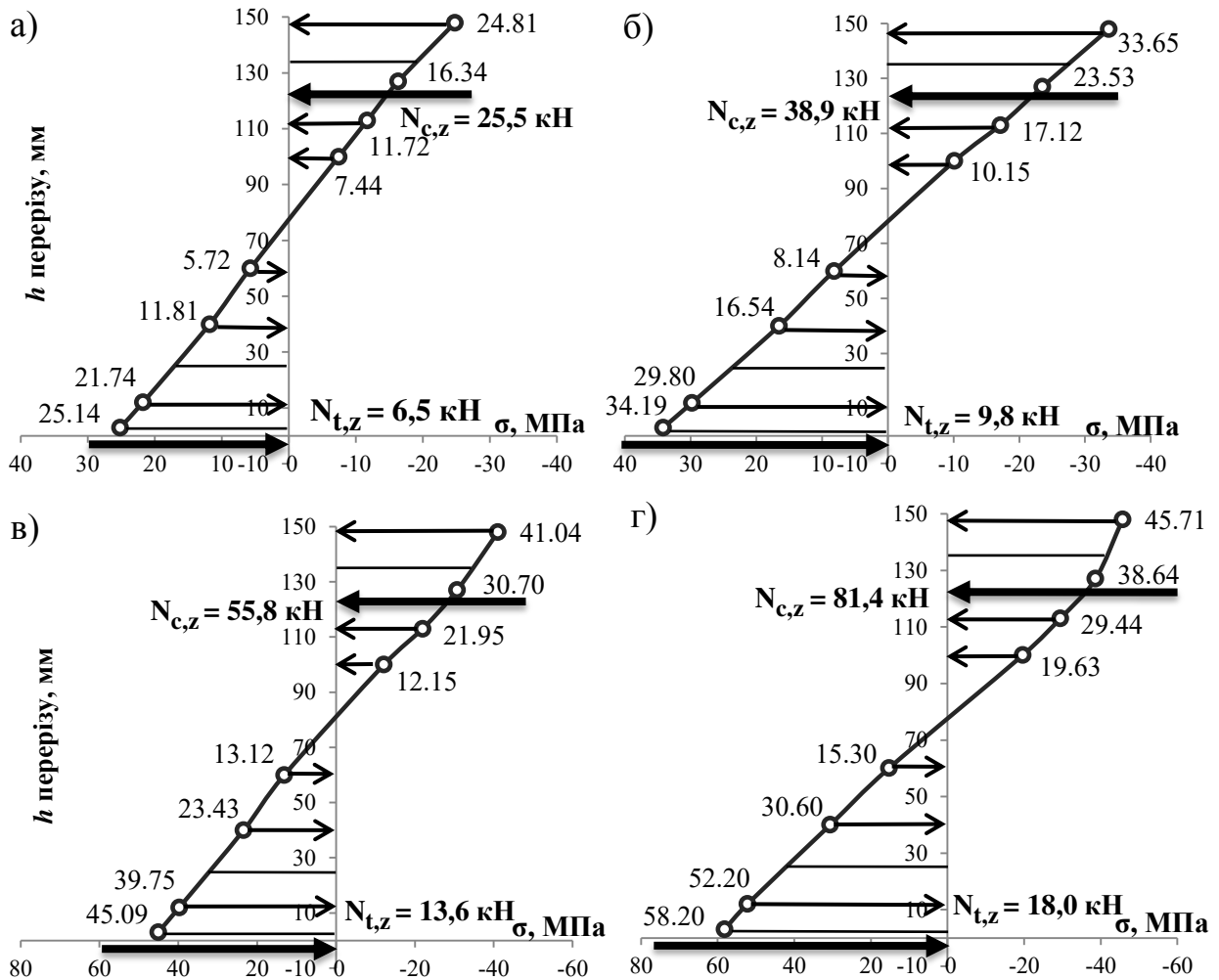


Рис. 5.6. Напруження стиснутої та розтягнутої зони балки БКА-12Б в зоні

чистого згину за рівня навантажень:

а) $M=0,4M_{max}$; б) $M=0,6M_{max}$; в) $M=0,8M_{max}$; г) $M=0,95M_{max}$;

Також можна відзначити, що напруження у другій балці цієї серії менші на кожному відповідному етапі завантаження ніж у першій, хоча помітно більше навантаження витримав саме другий зразок БКА-12Б. Тут слід зазначити, що для запобігання передчасного відриву стрічки, як було у зразку БКА-12А, у балці БКА-12Б її було додатково заанкеровано за допомогою спеціально призначеного для цього, також композитного, полотна, яке наклеювалось по

периметру балки біля опор. Було помітно, що полотно є хорошим способом анкерування повздовжньої стрічки, та запобігає її відриву від деревини в приопорній зоні.

Визначення напружень в балках III серії

Напруження двох балок третьої серії показані на рис. 5.7 та 5.8. Армувалися ці зразки аналогічно до попередньої серії, лише з тією відмінністю, що в стиснутій зоні використовувалась арматура діаметром не 12 мм, а 16 мм того ж класу міцності.

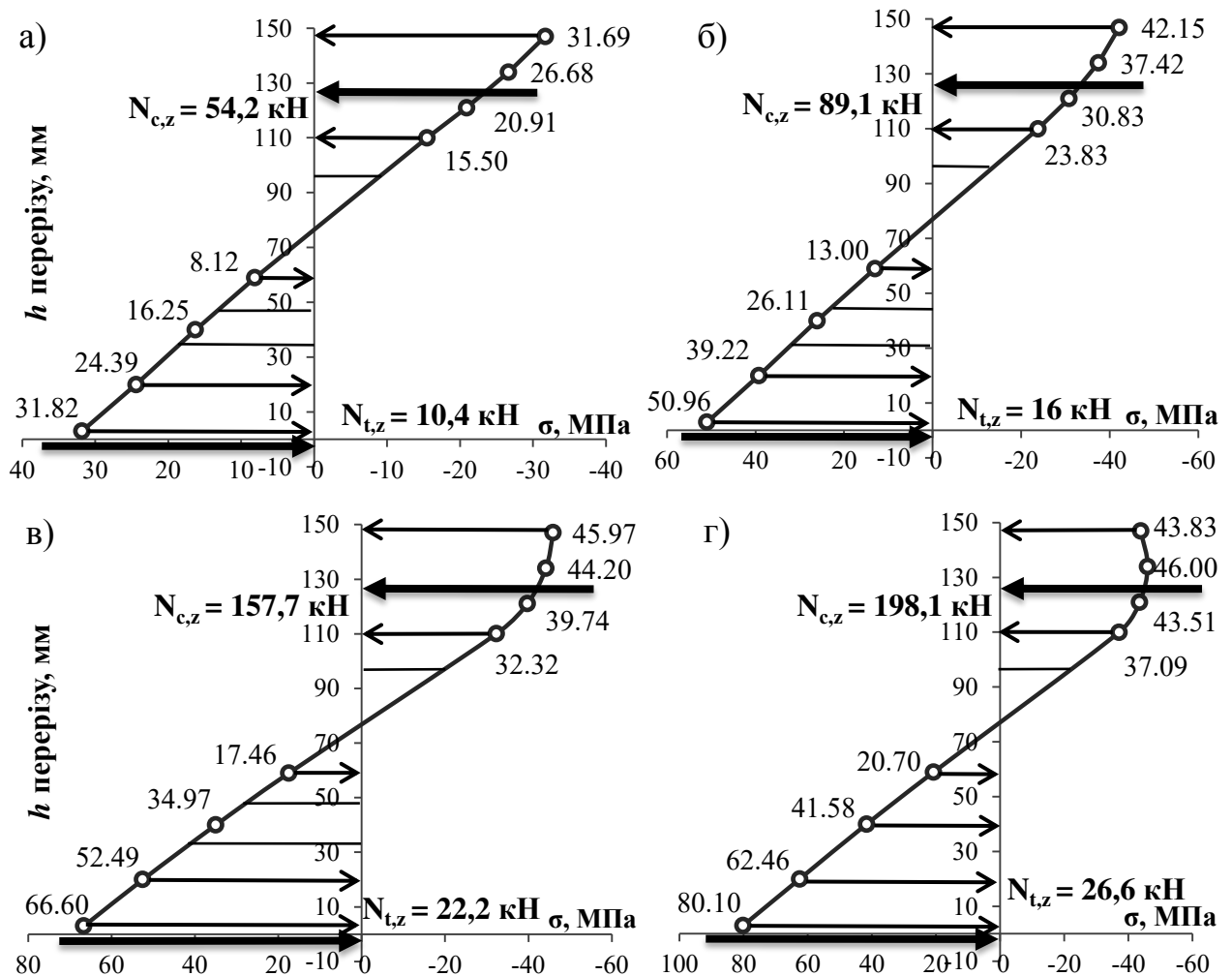


Рис. 5.7. Напруження стиснутої та розтягнутої зони балки БКА-16А в зоні чистого згину за рівня навантажень:

а) $M=0,4M_{max}$; б) $M=0,6M_{max}$; в) $M=0,8M_{max}$; г) $M=0,95M_{max}$;

З епюр напружень балки БКА-16А видно, що в волокнах стиснутої зони, проходить пружно-пластичний процес деформування. За режиму роботи вище рівня $M=0,8M_{max}$ було перевищено критичні деформації стиску, що відобразилось криволінійним розподілом напружень (рис. 5.7, г) з максимальними значеннями напружень дещо нижче крайнього верхнього шару деревини.

Натомість, у другому зразку цієї серії – БКА-16Б (рис. 5.8) критичних деформацій деревини у стиснутій зоні не було досягнуто, лише спостерігався дещо криволінійний розподіл напружень.

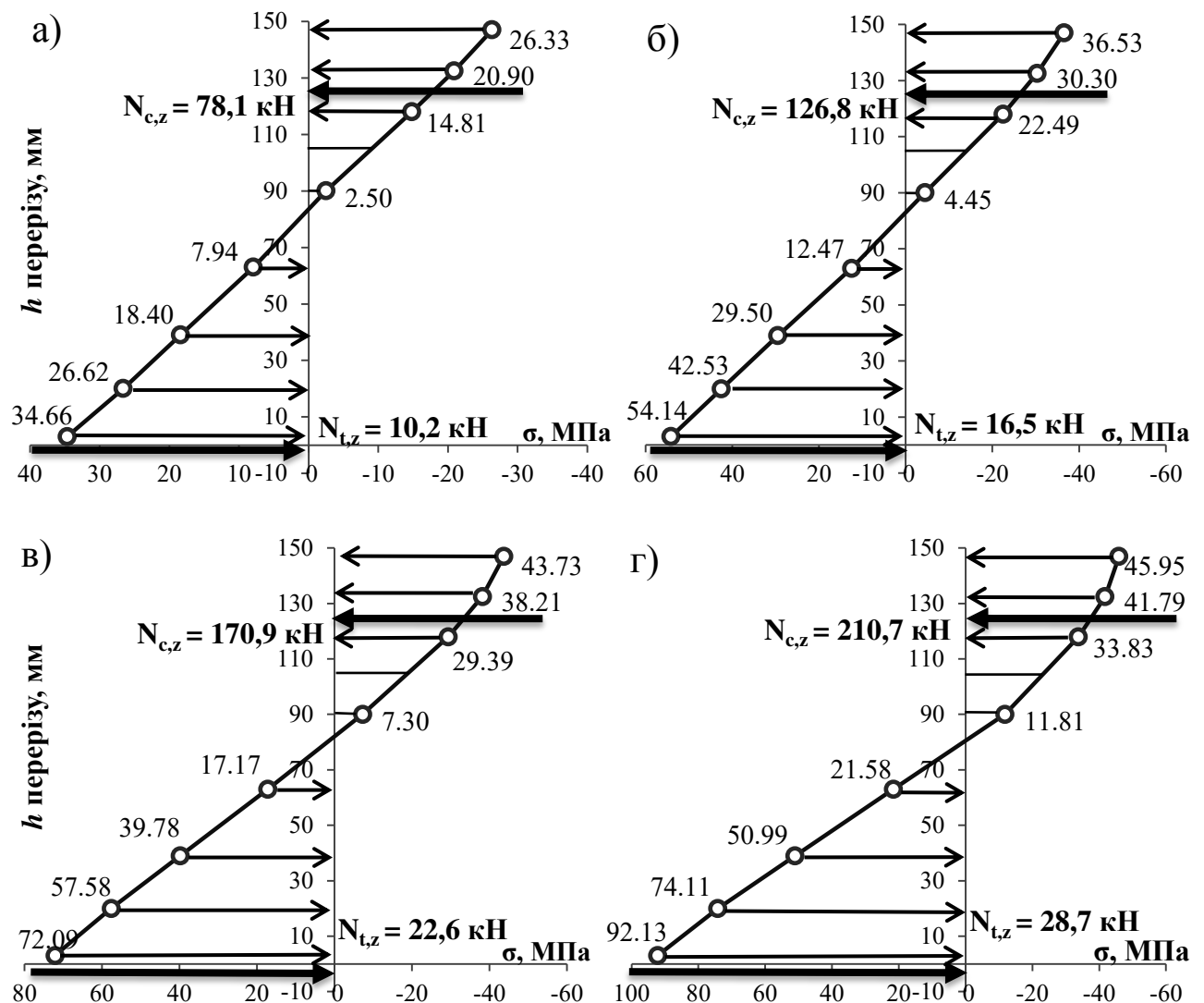


Рис. 5.8. Напруження стиснутої та розтягнутої зони балки БКА-16Б в зоні чистого згину за рівня навантажень:

а) $M=0,4M_{max}$; б) $M=0,6M_{max}$; в) $M=0,8M_{max}$; г) $M=0,95M_{max}$;

Значно більшою мірою деформувалась розтягнута зона цієї балки, результатом чого стали значно більші напруження розтягу у порівнянні з першою балкою цієї серії та особливо із зразками попередньої серії.

5.3. Розрахунок дерев'яних балок

Розрахунок нормального перерізу виконуємо за формулами приведеними вище в пункті 5.1 розділу 5 та за алгоритмом, який зображений на рис. 5.3. Напружено-деформований стан для поперечного перерізу зображений на рис. 5.2. Основні передумови для розрахунку прийняті в залежності від випробовуваних зразків.

5.3.1. Приклад розрахунку неармованої балки

Вихідні (експериментальні) дані для розрахунку:

Деревина сосна з наступними фізичними характеристиками:

$E = 18000 \text{ МПа} = 1800 \text{ кН} / \text{см}^2$ – початковий модуль пружності деревини на розтяг;

$u_{c,fin,d} = 0,0035$ – критичні відносні деформації деревини на стиск;

$u_{c,fin,t} = 0,0038$ – граничні відносні деформації деревини на розтяг;

$f_{c,o,d} = 46 \text{ МПа}$ – граничне значення напружень, що може сприйняти деревина при роботі на стиск;

$k_1 = 2628 \text{ МПа}$ – коефіцієнт полінома I отриманий згідно (5.10);

$k_c = 375510 \text{ МПа}$ – коефіцієнт полінома II отриманий згідно (5.11); $b = 10 \text{ см}$ – ширина перерізу балки; $h = 15 \text{ см}$ – висота перерізу.

Для початку розрахунку встановлюємо початкове значення відносних деформацій, які можуть виникати в крайньому волокні розтягнутої зони $u_{t,d,1}$ та задаємо положенням нейтральної лінії $y_{c,1}$, $y_{t,1}$. Після пошуку рівноваги перерізу ми отримуємо значення відносних деформацій $u_{c,d,1}$, які виникають в стиснутій зоні і відповідають рівновазі.

У нашому випадку:

$$u_{c,d,1} = \frac{u_{t,d,1} \cdot y_{c,1}}{y_{t,1}} = \frac{0,0038 \cdot 7,71}{7,29} = 0,00402$$

Зусилля, які сприймає поперечний переріз в стиснутій N_c та розтягнутій зоні N_t , що є у балансі:

$$N_c = by_{c,1} \left(\frac{k_1 u_{c,d,1}}{2} + \frac{k_c u_{c,d,1}^2}{3} \right) = 10 \cdot 7,71 \cdot \left(\frac{2628 \cdot 0,00402}{2} + \frac{-375510 \cdot 0,00402^2}{3} \right) = 251,3 \text{ кН}$$

$$N_t = \frac{1}{2} by_{t,1} E u_{t,d,1} = 0,5 \cdot 10 \cdot 7,29 \cdot 1800 \cdot 0,0038 = 249,3 \text{ кН}$$

Оскільки $N_c = 251,3 \text{ кН} \approx N_t = 249,3 \text{ кН}$, то можна вважати, що переріз знаходиться в стані рівноваги, тому можемо визначити згинальний момент, що сприймає поперечний переріз в стиснутій M_c та розтягнутій зоні M_t :

$$M_c = by_{c,1}^2 \left(\frac{k_1 u_{c,d,1}}{3} + \frac{k_c u_{c,d,1}^2}{4} \right) = 10 \cdot 7,71^2 \cdot \left(\frac{2628 \cdot 0,00402}{3} + \frac{-375510 \cdot 0,00402^2}{4} \right) / 100 = 10,91 \text{ кНм}$$

$$M_t = \frac{1}{3} by_{t,1}^2 E u_{t,d,1} = \left(\frac{1}{3} \cdot 10 \cdot 7,29^2 \cdot 1800 \cdot 0,0038 \right) / 100 = 11,12 \text{ кНм}$$

Згинальний момент, що може сприйняти переріз:

$$M_{Ed} = M_c + M_t = 11,19 + 12,12 = 22,03 \text{ кНм}$$

5.3.2. Приклад розрахунку армованих балок

Розрахунок балок другої серії

Для розрахунку балок другої серії прийнято наступні вихідні дані:

Характеристики деревини: $E = 1800 \text{ кН} / \text{см}^2$; $u_{c,fin,d} = 0,0035$; $u_{c,fin,t} = 0,0038$;
 $f_{c,o,d} = 46 \text{ МПа}$; $k_1 = 2628 \text{ МПа}$ $k_c = 375510 \text{ МПа}$; $b = 10 \text{ см}$; $h = 15 \text{ см}$.

Характеристики арматури в стиснутій зоні: $2\text{Ø}12 \text{ A500C}$ $A_s = 2,26 \text{ см}^2$ – площа перерізу двох стержнів арматури; $E_{c,z} = 210000 \text{ МПа} = 2,1 \cdot 10^4 \text{ кН} / \text{см}^2$ –

модуль пружності арматури; $u_{c,z,0} = 0,0022$ – деформації стиснутої арматури в момент руйнування балки.

Характеристики арматури в розтягнутій зоні: $b_b = 2,5$ см – ширина стрічки; $t_b = 0,12$ см – товщина стрічки; $E_{t,z} = 165000$ МПа = $1,65 \cdot 10^4$ кН/см² – модуль пружності стрічки; $u_{t,z} = 0,0036$ – деформації розтягнутої арматури в момент руйнування балки.

Для початку так само встановлюємо початкове значення відносних деформацій, які можуть виникати в крайньому волокні розтягнутої зони $u_{t,d,2}$ та задаємо положенням нейтральної лінії $y_{c,2}$, $y_{t,2}$. Після пошуку рівноваги перерізу отримуємо значення відносних деформацій $u_{c,d,2}$, які виникають в стиснутій зоні і відповідають рівновазі.

У даному випадку:

$$u_{c,d,2} = \frac{u_{t,d,2} \cdot y_{c,2}}{y_{t,2}} = \frac{0,0038 \cdot 6,78}{8,22} = 0,00313$$

Зусилля, які сприймає поперечний переріз в стиснутій зоні N_c отримуємо як суму зусиль, що виникають у стиснутій деревині $N_{c,d}$ та арматурі $N_{c,z}$:

$$\begin{aligned} N_c &= N_{c,d} + N_{c,z} = b y_{c,2} \left(\frac{k_1 u_{c,d,2}}{2} + \frac{k_c u_{c,d,2}^2}{3} \right) + A_{c,z} E_{c,z} u_{c,z,0} = 10 \cdot 6,78 \times \\ &\times \left(\frac{2628 \cdot 0,00313}{2} + \frac{-375510 \cdot 0,00313^2}{3} \right) + 2,26 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 0,0022 = \\ &= 195,7 + 104,4 = 300,1 \text{ кН} \end{aligned}$$

Зусилля в розтягнутій зоні N_t обчислюємо як суму зусиль, що виникають у розтягнутій деревині $N_{t,d}$ та стрічці $N_{t,z}$:

$$\begin{aligned} N_t &= N_{t,d} + N_{t,z} = \frac{1}{2} b y_{t,2} E u_{t,d,2} + A_{t,z} E_{t,z} u_{t,z,0} = 0,5 \cdot 10 \cdot 8,22 \cdot 1800 \cdot 0,0038 + \\ &+ 2,5 \cdot 0,12 \cdot 16,5 \cdot 10^4 \cdot 0,0036 = 281,1 + 17,8 = 298,9 \text{ кН} \end{aligned}$$

Так, як $N_c = 300,1 \text{ кН} \approx N_t = 298,9 \text{ кН}$, то можна вважати, що переріз знаходиться в рівновазі, тому визначимо згинальний момент, що сприймає поперечний переріз в стиснутій M_c та розтягнутій зоні M_t :

$$M_c = by_{c,2}^2 \left(\frac{k_1 u_{c,d,2}}{3} + \frac{k_c u_{c,d,2}^2}{4} \right) + A_{c,z} E_{c,z} u_{c,z,0} y_{c,z} = 10 \cdot 6,78^2 \times$$

$$\times \left(\frac{2628 \cdot 0,00313}{3} + \frac{-375510 \cdot 0,00313^2}{4} \right) / 100 + (2,26 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 0,0022 \cdot 5,1) / 100 =$$

$$= 12,7 \text{ кНм},$$

де $y_{c,z} = 5,1 \text{ см}$ – відстань по висоті перерізу від нейтральної лінії до центра сталеві арматури, тобто до лінії дії зусилля $N_{c,z}$.

$$M_t = \frac{1}{3} by_{t,2}^2 E u_{t,d,0} + A_{t,z} E_{t,z} u_{t,z,0} y_{t,z} = \left(\frac{1}{3} \cdot 10 \cdot 8,22^2 \cdot 1800 \cdot 0,0038 \right) / 100 +$$

$$+ (2,5 \cdot 0,12 \cdot 16,5 \cdot 10^4 \cdot 0,0036 \cdot 8,28) / 100 = 13,76 \text{ кНм},$$

де $y_{t,z} = 8,28 \text{ см}$ – відстань по висоті перерізу від нейтральної лінії до центра композитної стрічки, тобто до лінії дії зусилля $N_{t,z}$.

Загальний згинальний момент, що може сприйняти переріз:

$$M_{Ed} = M_c + M_t = 12,7 + 13,76 = 26,46 \text{ кНм}$$

Розрахунок балок третьої серії

Вихідні дані:

Характеристики деревини: $E = 1800 \text{ кН/см}^2$; $u_{c,fin,d} = 0,0035$; $u_{c,fin,t} = 0,0050$
 $f_{c,o,d} = 46 \text{ МПа}$; $k_1 = 2628 \text{ МПа}$ $k_c = 375510 \text{ МПа}$; $b = 10 \text{ см}$; $h = 15 \text{ см}$.

Характеристики арматури в стиснутій зоні: $2\text{Ø}16 \text{ A500C}$ $A_s = 4,02 \text{ см}^2$;
 $E_{c,z} = 2,1 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2$; $u_{c,z,0} = 0,0025$.

Характеристики арматури в розтягнутій зоні: $b_b = 2,5 \text{ см}$; $t_b = 0,12 \text{ см}$;

$$E_{t,z} = 1,65 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2$$
; $u_{t,z,0} = 0,0055$.

Встановлюємо початкове значення відносних деформацій, які можуть виникати в крайньому волокні розтягнутої зони $u_{t,d,3}$ та задаємо положенням нейтральної лінії $u_{c,3}$, $y_{t,3}$. Після пошуку рівноваги перерізу отримуємо значення відносних деформацій $u_{c,d,3}$, які виникають в стиснутій зоні і відповідають рівновазі.

У даному випадку:

$$u_{c,d,3} = \frac{u_{t,d,3} \cdot y_{c,3}}{y_{t,3}} = \frac{0,0050 \cdot 6,42}{8,58} = 0,00374$$

Зусилля, які сприймає поперечний переріз в стиснутій зоні N_c :

$$\begin{aligned} N_c &= N_{c,d} + N_{c,z} = by_{c,3} \left(\frac{k_1 u_{c,d,3}}{2} + \frac{k_c u_{c,d,3}^2}{3} \right) + A_{c,z} E_{c,z} u_{c,z,0} = 10 \cdot 6,42 \times \\ &\times \left(\frac{2628 \cdot 0,00374}{2} + \frac{-375510 \cdot 0,00374^2}{3} \right) + 4,02 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 0,0025 = \\ &= 203,1 + 211,05 = 414,15 \text{ кН} \end{aligned}$$

Зусилля в розтягнутій зоні N_t :

$$\begin{aligned} N_t &= N_{t,d} + N_{t,z} = \frac{1}{2} by_{t,3} E u_{t,d,3} + A_{t,z} E_{t,z} u_{t,z,0} = 0,5 \cdot 10 \cdot 8,58 \cdot 1800 \cdot 0,0050 + \\ &+ 2,5 \cdot 0,12 \cdot 16,5 \cdot 10^4 \cdot 0,0055 = 386,1 + 27,23 = 413,33 \text{ кН} \end{aligned}$$

Так, як $N_c = 414,15 \text{ кН} \approx N_t = 413,33 \text{ кН}$, то можна визначити згинальний момент, що сприймає поперечний переріз в стиснутій M_c та розтягнутій зоні M_t :

$$\begin{aligned} M_c &= by_{c,3}^2 \left(\frac{k_1 u_{c,d,3}}{3} + \frac{k_c u_{c,d,3}^2}{4} \right) + A_{c,z} E_{c,z} u_{c,z,0} y_{c,z} = 10 \cdot 6,42^2 \times \\ &\times \left(\frac{2628 \cdot 0,00374}{3} + \frac{-375510 \cdot 0,00374^2}{4} \right) / 100 + (4,02 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 0,0025 \cdot 4,1) / 100 = \\ &= 8,09 + 8,65 = 16,74 \text{ кНм}, \end{aligned}$$

де $y_{c,z} = 4,1 \text{ см}$.

$$\begin{aligned} M_t &= \frac{1}{3} by_{t,3}^2 E u_{t,d,0} + A_{t,z} E_{t,z} u_{t,z,0} y_{t,z} = \left(\frac{1}{3} \cdot 10 \cdot 8,58^2 \cdot 1800 \cdot 0,0050 \right) / 100 + \\ &+ (2,5 \cdot 0,12 \cdot 16,5 \cdot 10^4 \cdot 0,0055 \cdot 8,64) / 100 = 18,43 \text{ кНм}, \end{aligned}$$

де $y_{t,z} = 8,64 \text{ см}$.

Загальний згинальний момент, що може сприйняти переріз:

$$M_{Ed} = M_c + M_t = 16,74 + 18,43 = 35,17 \text{ кНм}$$

Значення несучої здатності, отримані шляхом експериментальних випробувань при дії одноразових статичних навантажень та теоретичним

методом з використанням деформаційної моделі розрахунку, наведено для всіх зазначених балок із клеєної деревини у таблиці 5.1.

Додатково для порівняння було проведено розрахунок балок як згинальних елементів відповідно до чинних норм [32] та роз'яснень посібника [16]. Розрахункова несуча здатність була визначена згідно:

$$M_{Ed} \leq f_{m,y,k} \cdot W_{red}, \quad (5.23)$$

де M_{Ed} – розрахунковий граничний момент, кНм; W_{red} – приведений момент опору поперечного перерізу згинального елемента; $f_{m,y,k}$ – характеристичне значення міцності деревини на згин, що було отримане через перехідний коефіцієнт $k=1.3$, який згідно ДБН (табл.Б.3 [32]) дозволяє перейти від міцності клеєної деревини на стиск $f_{c,0,d} = 46$ МПа до міцності на згин $f_{m,y,k} = 46 \cdot 1,3 = 59,8$ МПа.

$$W_{red} = \frac{b \cdot h^2}{6} \cdot \beta, \quad (5.24)$$

де b – ширина перерізу; h – висота перерізу; β – коефіцієнт, що визначався для подвійного армування [90]:

$$\beta = 1 + 3n\mu, \quad (5.25)$$

де $n = \frac{E_s}{E_{mean,k}} - 1$ – відношення модулів пружності арматури до деревини;

μ – коефіцієнт армування. Для неармованих балок $\mu = 0$, тоді $\beta = 1$.

У результаті отримано:

1) несуча здатність неармованих балок I серії:

$$M_{Ed1} = f_{m,y,k} \cdot W_{red} = 59800 \text{ кН} / \text{м}^2 \cdot 0,000375 \text{ м}^3 = 22,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

2) несуча здатність армованих балок II серії:

$$M_{Ed2} = f_{m,y,k} \cdot W_{red} \cdot \beta = 59800 \text{ кН} / \text{м}^2 \cdot 0,000375 \text{ м}^3 \cdot 1,54 = 34,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

3) несуча здатність армованих балок III серії:

$$M_{Ed3} = f_{m,y,k} \cdot W_{red} \cdot \beta = 1,1 \cdot 59800 \text{ кН} / \text{м}^2 \cdot 0,000375 \text{ м}^3 \cdot 1,9 = 41,9 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Результати розрахунку наведено в таблиці 5.1 із вказаними відхиленнями отриманих теоретичних значень від експериментальних.

Таблиця 5.1

Зведена порівняльна таблиця для балок з клеєної деревини

№ серії	Познач.	Армування	Експериментальна несуча здатність, кНм	Несуча здатність згідно ДБН[32], кНм; /відхилення, %		Несуча здатність згідно деформаційної моделі, кНм; /відхилення, %	
I	БК-А	-	23,85	22,4	6,1%	22,03	7,6%
	БК-Б	-	22,05		-1,5%		0,1%
II	БКА-12А	2Ø12 А500С + Sika CarboDur S-512	26,55	34,5	-31,4%	26,46	0,3%
	БКА-12Б	2Ø12 А500С + Sika CarboDur S-512 + SikaWrap-230 С	29,25		-17,9%		9,5%
III	БКА-16А	2Ø16 А500С + Sika CarboDur S-512	31,95	41,9	-31,1%	35,17	-10,0%
	БКА-16Б	2Ø16 А500С + Sika CarboDur S-512 + SikaWrap-230 С	33,75		-24,1%		-4,2%

Згідно отриманих даних можна дійти висновку, що несуча здатність, розрахована відповідно до вимог чинних норм, є суттєво завищеною для армованих балок у порівнянні із результатами експериментальних випробувань. Водночас при зіставленні результатів експерименту з даними порохованими згідно деформаційної моделі є помітною їх значно вища збіжність.

5.4. Висновки до розділу 5

1. За допомогою методики визначення напруженого стану з використанням деформаційної моделі було встановлено значення напружень та форми їх епюр на всіх стадіях роботи, як неармованих, так і армованих балок з клеєної деревини. З використанням граничних значень деформацій деревини було розраховано теоретичну несучу здатність для кожної серії досліджуваних зразків, яку було досить точно визначено для балок першої і другої серій. Отримані результати за деформаційною моделлю були співставлені із

розрахунком виконаним згідно рекомендацій чинних норм та встановлено, що останні помітно завищують несучу здатність армованих дерев'яних згинальних елементів.

2. Застосування у стиснутій зоні арматури діаметром 16 мм згідно результатів експериментальних випробувань привело до деякого збільшення несучої здатності балок III серії у порівнянні із II серією, де використовувалась арматура діаметром 12 мм, але не було досягнуто теоретичної несучої здатності для зразків III серії. Відхилення теоретичної несучої здатності згідно деформаційної моделі від експерименту знаходилось в межах 10% для всіх серій балок у той час, як розрахунок за чинними нормами мав найменше відхилення від експерименту для неармованих балок першої серії, що складало 1,5% та 6,1%, для армованих балок другої серії відхилення знаходилось в межах 17,9...31,1% та для третьої серії – в межах 24,1...31,1%.

3. Отримані результати дозволяють говорити про нераціональність збільшення діаметру сталеві арматури, тим самим збільшуючи відсоток армування перерізу, оскільки таким чином ми не вичерпуємо всю несучу здатність балок, так як це відбулося із зразками III серії випробувань, коли не було досягнуто теоретичного згинального моменту за деформаційною моделлю. На відміну від балок II серії, які при меншому коефіцієнті армування повністю досягли значення своєї теоретичної межі міцності при роботі на згин. Кращим варіантом може бути збільшення класу міцності сталеві арматури, а не її діаметру, адже збільшення площі арматури приводить до теоретичного підвищення несучої здатності, а деревина в середніх по висоті шарах балки не може сприйняти та передати такі великі зусилля і руйнується від дотичних напружень, які є максимальними саме посередині і це було підтверджено характером руйнування всіх армованих балок (окрім зразка БКА-12А, де передчасно відірвалася композитна стрічка).

Матеріали до розділу опубліковані в роботах [17, 24, 30].

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. За результатами проведеного аналізу існуючого стану теоретичних та експериментальних досліджень наразі не знайдено даних про одночасне застосування металевої та композитної арматури в окремих згинальних елементах із клеєної деревини, що дозволяє розвинути підхід до способів армування, запропонувавши конструкцію дерев'яної балки із комбінованим армуванням. Воно дозволяє досягти високих показників жорсткості та несучої здатності, а заявлений результат досягається сумісною роботою деревини та різних видів арматури. При цьому металеві арматурні стержні, які розміщені у пазах стиснутої зони, маючи більшу жорсткість ніж деревина, сприймають стискаючі зусилля від зовнішніх навантажень та надають балці більшої жорсткості, а композитна арматура, закріплена на найбільш напруженій поверхні розтягнутої зони, сприймає максимальні зусилля розтягу та підвищує тим самим межу міцності.

2. Запропоновано процес виготовлення досліджуваних балок, включаючи всі основні етапи та деталі влаштування комбінованого армування, із описом методики, устаткування та плану проведення експериментальних випробувань, що дозволяє досягти оптимального результату, використовуючи наявні технічні та технологічні ресурси, з метою зміцнення згинальних елементів за допомогою даного способу армування. Представлено загальний обсяг зразків для основних експериментальних досліджень у кількості семи балок з клеєної деревини (п'ять з яких армовані) та допоміжних зразків у кількості 32 призм із цільної та клеєної деревини.

3. Удосконалено методичний підхід визначення пружних та пружно-пластичних характеристик деревини (E_0 , E') на основі використання графо-аналітичного методу, що відрізняється апроксимацією кореляційних функцій та здійснюється методом найменших квадратів із побудовою відповідних діаграм. Це дало можливість встановити значення початкового модуля пружності E_0 для зразків із суцільної та клеєної деревини на початку завантаження та січного модуля деформацій E' вже на наступних етапах завантаження.

Встановлено, що січний модуль E' при збільшенні рівня навантажень η поступово зменшується за лінійним законом. Початковий модуль пружності клеєної деревини в середньому рівний $E_0=18\ 000$ МПа та при максимальному навантаженні зменшується на 16,7 %. Додатково було встановлено, що значення модуля пружності, як і загалом міцність деревини, суттєво знижується зі збільшенням її вологості.

4. У результаті експериментальних досліджень встановлено, що конструкція нової балки з комбінованим армуванням у порівнянні з неармованими балками характеризується значно вищими показниками жорсткості, несучої здатності, має меншу деформативність, а за рахунок виконання анкерування арматури повністю забезпечено її сумісну роботу з деревиною, що підтверджено відповідними графіками деформацій, які виникають у різних шарах деревини, у стиснутій та розтягнутій арматурі. Отримані дані дозволяють встановлювати напружений стан в межах розрахункового перерізу на різних етапах роботи балки.

За рахунок комбінованого армування проходить суттєве підвищення жорсткості балок, зокрема, для зразків другої серії із сталеву арматурою 2Ø12 мм у стиснутій зоні (відсоток армування перерізу $\mu=1,7$ %) граничного прогину було досягнуто при навантаженні на 61 % більшому ніж середнє значення для неармованих зразків першої серії, а балки третьої серії із сталеву арматурою 2Ø16 мм у стиснутій зоні при відсотку армування $\mu=2,8$ % досягли значення граничного прогину при навантаженні, у середньому, на 39 % більшому ніж для неармованих балок.

Несуча здатність балок БКА-12А та БКА-12Б за рахунок армування зроста на 15...27%, а балок третьої серії БКА-16А та БКА-16Б на 38% та 46% відносно неармованих зразків. Армування лише стиснутої зони балки БКА-12В не підвищує її несучої здатності.

5. Удосконалено у застосуванні до армованих дерев'яних конструкцій науково-прикладні положення деформаційної моделі, яка при розрахунках враховує дійсну роботу, а саме деформації деревини, сталеву та композитну арматури та передбачає можливість утворення складок у стиснутій зоні згинальних елементів. Згідно запропонованої моделі розраховано напружений

стан армованих балок, зокрема встановлені значення напружень і форми їх епюр на всіх стадіях роботи, також наведено алгоритм визначення несучої здатності досліджуваних зразків, а за результатами проведених розрахунків підтверджено хорошу збіжність між теоретичними та експериментальними даними. Це дозволяє стверджувати про доцільність застосування запропонованої моделі до теорії розрахунків армованих дерев'яних конструкцій.

Встановлено, що розрахунки згідно рекомендацій чинних норм проектування дерев'яних конструкцій завищують несучу здатність армованих елементів з клеєної деревини, які працюють на згин у порівнянні з результатами експериментальних досліджень: для двох балок другої серії на 31,4% та 17,9%; для двох армованих балок третьої серії на 31,1% та 24,1% відсотки відповідно. Розрахунки за запропонованою деформаційною моделлю показали розбіжність з експериментом загалом не більш ніж на 10%.

6. Згідно експериментальних випробувань встановлено, що характер руйнування неармованих балок мав суттєві відмінності від армованих. У першому випадку спостерігалось помітне утворення складок у стиснутій зоні із значним розламуванням нижніх дошок розтягнутої зони обох неармованих зразків першої серії. У другому випадку, тобто для армованих зразків другої та третьої серій, руйнування відбувалось у вигляді однієї поздовжньої тріщини, яка проходила приблизно посередині висоти балок майже по всій їх довжині. При цьому не було помітно видимих пошкоджень стиснутої чи розтягнутої зони. Це дозволяє прийти до висновку, що завдяки влаштуванню комбінованого армування було забезпечено міцність нормальних перерізів, проте руйнування відбувалось від дотичних напружень, які набувають своїх максимальних, а в нашому випадку і критичних значень якраз у місці зафіксованого руйнування, тобто посередині висоти розрахункового перерізу.

Із зазначеного випливає необхідність забезпечення міцності похилих перерізів армованих балок із комбінованим армуванням на дію дотичних напружень та подальшого проведення експериментальних досліджень у цьому напрямку.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Андрианов Р. А., Козлов В. В., Холодовская Е. И. Огнестойкие эпоксидные клеевые композиции. *Пластические массы*. 1973. № 5. С. 53–54.
2. Ашкенази Е. К. Анизотропия древесины и древесных материалов. М. : Лесная промышленность. 1978. 224 с.
3. Ашкенази Е. К., Ганов Э. В. Анизотропия конструкционных материалов. Л. : Машиностроение, 1972. 216 с.
4. Балдин В. А., Гольденблат И. И., Коченов В. М. Расчет строительных конструкций по предельным состояниям. Москва : Госстройиздат, 1951. 271 с.
5. Башинський О. І., Боднарчук Т. Б., Пелешко М. З. Несуча здатність та вогнестійкість дерев'яних балок армованих зовнішньою стрічковою арматурою. *Вісник Львівського державного університету безпеки життєдіяльності*. 2014. № 9. С. 184–189.
6. Белянкин Ф. П. Длительное сопротивление дерева. Москва: Госстройиздат, 1934. 218 с.
7. Белянкин Ф. П. Механические характеристики дуба и сосны при разных гидротермических состояниях. *Акад. наук Укр. ССР*. К. 1939. 72 с.
8. Белянкин Ф. П. Современные методы расчета прочности элементов деревянных конструкций. *Из-во АН УССР*. Киев, 1951. 19 с.
9. Бойко М. Д. Влияние температурно-влажностного состояния древесины на ее прочность. *Гос. изд-во литературы по строительству и архитектуре*. Москва, 1952. 96 с.
10. Быков В. В. Прочность и деформативность клеёных балок из древесины сибирской лиственницы при действии кратковременной и длительной нагрузок. *Строительство и архитектура: изв. вузов*. 1979. № 4. С. 20–23.
11. Васильев А. Ю. Долговечность плоских и пространственных сквозных деревянных конструкций : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01. Харьков, 2015. 181 с.

12. Васильев А. Ю., Прыгунков А. В. Влияние температурно-влажностных режимов на прочность древесины после длительной ее эксплуатации. *Современные строительные конструкции из металла, дерева и пластмасс*: сб. науч. трудов. Одесса : ОГАСА, 2015. С. 110–113.

13. Відкритий простір в сучасному оформленні. URL: https://ligno.com.ua/uk/news/25_open-space-wooden-building.html. (дата звернення: 18.04.2017).

14. Вуба К. Т. Зависимость прочности клеевых соединений арматуры со стальной арматурой от длительного действия температуры и влажности. *Строительство и архитектура*: известия вузов. 1975. № 11.

15. Гётц К. Г., Хоор Д., Мёлер К., Наттерер Ю. Атлас деревянных конструкций. Москва : Стройиздат, 1985. 272 с.

16. Гомон С. С. Конструкції з дерева та пластмас : навч. посіб. Рівне : НУВГП, 2016. 219 с.

17. 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*: зб. наук. праць. Рівне : НУВГП, 2021. Вип. 39. С. 221–229.

18. 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*: зб. наук. праць. Рівне : НУВГП, 2020. Вип. 38. С. 321–330.

19. 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.

20. Гомон С. С. Напружено-деформований стан і розрахунки за деформаційною методикою елементів з деревини при дії одноразових та повторних навантажень : дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.01. Рівне, 2020. 383 с.

21. Гомон С. С., Поліщук М. В. Експериментально-статистичні дослідження залежностей «січний модуль – рівень напружень» для цільної та

клеєної деревини. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*: зб. наук. праць. Рівне : НУВГП, 2018. Вип. 35. С. 60–67.

22. Гомон С. С., Поліщук М. В. Експериментально-статистичні дослідження січного модуля пружності деревини залежно від тривалості її насичення водою. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*: зб. наук. праць. Рівне : НУВГП, 2018. Вип. 36. С. 96–101.

23. Гомон С. С., Поліщук М. В. Жорсткість балок із клеєної деревини з комбінованим армуванням. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*: зб. наук. праць. Рівне : НУВГП, 2019. Вип. 37. С.151–157.

24. Гомон С. С., Поліщук М. В. Напружений стан балок із клеєної деревини з комбінованим армуванням. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*: зб. наук. праць. Рівне: НУВГП, 2021. Вип. 39. С. 47–56.

25. Гомон С. С., Полищук Н. В. Способ определения упруго-пластических характеристик цельной и клееной древесины на образцах конструкционных размеров при сжатии. *Science and Education a New Dimension. Natural and Technical Sciences*. Budapest, 2018. VI (21). Issue: 179, P. 17–20. <https://doi.org/10.31174/SEND-NT2018-179VI21-04>.

26. Гомон С. С., Сасовський Т. А. Діаграми механічного стану деревини сосни за одноразового короткочасного деформування до повної втрати міцності матеріалу. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*: зб. наук. праць. Рівне: НУВГП, 2012. Вип. 23. С. 166–171.

27. Гомон С. С., Сасовський Т. А. Построение полной диаграммы деформирования древесины сосны при действии статической загрузки. *Новые материалы, оборудование и технологии в промышленности*: материалы международной конференции. Могилев: ГУ ВПО «Белорусско-Российский университет». Ч. 2. С. 81–82.

28. Гомон С. С., Сасовський Т. А. Работа изгибаемых элементов из клееной древесины при малоцикловых нагрузках. *Вестник Белорусско-*

Российского университета. Могилев: УПКП МЭУП, 2016. Вип. 1(50). С. 130 – 139.

29. Гомон С. С. Стадії напружено деформованого стану нормальних перерізів роботи деревини на згин. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*: зб. наук. праць. Рівне : НУВГП, 2011. Вип. 21. С. 176–180.

30. 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* : зб. наук. праць. Луцьк, 2022. Вип. 17. С. 23–30.

31. ГОСТ 21615-75. Тензорезисторы. Методы определения характеристик. М. : Стройиздат, 1976. 10 с.

32. ДБН В.2.6-161:2017. Конструкції будинків і споруд. Дерев'яні конструкції. Основні положення. [Чинний від 01.02.2018]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2017. 111 с.

33. ДСТУ Б В.2.6-151:2010. Конструкції дерев'яні клеєні. Загальні технічні умови. [Чинний від 01.10.2011]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 21 с.

34. ДСТУ EN 336-2003. Піломатеріали конструкційні із хвойних порід та тополі. Розміри. Допустимі відхилення. [Чинний від 01.10.2004]. Вид. офіц. Київ : Держспоживстандарт України, 2004. 8 с.

35. ДСТУ EN 338:2004. Лісоматеріали конструкційні. Класи міцності. [Чинний від 01.04.2006]. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2004. 10 с.

36. ДСТУ EN 380-2008. Лісоматеріали конструкційні. Загальні настанови щодо методів випробування на статичне навантаження. [Чинний від 01.01.2010]. Вид. офіц. Київ : Держспоживстандарт України, 2008. 8 с.

37. ДСТУ EN 518:2003. Лісоматеріали конструкційні. Сортування. Вимоги до стандартів на візуальне сортування за міцністю. [Чинний від 01.07.2004]. Вид. офіц. Київ : Держспоживстандарт України, 2004. 9 с.

38. ДСТУ 3129:2015 Деревина. Методи відбору зразків і загальні вимоги до фізико-механічних випробувань невеликих бездефектних зразків. [Чинний від 01.01.2016]. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2016. 9 с.

39. ДСТУ 4922:2008. Лісоматеріали та пилопродукція. Методи визначення вологості. [Чинний від 01.07.2009]. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2009. 11 с.

40. Єрмоленко Д. А., Іщенко М. С. Міцність та деформативність клеєних дерев'яних балок, армованих полімерною сіткою. *ACADEMIC JOURNAL. Ser. Industrial Machine Building, Civil Engineering*. Полтава : ПНТУ, 2017. Т. 2 (47). С. 140–147.

41. Знаменский Е. М. Об учете характера и длительности действия нагрузок при нормировании расчетных сопротивлений древесины. *Несущие деревянные конструкции*: сб. научных трудов. М. : ЦНИИСК, 1981. С. 5–21.

42. Иванов Ю. М. Последствие в древесине конструктивных элементов. *Строительство и архитектура* : известия вузов. 1977. № 1. С. 24–30.

43. Иванов Ю. М., Лепарский Л. О. Моделирование внутренних напряжений, возникающих в изделиях в условиях эксплуатации. *Деревообработ. Промышленность*. 1970. № 9. С. 37–52.

44. Иванов Ю. М., Линьков И. М., Соротокин В. М. Исследование влияния армирования на прочность и жесткость клееных деревянных изгибаемых элементов. *Разработка и исследование клееных и фанерных армированных конструкций*. М. : Труды УНИИАС, 1972. Вып. 24. с. 13–29.

45. Каган М. Е., Веселовская Л. П. Влияние влажности на релаксацию напряжений в гнутых деревянных элементах. *«Межотраслевые вопросы строительства»*: реферативный сборник. М. : ЦНИИСК №7, 1972. С. 235–242.

46. Касаткин В. Б., Бондин В. Ф. Долговременные испытания армодеревянных балок в условиях Крайнего Севера. *Строительство и архитектура* : известия вузов. 1972. № 11. с. 12–14.

47. Квасников Е. Н. Вопросы длительного сопротивления древесины. Л. : Стройиздат. 1972. 95 с.

48. Квасников Е. Н. О напряженном состоянии древесины при изгибе. *Инженерные конструкции: XXX научная конференция*. Л. : ЛИСИ, 1972. С. 106–114.

49. КДК – материал майбутнього. Критерії вибору матеріалів для будівництва. URL : <https://lesprominform.ru/jarticles.html?id=5613>.

50. Клименко В. З. Конструкції з дерева і пластмасс: навчальний посібник. Київ : Вища школа. 2000. 304 с.

51. Колпаков С. В., Грохотов В. И., Савотский В. М. [и др.]. Исследование деревянных дисперсно-армированных изгибаемых элементов для конструкций гражданских зданий. *Индустриальные деревянные конструкции в жилищном строительстве Сибири*. Новосибирск : СибНИИЭП. 1975. Вып. 9. С. 31–40.

52. Королев В. И., Ващилко Т. И., Дмитриев Е. И. Контроль качества клееной древесины. М. : Научные труды МЛТИ, 1981. Вып. 117. С. 14–18.

53. Королев В. И. Исследование влияния сучков на прочность клееной древесины при статическом изгибе. М. : Научные труды МЛТИ, 1978. С. 8–19.

54. Коцегубов В. П. Нормирование расчетных сопротивлений конструкционной древесины при действии нагрузок различной продолжительности. *Повышение долговечности и надежности строительных конструкций из дерева и пластмасс*. Л. : ЛИСИ, 1987. С. 5–18.

55. Кто сказал, что Миссиссага архитектурно безликая? LIVE JOURNAL – 2015. URL: <https://olgachemenko.livejournal.com/86098.html>. (дата звернення 25.04.2017).

56. Ли В. Д. Долговременные испытания образцов соединения арматуры с древесиной. *Исследования по строительной механике и строительным конструкциям*. Томск, 1984. С. 74–77.

57. Линьков И. М., Щуко С. А. Особенности деформирования клееных армированных балок при циклическом действии длительной нагрузки. *Строительство и архитектура: известия вузов*. 1972. № 11. С. 39–41.

58. Линьков И. М. Состояние исследования клееных армированных деревянных конструкций. *Разработка и исследование клееных деревянных и фанерных армированных конструкций*. 1972. № 24.

59. Любошиц М. И. Влияния скорости испытания на предел пластического течения древесины: автореф. дис. Минск. 1980.

60. Макаренко Л. П. Практический способ определения модуля упругости упруго-пластических характеристик бетона при сжатии. *Строительство и архитектура* : известия вузов. 1970. №10. С. 141–147.

61. Михайловський Д. В., Заєць Р. В., Чубарев А. Г. Деревина – сучасний будівельний матеріал. *Містобудування та територіальне планування. Науково-технічний збірник* : Київ, КНУБА. 2014. Вип. 52. С. 256–264.

62. Михайловський Д. В. Світовий досвід і перспективи розвитку багатоповерхового будівництва з деревини. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*. Одеса, 2016. Вип. 61. С. 270–277.

63. Многоэтажные деревянные дома – 2018. URL: <https://archiline.by/index.pl?act=PRODUCT&id=466>. (дата звернення 08.03.2018).

64. Найчук А. Я. Напряженное состояние древесины в зоне обрыва анкеровки винтов, работающих на растяжение поперек волокон. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*: зб. наук. праць. Рівне: НУВГП, 2014. Вип. 29. С. 292–298.

65. Орлович Р. Б. Длительная прочность деревянных элементов при сложном напряженном состоянии. *Строительство и архитектура* : известия вузов. 1986. №11. С. 115–117.

66. Орлович Р. Б., Езепов Г. Г., Найчук А. Я. К оценке некоторых критериев прочности анизотропных тел при плоском напряженном состоянии. *Строительная механика и строительные конструкции. Техника, технология, организация и экономика строительства. Республиканский межведомственный сборник*. Минск : Вышэйшая школа, 1984. Вып. №10. С. 124–127.

67. Павлюк А. П. Напружено-деформований стан елементів з клеєної деревини в умовах косоного згину: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. Рівне, 2019. 200 с.

68. Паспорт безпеки MSDS Colma Cleaner № : 6327 Colma Reiniger 02.09.2010, 8 с.

69. Патент на корисну модель: клеєна дерев'яна балка. № 135229 Україна, МПК E04C 3/12 (2006.01). Гомон С. С., Поліщук М. В.; заявники і власники Національний університет водного господарства та природокористування, заяв. 03.01.2019; опубл. 25.06.2019, Бюл. №12.

70. Патент на корисну модель: спосіб напруження зовнішньої стрічкової арматури балок із клеєної деревини. № 143340 Україна, МПК E04C 3/26 (2006.01). Гомон С. С., Гомон П. С., Поліщук М. В.; заявники і власники Національний університет водного господарства та природокористування, заяв. 27.01.2020; опубл. 27.07.2020, Бюл. №14.

71. Плюсы и минусы углепластиковой арматуры. URL: <https://specnavigator.ru/materialy/armatura/plyusy-i-minusy-ugleplastikovoj.html>.

72. Поліщук М. В., Гомон С. С. Влаштування комбінованого армування балок із клеєної деревини. *Вісник Львівського національного аграрного університету: Архітектура і сільськогосподарське будівництво*. Львів, 2019. №20. С. 44–49. <https://doi.org/10.31734/architecture2019.20.044>.

73. Прокофьев А. С., Масалов А. В., Мебония И. К. Работоспособность клееных деревянных балок. *Строительство и архитектура: известия вузов*. 1973. №11. С. 24–26.

74. Прокофьев А. С. Работоспособность клееных деревянных элементов при статических и циклических воздействиях: автореф. дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.01. Л.: ЛИСИ, 1987. 43 с.

75. Прокофьев А. С., Сморгочев А. А., Вуба К. Т., Фрейдин А. С. Экспериментальные исследования выносливости и виброползучести клееных деревянных балок. *Стройиздат: Курск*. С. 130–133.

76. Рекомендации по испытанию деревянных конструкций. ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. М.: Стройиздат, 1976. 28 с.
77. Руководство по проектированию клееных деревянных конструкций. ЦНИИСК. М. : Стройиздат, 1977.
78. Сасовський Т. А. Напружено-деформований стан балок із клеєної деревини за дії мало циклових навантажень: дис. канд. тех. наук: 05.23.01. Рівне, 2016. 200 с.
79. Свеницкий Г. В. Деревянные конструкции. Современные проблемы строительных конструкций. *Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре*. Москва, 1952. 47 с.
80. Свеницкий Г. В. О пределе пластического течения при поперечном изгибе и при сжатии с изгибом. *Вопросы прочности и изготовления деревянных конструкций*. Сб. ЦНИПС. 1982. С. 99–106.
81. Серов Е. Н. Анализ напряженного состояния клееных балок в зоне наблюдаемого разрушения. *Лесной журнал: известие вузов*. 1986. №6. С. 55-61.
82. Серов Е. Н. Рациональное использование анизотропии прочности материалов в клееных деревянных конструкциях массового изготовления: дисс. ... доктора технических наук: 05.23.01. Ленинград, 1988. 521 с.
83. Серов Е. Н., Хапин А. В. Выбор равнопрочных конструктивных решений клеодощатых балок прямоугольной формы. *Конструкции из клееной древесины и пластмасс*. Ленинград: ЛИСИ, 1979. С. 13–19.
84. Смирнов Е. А. Прочность и деформативность клееных деревянных балок с групповым армированием на части длины. Автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук. Владимир, 1986.
85. Соколовський Я. І., Сторожук О. Л. Визначення анізотропних пружних характеристик деревини акустичним методом. *Науковий вісник НУБіП України*. Серія: Техніка та енергетика АПК, 2013. № 185 Част. 2.
86. Сопушинський І., Вінтонів А. До питання методики визначення щільності деревини у зв'язку із зміною вологості. *Науковий вісник НЛТУ України*, 2003.

87. Соротокин В. М. Исследование работы предварительно напряженных деревянных изгибаемых элементов под длительной нагрузкой. *Разработка и исследование клееной древесины и фактурных армированных конструкций*. М.: ЦНИИСК, 1972. Вып. 24. С. 30–35.

88. Соротокин В. М. Работа предварительно напряженных деревянных изгибающих элементов под длительной нагрузкой. *Материалы V научно-технической конференции молодых специалистов*. М.: ЦНИИСК, 1970.

89. Соротокин В. М., Шолохова А. Б., Фрейдин А. С. О прочности и деформативности клеевого соединения арматуры с древесиной. *Разработка и исследование клееных деревянных конструкций*. М.: Труды ЦНИИСК, 1972. Вып. 24. С. 40–45.

90. Сурмай М. І. Міцність та деформативність дощатоклеєних балок армованих склопластиковою та базальтовою арматурою: дис. канд. техн. наук: 05.23.01. Львів, 2015. 185 с.

91. 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, 5 с.

92. Технологическая карта материала. Идентификационный №:020206020010000025 SikaWrap[®]-230 C/45. Ткань из углеродных волокон для усиления конструкций, Издание: 21/07/2014; UA_YS_01/2015, 4 с.

93. Технологическая карта материала. Идентификационный номер №: 020401040010000004 Sikadur[®]-330. Двух компонентный эпоксидный клей. Издание: 18/07/2014; UA_YS_01/2015 4 с.

94. Технологическая карта материала. Идентификационный №: 020401040010000001 Sikadur[®]-30. Клей, применяемый при усилении конструкций. Издание: 18/07/14; UA_YS_01/2015, 4 с

95. Тутурин С. В. Механическая прочность древесины: дис. д. т. н. М.: МГУ, 2005. 318 с.

96. Уголев Б. Н. Деформативность древесины и напряжения при сушке. *Лесная промышленность*. М., 1971. 174 с.
97. Фролов Н. П. Стеклопластиковая арматура и стеклопластбетонные конструкции. М.: Стройиздат, 1980. 104 с.
98. Фурсов В. В., Абдурахимов Р. Ф., Чередник Д. Л. Исследование объемной деформации древесины при различных условиях загрузки. *Науковий вісник будівництва*. Харків: ХГДУБА, 1998. №2. С. 35–39.
99. Фурсов В. В., Бидаков А. Н. Влияние анизотропных свойств древесины на ее прочностные характеристики. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*: зб. наук. праць. Рівне: НУВГП, 2014. Вип. 29. С. 376–381.
100. Фурсов В. В. К расчету клееной древесины в условиях сложного напряженного состояния. *Современные конструкции из металла и древесины*: Сборник научных трудов. Одесса, 1999. С. 216–221.
101. Фурсов В. В. Працездатність дерев'яних конструкцій під впливом різноманітних навантажень та експлуатаційного середовища: автореферат дис. докт. тех. наук: 05.23.01. Полтава, 1996. 48 с.
102. Фурсов В. В., Пурызданхах М. Экспериментальное исследование натуральных балок из клееной древесины. ХНУСИА, 2010. С. 169–172.
103. Хрулев В.М. Прогнозирование долговечности клеевых соединений деревянных конструкций. М. : Стройиздат, 1981. 128 с.
104. Хухрянский П. Н. Прочность древесины. Москва: Гослесбум – издат., 1955. 152 с.
105. Щуко В. Ю. Исследование несущей способности армированных деревянных балок. *Строительство и архитектура*: известия вузов, 1969. №2. С. 22–28.
106. Щуко В. Ю. Клееные деревянные балки, армированные стальной арматурой. Труды Иркутского политехн. ин-та. Иркутск, 1967. Вып. 37. С. 51–59.

107. Щуко В. Ю. Клееные армированные деревянные конструкции в сельскохозяйственном строительстве. *Строительство и архитектура*. М.: ВНРШИС, 1984. Сер. 6. 62 с.

108. Щуко С. А., Смирнов Е. А., Евдокимов А. В. Оптимальное армирование клееных деревянных балок на части длины. *Тезисы научно-технической конференции «Повышение качества строительства автодорог в Нечерноземной зоне РСФСР»*. Владимир, 1987.

109. ACI 440.1R-06 Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars. American Concrete Institute, 2006. 44 p.

110. Ahmad Y. Bending behavior of timber beams strengthened using fiber reinforced polymer bars and plates Ph.D. thesis, Universiti Teknologi Malaysia. Malaysia, 2010.

111. Alhayek H., Svecova D. Flexural stiffness and strength of GFRP-reinforced timber beams. *Compos. Constr. ASCE* 16 (3), 2012. P. 245–252.

112. Ambrisi A. D., Focacci F., Luciano R. Experimental investigation on flexural behavior of timber beams repaired with CFRP plates. *Compos. Struct.* 2014. 108. P. 720–728.

113. 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. 99. P. 200–207.

114. Asylgaraeva M. Strength analysis of wooden curved beams. Saimaa University of Applied Sciences Technology, Lappeenranta Double Degree Programme in Civil and Construction Engineering. Thesis, 2017. 64 p.

115. Bakalarz M., Kossakowski P. The flexural capacity of laminated veneer lumber beams strengthened with AFRP and GFRP sheets. *Technical Transactions*, 2019. 116.2. P. 85-95.

116. Basterra L., Balmori J., Morillas L., Acuña L., Casado M. Internal reinforcement of laminated duo beams of low-grade timber with GFRP sheets. *Constr. Build. Mater.* 2017. 154. P. 914–920.

117. Bedon C., Louter C. Numerical analysis of glass-FRP post tension beams. *Review and assessment*. *Compos. Struct.* 2017. 177. P. 129–140.
118. Betts S. C., Miller T. H., Gupta R. Location of the neutral axis in wood beams: A preliminary study. *Wood Material Science and Engineering*, 2010. 5:3-4. P.173-180. DOI:10.1080/17480272.2010.500060.
119. Bohannon B. Time-dependent characteristics of pre-stressed wood beams. FPL 226, 1974. USDA.
120. Borri A., Corradi M., Grazini A. A method for flexural reinforcement of old wood beams with CFRP materials. *Compos.* 2005, B/36. P. 143–153.
121. Borri A., Corradi M., Speranzini E. Reinforcement of wood with natural fibers, *Compos. B Eng.* 53 (2013) 1–8.
122. Brol J., Wdowiak A. The use of glass and aramid fibres for the strengthening of timber structures. *In Annals of Warsaw University of Life Sciences, Forestry and Wood Technology*, Warsaw University of Life Sciences Press: Warsaw, Poland, 2017. No. 100. P. 128–138.
123. Bulletin 40: FRP reinforcement in RC structures. Technical report prepared by a working party of Task Group 9.3, FRP (Fibre Reinforced Polymer) reinforcement for concrete structures, 2007.
124. Chopard L., Zwicky D. Bending behavior of glulam beams reinforced with flax fiber sheets. *Composites in Civil Engineering CICE 2014, 7th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering*, 2014. 6 p.
125. Conde M.J.M., Liñán C.R., Hita P.R. Bending and shear reinforcements for timber beams using GFRP plates. *Constr. Build. Mater.* 2015, 96. P. 461–472.
126. Curry W. T. Сравнительные испытания клеёных брусьев и брусьев из цельной древесины. *Laminated versus Solid Timber Beams*. *Wood*, 1955. № 10. P.386–388.
127. Dutko P., Ferjencik P. Geleimte Hobtkonstionen in des CSSR. "Bautechnik", M7. 1966. № 45. 109 p.

128. Faye C., Rouger F., Garcia P. Experimental investigations on mechanical behavior of glued solid timber. *International council for research and innovation in building and construction*, 2010. P. 253–263.
129. Fernando D., Frangi A., Kobel P. Behaviour of basalt fibre reinforced polymer strengthened timber laminates under tensile loading. *Engineering Structure*, 2016. 117. P. 437–456.
130. Fiorelli J., Dias A. Fiberglass-reinforced glulam beams: mechanical properties and theoretical model. *Materials Research*, 2006. 9. P. 263–269.
131. Fiorelli J., Dias A. A. Glulam beams reinforced with FRP externally-bonded: theoretical and experimental evaluation. *Mater. Struct.* 2011, 44. P. 1431–1440.
132. Frese M., Blab H.J. System effects in glued laminated timber in tension and bending. *International council for research and innovation in building and construction*, 2010. P. 242-252.
133. Gand A. K., et al. Behaviour of strengthened timber beams using near surface mounted basalt fibre reinforced polymer (BFRP) rebars. *Engineering Solid Mechanics*, 2018. 6/4. P. 341–352.
134. Garzon Barragán 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.
135. Gentile C., Dagmar S., Rizkalla S. Timber beams strengthened with GFRP bars: development and applications, *J. Compos. Constr.* 2002, 6(1). P. 11–20.
136. Gezer H., Aydemir B. The effect of the wrapped carbon fiber reinforced polymer material on fir and pine woods, *Mater. Des.* 2010, 31. P. 3564–3567.
137. 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, 22 (15). P. 1373–1388.

138. Glišović I., Stevanović B., Petrović M. Bending behaviour of glulam beams reinforced with carbon FRP plates. *Journal of civil engineering and management*. 2015, 21(7). P. 923–932.

139. Glue Laminated Construction. – 2010. URL: <http://buildipedia.com/knowledgebase/division-06-wood-plastics-and-composites/06-10-00-rough-carpentry/06-18-00-glue-laminated-construction/06-18-00-glue-laminated-construction>. (дата звернення 16.04.2017).

140. Glued laminated timber. URL: https://en.wikipedia.org/wiki/Glued_laminated_timber. (дата звернення 16.04.2017).

141. Glued Laminated Timber (Glulam), Cross-Laminated Timber (CLT), Laminated Veneer Lumber (LVL), Laminated Strand Lumber (LSL), and Parallel Strand Lumber. URL: <https://ownwoodenhouse.com/index.pl?act=PRODUCT-&id=227#>. (дата звернення 16.04.2017).

142. Gomon S., Gomon S., Gomon P., Shkirenko S. The Basis of the Deformation Method for Calculating of Elements from Wood under Cross-Section Bending. *International Journal of Engineering & Technology*. 2018. Vol.7 (4.8). P. 109–114.

143. Gomon S., Polishchuk M., Gomon S. Experimental and statistical investigations of the secant modulus of elasticity of glued timber modified with polymer “SILOR”. *Proceedings of the 1st Eastern Europe Conference on Timber Constructions*. “Kharkiv – Madrid” Typography, 2018. P.137–142.

144. 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. V. 36. P. 217-222. doi.org/10.1016/j.prostr.2022.01.027.

145. 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*. 2021. (11/01-XV). P.131-133. (Web of Science).

146. Granholm H. *Armerat Tra Reinforced Timber*. Göteborg, 1954. 98 p.

147. Guan Z. W., Rodd P. D., Pope D. J. Study of glulam beams pre-stressed with pultruded GRP. *Computers and Structures*, 2005. 83. P. 2476–2487.
148. Gugutsidze G., Draškovič F. Reinforcement of timber beams with carbon fibers reinforced plastics. *Slovak Journal of Civil Engineering*. 2010. №2. P. 1-6.
149. Hirasawa H., Oikawa A., Kobayashi A. Loading tests of glulam beams reinforced by CFRP sheets and plates. Japan. 2006.
150. 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. 20. P. 951–961.
151. Horx-Strathern O., Varga C., Guntschnig G. Future of Timber Construction. *A study about changes, trends and technologies of tomorrow Zukunftsinstitut GmbH*, 2017. P. 13–19.
152. Johnsson H., Blanksvard T., Carolin A. Glulam members strengthened by carbon fiber reinforcement, *Mater. Struct.* 2006, 40. P. 47–56.
153. 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, 101. P. 364–375.
154. Kim Y. J., Harries K. A. Modeling of timber beams strengthened with various CFRP composites. *Engineering Structures*, 2010. 32(10). P. 3222–3234.
155. Levin E. Reinforced Timber. "*Architectural Review*", 1964. №812. P.304–306.
156. Logan Ward. A Tree-Filled Atrium to Inspire Patients. Logan Ward. Architect. The Journal Of The American Institute Of Architects. 2014. URL: https://www.architectmagazine.com/technology/detail/a-tree-filled-atrium-to-inspire-patients_o.
157. 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, 91. P. 23–31.

158. Mactan Cebu International Airport / Rubner Holzbau / rubner.com. URL: <https://www.rubner.com/en/holzbau/references/reference/mactan-cebu-international-airport/>.
159. 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.
160. Mascia N. T., Donadon B. F., Vilela R. Glued laminated timber beams reinforced with sisal fibres. *International Journal of Structural and Civil Engineering Research*, 2019. 8. P. 390–397.
161. McConnell E., McPolin D., Taylor S. Post-tensioning of timber beams with basalt fibre reinforced polymer. *Extended Abstracts*, 2014. P. 1.
162. Mjøstårnet / moelven.com. URL:<https://www.moelven.com/mjostarnet/>.
163. Moe J. The mechanism of failure of wood in bending. *Publication International Association for Bridge & Structural Engineering*, 1961. 21. P.163–178.
164. Mohamad W. H. W., et al. Bending Strength Properties of Glued Laminated Timber from Selected Malaysian Hardwood Timber. *International Journal of Civil & Environmental Engineering*, 2011. Vol. 11. P. 7–12.
165. Nadir Y., Nagarajan P., Ameen M., Arif M. Flexural stiffness and strength enhancement of horizontally glued laminated wood beams with GFRP and CFRP composite sheets. *Construction and Building Materials*, 2016. 112. P. 547–555.
166. Naghipour M., Nematzadeh M., Yahyazadeh Q. Analytical and experimental study on flexural performance of WPC-FRP beams. *Constr. Build. Mater.* 2011. 25. P. 829–837.
167. 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.
168. O'Ceallaigh C., Sikora K., McPolin D., Harte A. M. The mechano-sorptive creep behaviour of basalt FRP reinforced timber elements in a variable climate. *Engineering Structures*, 2019. 200. 109702.

169. October 15, 1934: Glued Laminated Timber Comes to America / Forest History Society. 2018. URL: <https://foresthistor.org/october-15-1934-glued-laminated-timber-comes-to-america/>

170. Ogawa H. Architectural application of carbon fibers. Development of carbon fiber reinforced glulam, 2000. 38. P. 211–226.

171. 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.

172. Raftery G. M., Kelly F. Basalt FRP rods for reinforcement and repair of timber, glued laminated timber. *Compos.* 2015, 70. P. 9–19.

173. Rajczyk M., Jonczyk D. Behavior of glulam beams strengthened with BFRP bars. *Mater. Sci. Eng.* 2019, 603 p.

174. Rajczyk M., Jończyk D. Study on strengthening glued-laminated timber with aramid cords and properties of composite materials. *Advanced Materials Research.* Trans Tech Publications Ltd, 2012. P. 142-145.

175. Rune Abrahamsen. Mjøstårnet - 18 storey timber building completed. 24 Internationales Holzbau-Forum IHF. 2018. 14 p.

176. Sena-Cruz J., Jorge M., Branco J. M., Cunha V.M.C.F. Bond between glulam and NSM CFRP laminates, *Constr. Build. Mater.* 2013, 40. P. 260–269.

177. Sobczak-Piąstka J., Gomon S.S., Polishchuk M.V., Homon S., Gomon P., Karavan V. Deformability of Glued Laminated Beams with Combined Reinforcement. *Buildings*, 2020. V. 10, I. 5. doi.org/10.3390/buildings10050092.

178. 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. *6-th WMCAUS 2021. World Multidisciplinary Civil Engineering – Architecture.* Urban Planning Symposium. 31 Aug. – 3 Sept., 2021. Prague (Czech Republic).

179. 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*. 1203. 2021. 032037. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/1203/3/032037>

180. Sobczak-Piąstka J., Gomon S., Polishchuk M., Homon S., Gomon P., Karavan V. Metoda badania belki zginanej wykonanej z drewna klejonego ze zbrojeniem mieszanym. *Materiały Budowlane*. 2021. 591 (11). P. 28–30. DOI:10.15199/33.2021.11.04.

181. Speranzini E., Agnetti S. Structural performance of natural fibers reinforced timber beams. In *Proceedings of the 6th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE 2012)*. Rome, Italy, 13–15 June 2012.

182. Svecova D., Eden R. J. Flexural and shear strengthening of timber beams using glass fibre-reinforced polymer bars – an experimental investigation. *Canadian Journal of Civil Engineering*. 2004, 31(1). P. 45–55.

183. 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. 14(14). 4019.

184. Thomas C. Jester, McGraw-Hill. Twentieth-century Building Materials: History and Conservation. Technology & Engineering. 1995. 352 p.

185. Thorhallsson E. R., Hinriksson G. I., Snæbjörnsson J. T. Strength and stiffness of glulam beams reinforced with glass and basalt fibres. *Composites Part B: Engineering*, 2017. 115. P. 300–307.

186. Tuchi R., Bodig J. Flexural properties of glued laminated lodgepole pine dimension lumber. *Forest Products Journal*, 1978. V.3. P. 27–33.

187. Wang Bo, et al. Flax, Basalt, E-Glass FRP and Their Hybrid FRP Strengthened Wood Beams: An Experimental Study. *Polymers*, 2019, 11.8. 1255.

188. Wdowiak A., Brol J. Effectiveness of reinforcing bent non-uniform pre-stressed glulam beams with basalt fibre reinforced polymers rods. *Materials*, 2019. 12/19. 3141.

189. Wdowiak-Postulak A., Świt G. Behavior of Glulam Beams Strengthened in bending with BFRP Fabrics. *Civil and Environmental Engineering Reports*, 2021. 31/2. P. 1–14.
190. Yahyaei-Moayyed M., Taheri F. Experimental and computational investigations into creep response of AFRP reinforced timber beams. *Compos. Struct.* 2011, 93. P. 616–628.
191. 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, 38. P. 962–969.
192. Zhang H., et al. AFRP influence on parallel bamboo strand lumber beams. *Sensors*, 2018. 18/9. 2854.
193. Zhang P., Shijie S. H. E. N. Strengthening mechanical properties of glulam with basalt fiber. *Advances in Natural Science*, 2011. 4/2. P. 130-133.

ДОДАТКИ

Додаток А. Список опублікованих праць за темою дисертації

1. Гомон С. С., Поліщук М. В. Експериментально-статистичні дослідження залежностей «січний модуль – рівень напружень» для цільної та клеєної деревини. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*: зб. наук. праць. Рівне: НУВГП, 2018. Вип. 35. С. 60–67. – проведення експериментальних випробувань призм, обробка та оформлення результатів.

2. Гомон С. С., Поліщук М. В. Експериментально-статистичні дослідження січного модуля пружності деревини залежно від тривалості її насичення водою. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*: зб. наук. праць. Рівне: НУВГП, 2018. Вип. 36. С. 96–101. – проведення експериментальних випробувань призм, обробка та оформлення результатів.

3. Поліщук М. В., Гомон С.С. Влаштування комбінованого армування балок із клеєної деревини. *Вісник Львівського національного аграрного університету: Архітектура і сільськогосподарське будівництво*. Львів, 2019. № 20. С. 44–49. – виготовлення експериментальних балок та розробка методики отримання необхідних експериментальних даних під час випробувань.

4. Гомон С. С., Поліщук М. В. Жорсткість балок із клеєної деревини з комбінованим армуванням. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*: зб. наук. праць. Рівне: НУВГП, 2019. Вип. 37. С. 151–157. – проведення експериментальних досліджень роботи армованих балок, обробка даних, формування висновків.

5. Гомон С. С., Поліщук М. В. Напружений стан балок із клеєної деревини з комбінованим армуванням. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. зб. наук. праць. Рівне: НУВГП, 2021. Вип. 39. С. 47–56. – проведення випробувань, обробка результатів, побудова епюр напружень.

6. 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*: зб. наук. праць. Луцьк, 2022. Вип. 17. С. 23–30. – проведення та обробка результатів випробувань, побудова епюр напружень.

7. Гомон С. С., Полищук Н. В. Способ определения упруго-пластических характеристик цельной и клееной древесины на образцах конструкционных размеров при сжатии. *Science and Education a New Dimension. Natural and Technical Sciences*. Budapest, 2018. VI (21). Iss. 179. P. 17–20. – *проведення експериментальних випробувань призм, обробка результатів*.

8. Sobczak-Piąstka J., Gomon S., Polishchuk M., Homon S., Gomon P., Karavan V. Deformability of Glued Laminated Beams with Combined Reinforcement. *Buildings*. 2020. V. 10. Iss. 5. (Scopus, Web of Science) – *проведення експериментальних досліджень, обробка та аналіз отриманих результатів, оформлення висновків*.

9. 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. Ser. Materials Science and Engineering*. 2021. 1203. 032037. – *виготовлення експериментальних балок та розробка методики отримання необхідних експериментальних даних під час випробувань*.

10. Sobczak-Piąstka J., Gomon S., Polishchuk M., Homon S., Gomon P., Karavan V. Metoda badania belki zginanej wykonanej z drewna klejonego ze zbrojeniem mieszanym. *Materiały Budowlane*. 2021. 591 (11). P. 28–30. – *розробка методики випробування*.

11. 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. V. 36, P. 217–222. (Scopus) – *проведення експериментальних досліджень, обробка та аналіз отриманих результатів*.

12. Gomon 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*. 2021. (11/01-XV.). P. 131–133. (Web of Science) – *проведення експериментальних досліджень, обробка даних, оформлення результатів випробувань*.

13. Gomon S., Polishchuk M., Gomon S. Experimental and statistical investigations of the secant modulus of elasticity of glued timber modified with polymer “SILOR”. *Proceedings of the 1st Eastern Europe Conference on Timber Constructions*. “Kharkiv – Madrid” Typography, 2018. P. 137–142. – *проведення експериментальних досліджень, обробка та аналіз результатів*.

14. 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*: зб. наук. праць. Рівне: НУВГП, 2021. Вип. 39. С. 221–229. – *розробка методики розрахунку*.

15. Клеєна дерев’яна балка: патент № 135229 Україна: МПК E04C 3/12 (2006.01). Гомон С. С., Поліщук М. В.; заявник і патентовласник НУВГП – u201900104; заяв. 03.01.2019; опубл. 25.06.2019, Бюл. № 12. – *впровадження ідеї створення комбінованого армування клеєних дерев’яних балок*.

16. Спосіб напруження зовнішньої стрічкової арматури балок з клеєної деревини: патент № 143340 Україна, МПК E04C 3/26 (2006.01). 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. – *впровадження ідеї створення попередньо напруженого комбінованого армування клеєних дерев’яних балок*.

17. Гомон С. С, Поліщук М. В. Влаштування комбінованого армування балок із клеєної деревини. *Ефективні технології і конструкції в будівництві та архітектура села*. Міжнародна науково-практична конференція. Дубляни, 2019. С. 99–100. – *виготовлення експериментальних балок та опис технології влаштування арматури*.

18. Sobczak-Piąstka J., Polishchuk M., Gomon S. S., Karavan B., Gomon S., Gomon P. Method of Experimental Research of New Construction of Beams from Glued Wood with Combined Reinforcement. *6-th WMCAUS 2021. World Multidisciplinary Civil Engineering – Architecture. Urban Planning Symposium. Prague (Czech Republic). 31 Aug. – 3 Sept., 2021.* – *виготовлення експериментальних балок та розробка методики отримання необхідних експериментальних даних під час випробувань*

Додаток Б. Впровадження результатів досліджень



Товариство з обмеженою відповідальністю

«ОРБИТА БУДПРОЕКТ»

33000, м. Рівне, вул. Курчатова, 18 а.
Код ЄДРНОУ 36121191, orbitabud@gmail.com, тел. (0362) 460786

Вих. № 22.03.25/01 від 25.03.2022 р.

Довідка

про впровадження результатів дисертаційної роботи

Поліщука Миколи Валерійовича

**«Напружено-деформований стан згинальних елементів з клесної
деревини з комбінованим армуванням»**

на здобуття наукового ступеня доктора філософії зі спеціальності

192 – Будівництво та цивільна інженерія

Результати дисертаційної роботи Поліщука М.В. на тему **«Напружено-деформований стан згинальних елементів з клесної деревини з комбінованим армуванням»** були впроваджені при виконанні робочого проекту **«Будівництво фізкультурно-оздоровчого басейну на базі Костопільської ДЮСШ за адресою: провулок Артилерійський, 5а м. Костопіль, Рівненська область»**.

Зокрема було пораховано та законструйовано клесні дерев'яні конструкції покриття чаші басейну з врахуванням результатів досліджень та рекомендацій дисертаційної роботи.

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 10.11.2022 № 011-02

На № _____ від _____

ДОВІДКА

про використання у навчальному процесі Національного університету водного господарства та природокористування результатів досліджень і розробок, одержаних при виконанні дисертації
Поліщука Миколи Валерійовича
на здобуття наукового ступеня доктора філософії

Результати наукових досліджень у вигляді теоретико-методичних положень та інформативно-аналітичної бази, що викладені в дисертації здобувача третього (освітньо-наукового) рівня вищої освіти за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» Поліщука М. В. забезпечують набуття здобувачами вищої освіти відповідних компетенцій, сприяють отриманню програмних результатів навчання та використовуються у навчальному процесі в Національному університеті водного господарства та природокористування, зокрема при викладанні навчальних дисциплін «Сучасні будівельні конструкції та методи їх розрахунку», «Конструкції з дерева та пластмас», «Перспективні методи дослідження, проектування та застосування конструкцій з дерева та пластмас». Зокрема наводиться інформація щодо застосування та розрахунку елементів з клеєної деревини з комбінованим армуванням у будівлях різного призначення. Отримані результати постійно використовуються під час виконання магістерських робіт, що виконуються під керівництвом професора кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд НУВГП Гомона С.С.

Проректор з наукової роботи та міжнародних зв'язків НУВГП,
 доктор економічних наук, професор

Наталія САВІНА





ДОВІДКА № 43

про участь у науково-дослідних роботах

від 10.11.2022

м. Рівне

Видана *Поліщуку Миколі Валерійовичу* з підтвердженням, що він дійсно брав участь у виконанні науково-дослідних робіт кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд Національного університету водного господарства та природокористування, а саме як виконавець у складі творчого колективу у виконанні науково-дослідних робіт:

«Дослідження напружено-деформованого стану будівельних конструкцій, удосконалення методики їх розрахунку та розробка пропозицій до нормативних документів» (номер державної реєстрації 0117U002816);

«Особливості виконання технологічних процесів при реконструкції будівель і споруд» (номер державної реєстрації 0117U002817);

«Розробка технологічних та організаційних рішень щодо виконання робіт при ремонті та реконструкції будівель і споруд» (номер державної реєстрації 0121U113322).

Довідка видана для представлення за місцем вимоги.

Проректор з наукової роботи
та міжнародних зв'язків



Наталія САВІНА

0967375013 Кушницький