

Національний університет водного господарства та природокористування
Міністерство освіти і науки України

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

Павлюк Андрій Павлович

УДК 624. 011.14

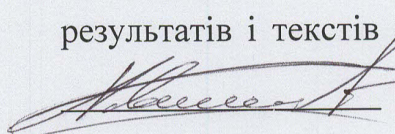
ДИСЕРТАЦІЯ
НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНІЙ СТАН ЕЛЕМЕНТІВ З КЛЕСНОЇ
ДЕРЕВИНИ В УМОВАХ КОСОГО ЗГИНУ

05.23.01 – Будівельні конструкції, будівлі та споруди

19 – Будівництво та архітектура

Подається на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук

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

 А.П. Павлюк

Науковий керівник Гомон Святослав Степанович, кандидат технічних наук,
доцент

Рівне – 2019

АНОТАЦІЯ

Павлюк А.П. Напружено-деформований стан елементів з клеєної деревини в умовах косоного згину. – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук за спеціальністю 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» (192–Будівництво та цивільна інженерія). – Національний університет водного господарства та природокористування, Рівне, 2019.

У вступі дисертаційної роботи наведено актуальність обраної теми, її зв'язок з науковими програмами та темами. Надано інформацію щодо апробації результатів випробувань та особистого внеску автора.

У розділі 1 виконано огляд існуючих вітчизняних та іноземних літературних джерел в галузі дослідження роботи деревини як будівельного матеріалу та конструкцій з неї. Наведено опис сучасного застосування деревини у будівництві. Проведено аналіз досліджень роботи елементів з цільної та клеєної деревини на стиск, розтяг, згин, косий згин. Відповідно до проведеного аналізу існуючих досліджень косоного згину дерев'яних балок виявлено, що діючі норми розрахунків косозігнутих балок враховують їх роботу лише за умови, коли напрямок дії навантаження проходить через центр ваги поперечного перерізу розрахункового елемента. Проте в практиці будівництва далеко не завжди навантаження прикладається саме так. Більше того, враховуючи анізотропію деревини можна зробити припущення, що дерев'яні згинальні елементи зазнають впливу дії косоного згину. Крім цього, діючі норми дозволяють провести розрахунок міцності косозігнутих балок лише в пружній стадії їх роботи. Дослідження дерев'яних балок за прямого згину показали, що за рівня навантаження $0,8M_{\max}$ (M_{\max} – максимальний згинаючий момент, який сприймає переріз балки) в стиснутій зоні чистого згину утворюється складка. Утворення даної складки призводить до зміни епюри напружень стиснутої зони – максимальні напруження стиску фіксуються дещо нижче найвіддаленіших шарів деревини, що не враховують формули розрахунку діючих норм згинальних елементів.

Враховуючи дані факти, а також відповідно до проведеного аналізу існуючих досліджень косоного згину елементів з цільної та клеєної деревини сформульовані основні задачі дослідження.

У розділі 2 описано методику експериментальних досліджень балок з цільної деревини в умовах косоного згину. Виготовлено дослідні зразки балок розміром $50 \times 80 \times 1650$ мм. Розроблено декілька варіантів передачі навантаження на дані балки за косоного згину, які зменшують вплив крутного моменту для пошуку оптимальної схеми випробувань. В першій групі зразків для зменшення впливу дії кручення розміри дерев'яних підкладок були такими, щоб вісь прикладення зовнішнього навантаження проходила через центр ваги поперечного перерізу як балки, так і дерев'яних підкладок. Для зменшення впливу крутного моменту дерев'яні балки другої групи виготовлялись з підрізом балки по всій її довжині таким чином, щоб кут підрізу збігався з кутом нахилу. Для третьої групи зразків сприйняття крутного моменту від дії зовнішнього навантаження було вирішено провести за рахунок встановлення в'язей в місцях прикладання навантаження та на опорах.

На основі виявленої оптимальної схеми випробувань розроблено методику досліджень дощатоклеєних балок розміром $100 \times 150 \times 3000$ мм в умовах косоного згину за дії одноразових навантажень. Крім цього описано методику досліджень балок з клеєної деревини за косоного згину при дії малоциклових повторних навантажень, наведено режими їх роботи за різних кутів нахилу.

З метою визначення міцності клейового шва, як однієї з основних характеристик клеєних дерев'яних конструкцій, розроблено методику експериментальних випробувань міцності клейових швів зразків, вирізаних з дощатоклеєних балок. Випробування проводились за дії одноразових та повторних навантажень. Описано режими роботи цих зразків за дії малоциклових навантажень.

У розділі 3 наведено результати експериментальних досліджень міцності клейових швів за дії короткочасних одноразових та повторних малоциклових навантажень. Встановлена межа міцності дослідних зразків та характер їх

руйнування по деревині вказує на те, що обраний клей в повній мірі забезпечує монолітність з'єднання дощок у виготовлених балках. На основі визначеного середнього руйнівного значення навантаження було складено режими роботи за дії повторних навантажень наступних дослідних зразків та проведено їх випробування. Встановлено, що після прикладення розрахункової кількості циклових навантажень з режимами $\eta = (0,2 - 0,4)F_v$ та $\eta = (0,2 - 0,5)F_v$ (F_v – навантаження, за якого відбувається сколювання зразка) несуча здатність зразків збільшується за рахунок пристосування деревини повторним навантаженням. За режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,6)F_v$ руйнівне навантаження після прикладеної розрахункової кількості циклів не зменшилось порівняно з одноразовим навантаженням у зв'язку з тим, що даний режим роботи близький до межі пристосування деревини.

За режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,8)F_v$ зразки руйнувались на 17-22 циклах, тоді як за режиму $\eta = (0,2 - 0,9)F_v$ – на 6-10 циклах. Аналогічна картина спостерігалась і за випробувань на сколювання зразків таких же розмірів з цільної деревини за дії короткочасних одноразових та повторних малоциклових навантажень. Порівняння результатів випробувань показали, що зразки з клеєної деревини мають більшу міцність на сколювання вздовж волокон порівняно з аналогічними зразками з цільної деревини за рахунок просочування клею у волокна деревини, що прилягають до клейового шва.

У розділі 4 наведено результати експериментальних випробувань балок з цільної та клеєної деревини за різних схем передачі навантаження на дослідні балки. На основі проведеного аналізу отриманих величин відносних деформацій дерев'яних елементів з цільної деревини, прогинів, несучої здатності визначена оптимальна схема випробувань – влаштування в'язей в місцях прикладання зосереджених навантажень та на опорах. Встановлено, що влаштування в'язей зменшує деформування балок з площини дії навантаження та збільшує її несучу здатність.

На основі визначення оптимальної схеми випробувань проведені експериментальні випробування дощатоклесних дерев'яних балок за косоного згину

при дії одноразових навантажень. Визначено положення нейтральної лінії балок на основі встановлених відносних деформацій по висоті перерізу на різних рівнях навантаження від початку завантаження і до руйнування за косоного згину. Збільшення навантаження на балки з цільної та клеєної деревини призводить до переміщення нейтральної лінії в сторону розтягнутої зони і, відповідно, до збільшення площі стиснутої зони за дії одноразових навантажень. Встановлено несучу здатність балок за граничними станами другої групи на основі побудованих графіків залежності повних прогинів від згинаючих моментів. Для порівняння експериментальних значень прогинів дощатоклеєних балок з теоретичними було проведено розрахунок методом скінчених елементів за допомогою програмного комплексу «Ліра 9.6». Також проведено розрахунок несучої здатності балок за граничними станами другої групи відповідно до правил опору матеріалів. Результати розрахунків показали, що граничні значення моментів в балках з цільної та клеєної деревини, які працюють в умовах прямого і косоного згину визначені теоретичним шляхом та за допомогою програмного комплексу «Ліра 9.6», вказують на запас несучої здатності за другою групою граничних станів порівняно з експериментальними даними.

Встановлено, що руйнування балок з цільної та клеєної деревини за косоного згину розпочиналось із розриву крайніх розтягнутих волокон з наступним поширенням розриву на вище лежачі шари і проходило в зоні чистого згину. Руйнуванню балок передувало утворення складки в стиснутій зоні за рівня навантаження $0,8M_{max}$. За малоциклових випробувань складки утворювались і в місцях прикладання навантаження.

Випробування дощатоклеєних балок за дії малоциклових повторних навантажень показали, що величини відносних деформацій та їх приріст залежить від верхнього рівня завантаження. За режимів роботи $\eta = (0,2 - 0,4)M_{max}$ та $\eta = (0,2 - 0,6)M_{max}$ та кутів нахилу 10° та 25° стабілізація приростів відносних деформацій в стиснутій та розтягнутій зонах проходила до 20 циклу, що говорить про пристосування балок з клеєної деревини до даних режимів роботи. За рівня навантаження $\eta = (0,2 - 0,9)M_{max}$ та кута нахилу 10° проходило поступове

збільшення відносних деформацій з наступним руйнуванням балки на 103 циклі випробувань.

За малоциклових випробувань різних рівнів зі збільшенням кількості циклів відбувається незначне переміщення нейтральної лінії в сторону розтягнутої зони, що призводить до збільшення площі стиснутої зони.

У розділі 5 виконано теоретичний розрахунок величин напружень в дослідних балках з цільної та клеєної деревини. Встановлено характер їх розподілу по висоті поперечного перерізу. Це дало змогу вивчити роботу балок на всіх стадіях напружено-деформованого стану залежно від рівня навантаження. Аналіз характеру роботи, величин напружень та форми епюри напружень показує, що за рівнів навантажень $0,2M_{max}$, $0,4M_{max}$ та $0,6M_{max}$ дерев'яні балки працюють в другій стадії напружено-деформованого стану, на яких максимальні напруження фіксуються у найбільш віддалених волокнах від нейтральної лінії балки. За рівня навантаження $0,8M_{max}$ косозігнуті балки з цільної та клеєної деревини працюють в III стадії НДС, яка характеризується утворенням складки в стиснутій зоні та максимальними величинами напружень дещо нижче максимально віддалених шарів від нейтральної лінії балки.

Розроблено методику розрахунку несучої здатності балок за косоного згину з використанням деформаційної моделі, яка враховує розподіл напружень в стиснутій та розтягнених зонах розрахункового перерізу балки, в тому числі утворення складки в стиснутій зоні чистого згину. За розробленою методикою визначено несучу здатність дошатоклеєних балок та порівняно їх з величинами руйнівних навантажень, визначених експериментальним шляхом.

Проведено розрахунок балок з клеєної деревини методом скінчених елементів в програмному комплексі «Ліра 9.6». Розподіл величин напружень показує збіжність з експериментальними даними до рівня навантаження $0,6F_{max}$ включно, а максимальні значення напружень зафіксовані у найбільш віддалених від нейтральної лінії шарах деревини. За рівня навантаження $0,8F_{max}$ в реальних умовах у стиснутій зоні балки утворюється складка, що призводить до деякого

зміщення в сторону нейтральної лінії максимального значення напруження в епюрі.

За отриманими результатами досліджень напружено-деформованого стану елементів з клеєної та цільної деревини в умовах косоного згину сформульовано загальні висновки.

Ключові слова: косий згин, дерев'яні балки, міцність, несуча здатність, напружено-деформований стан, деформаційна модель, жорсткість, стиснута зона, розтягнута зона, деформації.

ABSTRACT

A. Pavluk. Stress strain state of laminated wood elements in terms of slanting bend - Qualifying scientific work on the manuscript.

The thesis for the degree of candidate of technical sciences, specialty 05.23.01 «Building constructions, buildings and structures» (192 - Construction and civil engineering). – National University of Water and Environment Management, Rivne, 2019.

In the introduction of the dissertation, the relevance of the chosen topic and its connection with scientific programs and themes are presented. Information about approbation the test results is given, personal contribution of the author.

In Section 1, an overview of existing domestic and foreign literary sources in the field of studying the work of wood as a building material and structures from it. The description of modern use of wood in construction is given. The analysis of the research of the work of elements from the whole and glued wood on compression, tensile, bend, oblique bend is carried out. According to the analysis of existing studies of oblique bending of wooden beams, it was found that the current norms of calculations of obliquely curved beams take into account their work only if the direction of the load action passes through the center of gravity of the cross section of the calculated element. However, in practice of building is not always the load is applied exactly. Moreover, given the inaccuracy in the manufacture and installation, as well as the anisotropy of wood, it can be concluded that the wooden bending elements are affected by the oblique bend. In addition, the existing norms allow us to calculate the strength of oblique beams

only in the elastic stage of their work. The research of wooden beams for direct bend showed that the fold is formed at the load level $0,8M_{\max}$ (M_{\max} – the maximum bending moment that perceives the beam cross section) in the compressed zone of pure bending. The formation of this fold leads to a change in the stress diagram of the compressed zone – the maximum stresses of compression are fixed slightly below the most remote layers of wood, which do not take into account the formulas for calculating the operating norms of the bending elements.

Taking into account the given facts, as well as in accordance with the analysis of existing studies of oblique bending of elements from whole and laminated wood, the main research objectives are set.

Section 2 describes the method of experimental studies of solid wood beams in the conditions of oblique bending. The experimental samples of beams with the size of $50 \times 80 \times 1650$ mm are made. Several variants of load transfer have been developed for the data of beams of the oblique bend that reduce the effect of torque to find the optimal test scheme. In the first group of samples to reduce the effect of torsion, the dimensions of the wooden substrates were such that the axis of application of the external load passes through the center of gravity of the cross section of beams and wooden substrates. To reduce the impact of the torque, the wooden beams of the second group were made with a cut of the beam along its entire length so that the angle of the cut coincides with the angle of inclination. For the third group of samples of the torque perception of the external load it was decided to hold due to the installation of joints in the places of application of load and on supports.

On the basis of the revealed optimal test scheme, a method for investigating boards-glued beams in the size of $100 \times 150 \times 3000$ mm in the conditions of oblique flexion under the action of one-time loads was developed. In addition, a method of researching beams from glued wood for oblique bending under the influence of low-cycle repeated loads is described, and the modes of their operation at different angles of inclination are given.

In order to determine the strength of the adhesive seam, as one of the main characteristics of glued wooden structures, a method of experimental testing of the

strength of adhesive seams of samples cut from boards-glued beams has been developed. The tests were conducted for the effects of one-time and repeated loading. The operating modes of these samples are described in terms of the effects of low cycle loads.

Section 3 presents the results of experimental studies on the strength of adhesive seams in the effects of short-term single-use and repetitive low-cycle loads. The established limit of the durability of the test specimens and the nature of their destruction on the wood indicates that the selected adhesive in full ensures the monolithic bonding of boards in the produced beams. On the basis of the determined mean destructive load value, working regimes were created for the effects of repeated loading of the following prototypes and their tests were performed. It is established that after application of the estimated number of cyclic loads with the modes $\eta = (0,2 - 0,4)F_v$ and $\eta = (0,2 - 0,5)F_v$ (F_v – load at which the sample is splitting) the load bearing capacity of the samples increases due to the adaptation of the wood by repeated loading. Under the operating mode $\eta = (0,2 - 0,6)F_v$, the destructive load after the applied calculation of the number of cycles did not decrease compared to the one-time load due to the fact that this mode of operation is close to the limit of the adjustment of wood.

For the mode of operation $\eta = (0,2 - 0,8)F_v$, the samples were destroyed at 17-22 cycles, while for the regime $\eta = (0,2 - 0,9)F_v$ – 6-10 cycles. A similar pattern was observed for tests of shredding samples of the same sizes of whole wood by the effects of short-term single-use and repeated small-cycle loads. Comparison of the results of the tests showed that the samples from the laminated wood have a greater tensile strength along the fibers compared to similar samples of whole wood due to impregnation of glue in the fibers of the wood adhering to the adhesive seam.

Section 4 presents the results of experimental testing of solid and glued beams on different load transfer schemes on test beams. On the basis of the analysis of the obtained values of the relative deformations of the work of wooden elements from the whole wood, the deflections, the bearing capacity, an optimal scheme of tests is determined - placement of the joints in places of application of concentrated loads and

on supports. It has been established that the arrangement of the joints reduces deformation of beams from the plane of loading and increases its bearing capacity.

On the basis of determining the optimal test scheme, experimental tests of boards-glued wooden beams under skew flexion under the influence of disposable loads have been carried out. The position of the neutral line of beams is determined on the basis of the established relative deformations along the height of the section at different load levels from the beginning of loading to the destruction of the oblique bend. Increasing the load on solid and glued timber bridges leads to the displacement of a neutral line towards the stretched zone and, accordingly, to increase the area of the compressed zone, due to the effects of one-time loads. The bearing capacity of beams on the boundary states of the second group is established on the basis of the built-up graphs of the dependence of complete deflections on bending moments. To compare the experimental values of boards-glued beams deflections with theoretical ones, the calculation of the finite element method was carried out with the help of the software complex "Lira 9.6". Also, the calculation of the bearing capacity of the beams on the boundary conditions of the second group according to the rules of resistance materials. The results of the calculations showed that the limiting values of the moments in solid and glued beams operating in the conditions of direct and oblique bend are determined theoretically and using the software complex "Lira 9.6", indicate the load bearing capacity of the second group of boundary states in comparison with the experimental data.

It was established that the destruction of beams from the whole and glued wood for the oblique bend began with the rupture of the extreme stretched fibers, followed by the expansion of the rupture on the upper layers and passed in the zone of pure bending. The destruction of beams was preceded by the formation of a fold in the compressed zone at the load level $0,8M_{max}$. For low-cycle tests, the folds were formed in the places of loading.

Tests of boards-glued beams for the effects of low-cycle repeated loads showed that the values of relative deformations and their growth depends on the upper level of loading. For the modes of operation $\eta = (0,2 - 0,4)M_{max}$ and $\eta = (0,2 - 0,6)M_{max}$ and

also angles 10° and 25° the stabilization of the increments of relative deformations in compressed and stretched zones took up to 20 cycles, which suggests the adjustment of glued wood beams to these operating modes. At the level of loading $\eta = (0,2 - 0,9)M_{max}$ and the angle 10° of inclination, there was a gradual increase in relative deformations followed by the destruction of the beam at 103 test cycles.

In small-cycle tests of different levels with an increase in the number of cycles there is a slight displacement of the neutral line towards the stretched zone, which leads to an increase in the area of the compressed zone.

In Section 5, the theoretical calculation of the stresses in the experimental beams made of solid and glued timber was performed. The character of their distribution in height of a cross section is established. This made it possible to study the work of beams at all stages of the stress-strain state, depending on the level of loading. The analysis of the nature of work, the magnitude of the stress and the shape of the stress diagram shows that for the load levels $0,2M_{max}$, $0,4M_{max}$ and $0,6M_{max}$ the wooden beams operate in the second stage of the stress-strain state in which the maximum stresses are fixed in the most distant fibers from the neutral line of the beam. At the load level $0,8M_{max}$, oblique bends of solid and glued timber work in the III stage of the stress-strain state, which is characterized by the formation of folds in the compressed zone and the maximum stress values slightly lower than the maximum distances from the neutral beam line.

The method of calculating the bearing capacity of beams behind the oblique bend using a strain model, which takes into account the stress distribution in compressed and stretched zones of the calculated section of the beam, including the formation of the fold in a compressed zone of pure bend, is developed. According to the developed method, the bearing capacity of the boards-glued beams is determined and compared with the magnitudes of destructive loads determined experimentally.

The calculation of beams made of glued wood by the finite element method in the software complex "Lira 9.6" was carried out. The distribution of voltage values shows convergence with experimental data to the load level inclusive, and the maximum values of stresses are recorded in the most remote layers of wood. At the level of load

$0,8F_{max}$ in real conditions, a fold is formed in the compressed zone of the beam, which leads to some displacement in the direction of the neutral line of the maximum value of the stress in the diagram.

Based on the results of studies of the stress-strain state of elements of glued and solid wood in conditions of oblique bend, general conclusions are formulated.

Keywords: slanting bend, wooden beams, strength, bearing capacity, stress-strain state, deformation model, stiffness, compressed zone, stretched zone, deformation.

Список опублікованих праць за темою дисертації

Наукові праці, в яких опубліковані основні результати дисертації:

1. Гомон С. С. Деформативність балок з цільної деревини в умовах косоного згину / С. С. Гомон, А. П. Павлюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2014. – Вип. 33. – С. 135–140.

2. Гомон С. С. Работа балок из цельной и клееной древесины при косом изгибе / С. С. Гомон, А. П. Павлюк // Вестник Белорусско-Российского университета: сб. науч. трудов. – Могилев: БРУ, 2017. – Вып. 3(56). – С. 111–121.

3. Гомон С. С. Работа дощатоклеєних дерев'яних балок в умовах косоного згину при дії одноразових та повторних навантажень / С. С. Гомон, А. П. Павлюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2017. – Вип. 34. – С. 118–128.

4. Гомон С. С. Жорсткість балок з цільної деревини за косоного згину в залежності від характеру обпирання і прикладання навантаження / С. С. Гомон, А. П. Павлюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2014. – Вип. 32. – С. 143–149.

5. Гомон С. С. Жорсткість балок з клеєної деревини в умовах косоного згину / С. С. Гомон, А. П. Павлюк // Будівельні конструкції: теорія і практика: зб. наук. праць. – К.: КНУБА, 2017. – С. 69–74.

6. Гомон С. С. Розрахунок косозігнутих дерев'яних балок з використанням деформаційної моделі / С. С. Гомон, П. С. Гомон, А. П. Павлюк //

Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2018. – Вип. 36. – С. 87–95.

7. Павлюк А. П. Методика дослідження балок з цільної та клеєної деревини в умовах косоного згину / А. П. Павлюк, С. С. Гомон // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2016. – Вип. 32. – С. 231–236.

8. Гомон С. С. Робота дерев'яних балок в умовах косоного згину / С. С. Гомон, А. П. Павлюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2015. – Вип. 31. – С. 422–228.

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації:

9. Гомон С. С. Зміна положення нейтральної лінії балок з цільної деревини за косоного згину в залежності від характеру обпирання і прикладання навантаження / С. С. Гомон, А. П. Павлюк, М. В. Поліщук // Будівлі та споруди спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції: зб. наук. праць. – К.: КНУБА, 2016. – С.120–127.

10. Павлюк А. П. Робота балок з цільної деревини в умовах прямого та косоного згину / А. П. Павлюк // Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві: зб. наук. праць. – Луцьк: ЛНТУ, 2016. – Вип. 5. – С. 259–266.

11. Gomon S. S. Study on working peculiarities of glue laminated beams under conditions of slanting bending / S. S. Gomon, A. P. Pavluk // Підводні технології. Промислова та цивільна інженерія: міжнародний науково-виробничий журнал. – К.: КНУБА, 2017. – Вип. 7. – С. 42–48.

12. Гомон С. С. Робота балок з клеєної деревини в умовах косоного згину / С. С. Гомон, А. П. Павлюк // Вісник Львівського національного аграрного університету. – Львів: ЛНАУ, 2018. – Вип. 19. – С. 84–89.

13. Гомон С. С. Жорсткість балок з цільної деревини в умовах прямого та косоного згину / С. С. Гомон, А. П. Павлюк // Матеріали Всеукраїнської науково-практичної інтернет-конференції з міжнародною участю «Ресурсозберігаючі технології в проектуванні, землевпорядкуванні та будівництві». – Кременчук, 2017. – С. 191–202.

14. Гомон С. С. Изменение положения нейтральной линии балок из цельной древесины за косоугольного изгиба / С. С. Гомон, А. П. Павлюк // Материалы юбилейной международной конференции «Образование, наука и производство в XXI веке: современные тенденции развития». – Могилев, 2016. – С. 89–90.

Наукові праці, які додатково відображають наукові результати дисертації:

15. Гомон С. С. Дослідження роботи клейових швів конструкцій з деревини за дії повторних навантажень / С. С. Гомон, А. П. Павлюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2014. – Вип. 29. – С. 117–122.

16. Гомон С. С. Дослідження роботи деревини на сколювання вздовж волокон за дії повторних навантажень / С. С. Гомон, А. П. Павлюк, О. В. Ющук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2015. – Вип. 30. – С. 116–122.

ЗМІСТ

ЗМІСТ	15
ВСТУП.....	18
Розділ 1 СТАН ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ	
ЕЛЕМЕНТІВ ІЗ КЛЕЄНОЇ ДЕРЕВИНИ В УМОВАХ КОСОГО ЗГИНУ.....	24
1.1. Застосування конструкцій з цільної та клеєної деревини в будівництві	24
1.2. Аналіз експериментально-теоретичних досліджень роботи елементів з деревини за різних видів напружено-деформованого стану	27
1.3. Аналіз експериментально-теоретичних досліджень роботи елементів з деревини за прямого та косоного згину.....	35
1.4. Аналіз роботи елементів з деревини за дії повторних малоциклових навантажень.....	48
1.5. Клеї.....	52
1.6. Висновки до розділу 1.....	54
Розділ 2 ВИГОТОВЛЕННЯ ЗРАЗКІВ ТА МЕТОДИКА ЇХ ВИПРОБУВАНЬ.....	
2.1. Мета та задачі експериментальних досліджень	56
2.2. виготовлення зразків з цільної та клеєної деревини для випробування на косий згин.....	58
2.3. Устаткування та обладнання для експериментальних досліджень	63
2.4. Методика експериментальних досліджень	64
2.5. Висновки до розділу 2.....	72
Розділ 3 ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ МІЦНОСТІ КЛЕЙОВИХ	
ШВІВ	73
3.1. Експериментальні дослідження роботи клейових швів	73
3.1.1. Експериментальні дослідження роботи клейових швів за дії одноразового навантаження.....	73
3.1.2. Дослідження роботи клейового шва за дії повторних малоциклових навантажень.....	76
3.2. Висновки до розділу 3.....	89

Розділ 4 ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН БАЛОК З ЦІЛЬНОЇ ТА КЛЕЄНОЇ ДЕРЕВИНИ	91
4.1. Дослідження балок з цільної деревини	91
4.1.1. Деформування балок з цільної деревини за косоного згину.....	91
4.1.2. Прогини балок з цільної деревини за косоного згину.....	97
4.1.3. Визначення прогинів балок з цільної деревини за допомогою методу скінчених елементів в програмному комплексі «Ліра»	100
4.1.4. Зміна положення нейтральної лінії балок з цільної деревини за косоного згину	104
4.2. Дослідження балок з клеєної деревини за косоного згину	108
4.2.1. Деформування балок з клеєної деревини при косоному згині за дії одноразових короткочасних навантажень	108
4.2.2. Деформування балок з клеєної деревини при косоному згині за дії повторних малоциклових навантажень.....	112
4.2.3. Прогини балок з клеєної деревини при косоному згині за дії одноразових короткочасних навантажень.....	121
4.2.4. Визначення прогинів балок з клеєної деревини за допомогою методу скінчених елементів в програмному комплексі «Ліра»	122
4.2.5. Прогини балок з клеєної деревини при косоному згині за дії повторних малоциклових навантажень.....	126
4.2.6. Зміна положення нейтральної лінії балок з клеєної деревини за косоного згину	133
4.3. Висновки до розділу 4.....	139
Розділ 5 НАПРУЖЕНИЙ СТАН РОЗРАХУНКОВОГО ПЕРЕРІЗУ ЕЛЕМЕНТА, ЩО ЗНАХОДИТЬСЯ В УМОВАХ КОСОГО ЗГИНУ, ЗА ДІЇ ОДНОРАЗОВИХ ТА ПОВТОРНИХ НАВАНТАЖЕНЬ	141
5.1. Напруження в балках з цільної деревини за одноразових навантажень	141
5.2. Визначення напружень в балках з цільної деревини за одноразових навантажень методом скінчених елементів в програмному комплексі «Ліра»....	145
5.3. Напруження в балках з клеєної деревини за одноразових навантажень.....	149

5.4. Визначення напружень в балках з клеєної деревини за одноразових навантажень методом скінчених елементів в програмному комплексі «Ліра»....	152
5.5. Напруження в балках з клеєної деревини за повторних малоциклових навантажень.....	156
5.6. Руйнування балок з клеєної деревини за дії одноразових та малоциклових навантажень.....	166
5.7. Розрахунок балок з клеєної деревини прямокутного перерізу за деформаційною моделлю в умовах косоного згину.....	172
5.8. Висновки до розділу 5.....	179
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	181
Список використаних літературних джерел.....	184
Додаток А – Режими завантаження балок з клеєної деревини.....	204
Додаток Б – Режими завантаження дослідних зразків для випробування міцності клейових швів.....	206
Додаток В – Розташування волокон дослідних зразків за випробування міцності клейових швів.....	208
Додаток Г– Графіки деформування волокон деревини зразків клейових швів за дії повторних малоциклових навантажень	210
Додаток Д – Характер руйнування зразків за випробування міцності клейових швів	213
Додаток Е – Характер руйнування балок з цільної деревини	215
Додаток Ж– Діаграми деформування різних шарів деревини балок з клеєної деревини після малоциклових повторних навантажень	217
Додаток К – Характер руйнування балок з клеєної деревини.....	219
Додаток Л – Ізополя напружень балок з цільної деревини.....	221
Додаток М – Ізополя напружень балок з клеєної деревини	225
Додаток Н – Приклад розрахунку косозігнутого елемента з деревини	229
Додаток П – Список публікацій за темою дисертації та відомість про апробацію результатів дисертації.....	232
Додаток Р – Довідки впровадження результатів досліджень	235

ВСТУП

Актуальність теми. Деревина – природний будівельний матеріал, який завдяки своїй відновлюваності та наявності багатой сировинної бази в нашій країні має можливості більш широкого застосування в галузі будівництва. Досвід розвинених країн Європи показує широке використання конструкцій з цільної та клеєної деревини в якості як несучих, а також огорожуючих елементів будівель.

Згин – один з найбільш розповсюджених видів напружено-деформованого стану будівельних конструкцій. Косий згин, який є його різновидом, спостерігається тоді, коли напрямок дії навантаження не збігається з жодною з головних осей поперечного перерізу, і виникає в балках, прогонах, обрешітці, в елементах покрівель та мостів, похилих естакадах тощо. Практика проектування дерев'яних конструкцій показує, що кількість елементів, які зазнають дії косоного згину, становить 18-22% від загальної кількості згинальних елементів. Крім цього, враховуючи анізотропію деревини, наявність дефектів та пошкоджень, різні сорти деревини в клеєних балках, можна зробити висновок, що дерев'яні згинальні елементи в тій чи іншій мірі зазнають впливу дії косоного згину.

Діючі норми не враховують особливостей роботи балок з клеєної деревини за косоного згину, зокрема, реальну зміну напружено-деформованого стану таких елементів за зміни навантаження від початку прикладання і до руйнування. На даний час робота деревини в конструкціях приймається умовно пружною, що не зовсім точно відповідає її реальній роботі.

Дослідження процесу пошарового деформування по висоті перерізу та встановлення особливостей напружено-деформованого стану цих шарів за дії косоного згину дадуть змогу з більшою достовірністю проводити розрахунок клеєних дерев'яних балок на різних рівнях навантаження.

Дослідження питань міцності та надійності косозігнутих дерев'яних конструкцій є дуже актуальним, оскільки в приведених на даний час роботах практично відсутні дані про такий складний напружено-деформований стан.

Зв'язок роботи з науковими програмами, питаннями, темами. В дисертації проведено вирішення завдань, які входять в плани кафедри

промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд Національного університету водного господарства та природокористування за темами «Дослідження роботи та удосконалення методів розрахунку будівельних конструкцій при різних режимах зовнішніх впливів» (номер державної реєстрації 0107U004181) та «Дослідження напружено-деформованого стану будівельних конструкцій, удосконалення методики їх розрахунку та розробка пропозицій до нормативних документів» (номер державної реєстрації 0117U002816).

Метою роботи є розробка методики розрахунку елементів з клеєної деревини в умовах косоного згину з використанням деформаційної моделі на основі проведення комплексних експериментально-теоретичних досліджень зразків в натуральну величину.

Задачі досліджень:

- розробити методику експериментальних досліджень зразків клейових швів та балок з цільної і клеєної деревини, які знаходяться в умовах косоного згину під різними кутами нахилу за дії одноразових та повторних малоциклових навантажень;

- провести експериментальні дослідження і отримати нові дані щодо напружено-деформованого стану за різних рівнів навантаження і режимів роботи, виконати їх аналіз та встановити особливості роботи зразків клейових швів і дерев'яних балок в умовах косоного згину за дії одноразових та повторних малоциклових навантажень різних рівнів;

- визначити несучу здатність зразків клейових швів, косозігнутих дощатоклеєних і цільнодерев'яних балок, встановити характер їх руйнування;

- розробити методику розрахунку дерев'яних балок, які знаходяться в умовах косоного згину, з використанням деформаційної моделі на основі врахування дійсної роботи деревини стиснутої зони за дії одноразових навантажень;

- порівняти експериментальні дані випробувань з теоретичними розрахунками косозігнутих балок з використанням деформаційної моделі та методу скінчених елементів.

Об'єкт дослідження – косий згин балок з цільної та клеєної деревини.

Предмет дослідження – напружено-деформований стан елементів з цільної та клеєної деревини, які знаходяться в умовах косоного згину за дії одноразових та повторних малоциклових навантажень.

Методи дослідження:

- аналітичні дослідження існуючих даних про роботу конструкцій із цільної та клеєної деревини в умовах косоного згину на основі аналізу науково-технічної літератури;
- проведення теоретичних досліджень;
- експериментальні випробування клейових швів за дії одноразових та повторних малоциклових навантажень;
- експериментальні випробування балок з цільної та клеєної деревини в умовах косоного згину за дії одноразових та повторних малоциклових навантажень.

Наукова новизна отриманих результатів:

- проведено експериментальні дослідження клейових швів за дії одноразових та повторних малоциклових навантажень різних рівнів в результаті чого отримано нові експериментальні дані про їх міцність та побудовані діаграми деформування зон деревини, що прилягають до клейових швів на основі яких встановлено вплив різних режимів повторних навантажень на їх роботу;

- проведено експериментально-теоретичні дослідження балок з цільної деревини в умовах косоного згину за різних кутів нахилу та схем передачі навантаження, отримано нові експериментальні дані про конструктивну міцність деревини та несучу здатність балок, побудовані діаграми деформування волокон деревини в середині прольоту балок, які працюють за дії одноразових навантажень, що дало змогу встановити стадії напружено-деформованого стану балок від початку навантаження до руйнування та визначити оптимальну схему передачі навантаження;

- проведено експериментально-теоретичні дослідження балок з клеєної деревини в умовах косоного згину за дії одноразових та повторних малоциклових навантажень, отримано нові експериментальні дані про напружено-деформований стан по висоті поперечного перерізу в зоні чистого згину та несучу здатність

балок, які дозволили віднести різні рівні навантаження відповідним стадіям напружено-деформованого стану, побудовані діаграми деформування волокон деревини та повних прогинів в середині прольоту балок, а також епюри напружень в стиснутій і розтягнутій зонах;

- встановлено вплив дії малоциклових повторних навантажень різних рівнів на подальшу роботу згинальних елементів з деревини за косоного згину, що дало можливість побудувати діаграми поциклової зміни максимальних відносних деформацій, трансформацій епюр напружень в стиснутій і розтягнутій зонах та повних прогинів балок за їх різних режимів роботи;

- вперше розроблено методику розрахунку дерев'яних балок в умовах косоного згину з використанням деформаційної моделі на основі більш повного врахування міцнісних і деформативних властивостей деревини в стиснутій зоні елемента за дії одноразових навантажень.

Достовірність та обґрунтованість результатів забезпечується необхідним обсягом експериментальних та теоретичних досліджень, обумовлених метою та задачами, проведенням випробувань на повірених та сертифікованих вимірювальних приладах в атестованій науково-дослідній лабораторії будівельних конструкцій і споруд кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд НУВГП (свідоцтво про атестацію №РТ-0134/2015, видане 21 грудня 2015 року ДП «Рівненський науково-виробничий центр стандартизації, метрології та сертифікації»), порівнянням отриманих експериментальних даних з власними теоретичними дослідженнями та результатами роботи інших науковців.

Практичне значення отриманих результатів. Результати досліджень можуть бути використані при проектуванні конструкцій з цільної та клеєної деревини будівель і споруд різного призначення, що працюють в умовах косоного згину, а також в навчальному процесі.

Результати дисертаційної роботи були застосовані при проектуванні дерев'яного мосту через р. Стир в с. Іваничі на території Зарічненської селищної ради Рівненської області. Зокрема, була визначена несуча здатність елементів пролітної будови з врахуванням впливу малоциклових навантажень. Результати

проведених експериментальних досліджень також було використано при реконструкції дошкільного навчального закладу по вул. Шкільній, 4 в с. Переброди Дубровицького району Рівненської області. Зокрема, визначена несуча здатність дерев'яної обрешітки за допомогою деформаційної моделі.

Окремі результати досліджень використані в розробці робочих програм дисциплін «Конструкції з деревини і пластмас», «Прогресивні методи дослідження, проектування і застосування конструкцій з деревини і пластмас» спеціальності «Промислове і цивільне будівництво» в НУВГП.

Особистий внесок здобувача. Основні результати досліджень отримані самостійно. У працях з співавторами автором виконано:

- проведено експериментальні випробування балок з цільної деревини в умовах косоного згину за різних схем прикладання навантаження, встановлено величини відносних деформацій та прогинів в [1,2,4,9,14];

- проведено експериментальні дослідження дощатоклеєних балок в умовах косоного згину за дії одноразових та малоциклових повторних навантажень, визначено величини відносних деформацій, прогинів, напружень в [3, 5];

- розроблено методику досліджень балок з цільної та клеєної деревини в умовах косоного згину в [7];

- проведено аналіз роботи косозігнутих елементів з деревини в [8];

- проведено дослідження дощатоклеєних балок, визначено положення нейтральної лінії та встановлено величин модулів пружності балок за згину в [11];

- проведено розрахунки косозігнутих балок методом скінчених елементів в програмному комплексі «Ліра 9.6» та порівняно їх з експериментальними даними в [10, 12, 13];

- розроблено методику розрахунку косозігнутих балок за деформаційною моделлю в [6];

- проведено експериментальні дослідження клейових швів, встановлено вплив повторних малоциклових навантажень на зразки в [15];

- проведено аналіз та обробку результатів випробувань в [16].

Апробація результатів дисертаційної роботи. Результати отриманих досліджень доповідалися і обговорювалися на наступних конференціях: Науково-практичній конференції «Будівлі та споруди спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції» (м. Київ, 2-3 червня 2016 р.); II Міжнародній науково-практичній виставці-конференції молодих вчених та студентів «Інновації у будівництві» (м. Луцьк, 20-22 жовтня 2016 р.); Международной конференции «Образование, наука и производство в XXI веке: современные тенденции развития» (м. Могильов, 3-4 листопада 2016 р.); Третій міжнародній науково-практичній конференції «Підводні технології 2017» (м. Київ, 21-23 березня 2017 р.); Всеукраїнській науково-практичній інтернет-конференції з міжнародною участю «Ресурсозберігаючі технології в проектуванні, землевпорядкуванні та будівництві» (м. Кременчук, 18-21 квітня 2017 р.); Міжнародній науково-технічній конференції «Ефективні технології і конструкції у будівництві та архітектурі села» (м. Дубляни, 26-28 квітня 2018 р.); Міжнародній конференції «Eastern Europe Conference of Timber Constructions» (м. Харків, 7-8 червня 2018 р.); Дев'ятій міжнародній науково-технічній конференції «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди» (м. Рівне, 16-18 жовтня 2018 р.) та на науково-технічних конференціях професорсько-викладацького складу, аспірантів та студентів НУВГП (м. Рівне, 2014...2018 р.р.).

Публікації. Результати отриманих досліджень опубліковані у 16 наукових працях, серед них 12 наукових публікації у фахових виданнях, 1 стаття у науковому періодичному виданні іншої держави, 1 тези у матеріалах конференції іншої держави.

Структура та обсяг роботи. Дисертаційна робота складається з анотації, вступу, змісту, п'яти розділів, списку використаної літератури та додатків. Загальна кількість сторінок дисертації – 238, серед яких 150 сторінок основного тексту та 22 таблиці, 79 рисунків, 174 найменування літературних джерел і 13 додатків.

РОЗДІЛ 1

СТАН ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ЕЛЕМЕНТІВ ІЗ КЛЕЄНОЇ ДЕРЕВИНИ В УМОВАХ КОСОГО ЗГИНУ

1.1. Застосування конструкцій з цільної та клеєної деревини в будівництві

Деревина – один з найстаріших будівельних матеріалів, який завдяки своїй відновлюваності, екологічній чистоті та естетичності зміцнює свої позиції на ринку будівельної галузі. Крім зазначених вище до позитивних якостей конструкцій з цільної та клеєної деревини слід віднести низьку теплопровідність, що забезпечує енергозбереження, високу відносну міцність, високу хімічну стійкість, простоту в обробці та виготовленні [79, 95]. Значно менша густина конструкцій з деревини порівняно з залізобетоном та металом, дозволяє економити на зведенні фундаментів будівель та споруд. Виготовлені дерев'яні конструкції мають гарний архітектурний вигляд, що дозволяє економити на оздоблювальних матеріалах під час будівництва.

Практика проектування дерев'яних конструкцій вказує на те, що згин є одним з найбільш розповсюджених видів напружено-деформованого стану. Косий же згин дерев'яних елементів є одним із різновидів згину і може виникати не тільки у явному вигляді, коли конструкція в проектному положенні знаходиться під деяким кутом нахилу, а й за рахунок неоднорідності (анізотропії) деревини, її пороків, різних сортів деревини клеєної балки. Косий згин виникає в різних елементах покрівель. Зокрема косому згину можуть піддаватись балки, на які опираються кроквяні ноги, обрешітка під огорожуючу конструкцію покрівлі (рис. 1.1, а). В деяких видах конструкцій покрівлі нижній та верхній пояси ферм крім стиску та розтягу зазнають впливу дії косоного згину (рис. 1.1, б).

а)



б)



Рисунок 1.1 – Елементи покрівель, що знаходяться в умовах косоного згину:

а – балки, обрешітки; б – верхній та нижній пояс ферми

Завдяки легкості в обробці та можливості створення елементів несучих конструкцій різної конфігурації, в розвинених країнах Європи та світу зводяться громадські будівлі складної архітектурної форми, значна кількість елементів яких знаходяться в умовах косоного згину (рис. 1.2).



Рисунок 1.2 – Музей сучасного мистецтва м. Мец (Франція)

Дерев'яні прогони є одним з найбільш розповсюджених видів будівельних конструкцій, які працюють на косий згин (рис. 1.3, а, б).

а)



б)



Рисунок 1.3 – Косий згин дерев'яних прогонів:
а – у виробничій будівлі; б – у громадській будівлі

З винаходом дерев'яних клеєних конструкцій почали будувати великопролітні виробничі, спортивні, громадські та інші споруди, в яких дії косоного згину піддаються дахові прогони, стінові елементи огорожуючих конструкцій (рис. 1.4).

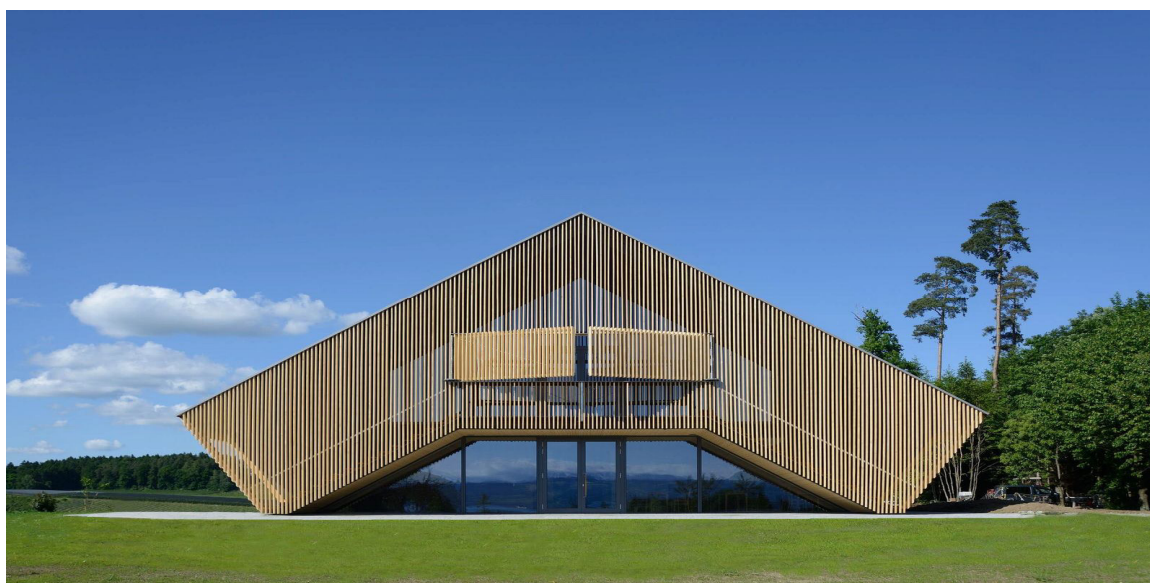


Рисунок 1.4 – Виноробний цех завод в м. Вассербург (Німеччина)

В практиці будівництва конструктивні елементи з деревини використовують в якості як окремих елементів покриття, так і для всієї покрівлі в цілому, в яких на косий згин працюють прогони (рис. 1.5, а), елементи кружально-сітчастого склепіння (рис. 1.5, б).

а)



б)



Рисунок 1.5 – Елементи, що працюють на косий згин:

а – прогони; б – елементи кружально-сітчастого склепіння

Застосування дерев'яних конструкцій у вітчизняній практиці в більшості випадків на сьогоднішній день обмежується лише кроквяними, прогонними конструкціями. Широкому використанню дерев'яних конструкцій в будівельній галузі України заважає застаріле законодавство, матеріальна база та стереотипи щодо пожежної безпеки матеріалів з деревини [94]. Виготовлення та будівництво будівель і споруд на основі дерев'яних конструкцій лише починає набирати свого розвитку в Україні, орієнтуючись на світовий досвід.

1.2. Аналіз експериментально-теоретичних досліджень роботи елементів з деревини за різних видів напружено-деформованого стану

Стиск – один з найбільш вивчених видів напружено-деформованого стану деревини. Досліди на стиск є найбільш простими та доступними для аналізу несучої здатності елементів з цільної та клеєної деревини. На практиці стиск

вздовж та поперек волокон в дерев'яних конструкціях дуже поширений вид напруженого стану. Прикладом цього є робота таких стиснутих конструктивних елементів будівель та споруд як колони, елементи ферм, палі тощо.

Дослідженням деревини за стиску поперек волокон займався Хухрянський П. Н. [142]. Зміни за данного напружено-деформованого стану він описує трьома стадіями. Деформації в першій стадії відбуваються за рахунок стиску річних кілець ранньої деревини. Дана стадія триває до межі текучості оболонок кліток ранньої деревини. Друга стадія починається з «текучості» ранньої деревини та втратою стійкості клітин. Деформації проходять за рахунок зминання клітин ранньої деревини. Плавню відбувається початок зминання клітин пізньої деревини, що дає початок третій стадії. Остання відбувається за рахунок стиску пізньої деревини.

Вплив висоти зразка на межу текучості за стиску поперек волокон в радіальному та тангенціальному напрямку досліджував Панферов К.В. [106]. Згідно графіка, який він отримав в результаті своїх досліджень, зі збільшенням висоти стиснутого зразка зменшується межа текучості.

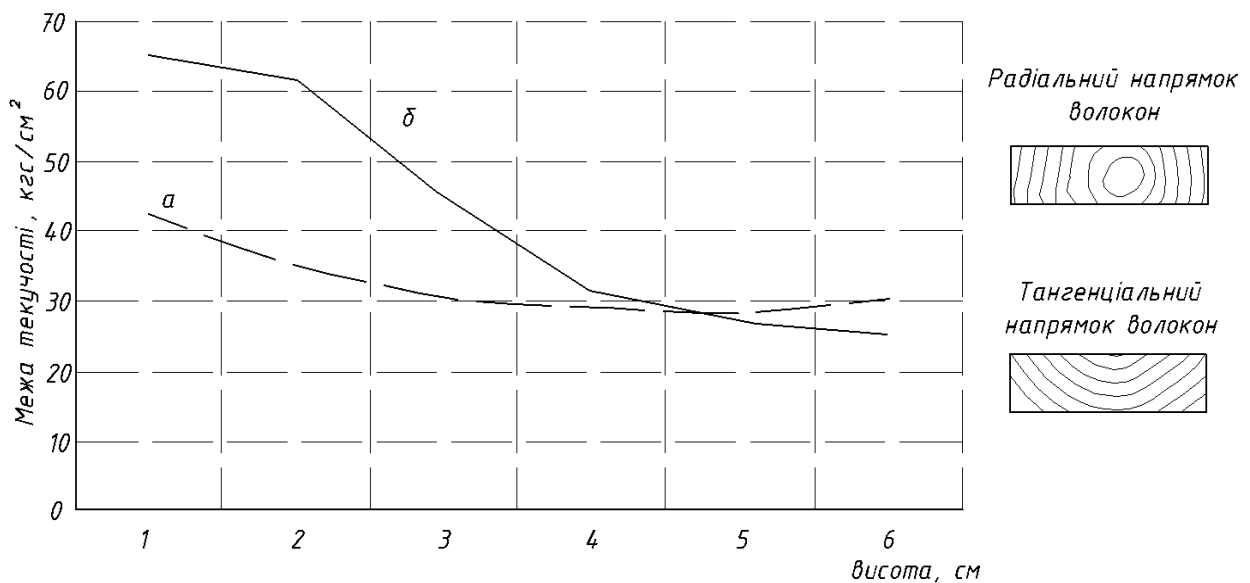


Рисунок 1.6 – Вплив висоти зразка на межу текучості сосни за стиску поперек волокон:

а – в радіальному напрямку волокон; б – в тангенціальному напрямку волокон

Леонтьєв Н.Л. [88] досліджував величини поперечних деформацій для різних порід деревини за стиску поперек волокон (табл. 1.1). В роботах [89, 90] автор встановив, що межа міцності за стиску вздовж волокон свіжо зрубленої та зволоженої деревини є однаковою.

Таблиця 1.1 – Середні значення коефіцієнтів поперечної деформації за стиску поперек волокон деревини різних порід при вологості 10-15 %

Порода деревини	Коефіцієнти поперечної деформації					
	ζ_{ra}	ζ_{ta}	ζ_{ar}	ζ_{tr}	ζ_{at}	ζ_{rt}
Бук	0,410	0,330	0,030	0,730	0,020	0,360
Береза	0,580	0,450	0,043	0,810	0,040	0,490
Дуб	0,430	0,410	0,070	0,830	0,090	0,340
Ялина	0,440	0,411	0,017	0,480	0,031	0,250
Сосна	0,490	0,410	0,030	0,790	0,037	0,380
Ясен	0,430	0,260	0,043	0,740	0,043	0,600

В таблиці перший індекс при ζ означає напрямок поперечної деформації, другий – напрямок сили, що викликала деформацію. При цьому: a – напрямок вздовж волокон; r – радіальний напрямок; t – тангенціальний напрямок. Як видно з таблиці, для різних порід деревини значення коефіцієнта поперечної деформації різні. Даний коефіцієнт Леонтьєв обчислював за формулою

$$\zeta = \delta_0 / \varepsilon, \quad (1.1)$$

де ε – відносний стиск вздовж лінії дії сили;

δ_0 – відносне бічне розпирання.

Руйнування елементів з деревини за стиску вздовж волокон відбувається по так званим лініям ковзання [68, 127], які для різних порід деревини виникають під різними кутами до вертикальної лінії. Автор [127] при вивченні під мікроскопом руйнування деревини сосни за стиску вздовж волокон прийшов до висновку, що

існуючі на стінках трахеїд лінії ковзання із збільшенням навантаження розвиваються в крупніші і утворюють з віссю трахеїд кут близько 70° . При цьому кожне волокно працює як стержень за поздовжнього згину. Встановлено, що руйнування всіх дослідних зразків супроводжувалося появою характерної складки, яка утворювалася в результаті місцевого зламу волокон.

Дослідженням деревини на стиск за дії різних температурно-вологісних режимів займалися Солнцев А.А. [124], Елхін А.Н. [60], Фоломин А.І. [135], Бойко М.Д. [11], Белянкін Ф.П. [9], Денеш Н.Д. [51], Madsen В. [167], Знаменский Е.М. [64, 65], Фурсов В.В. [136], Боровиков А.М. [13]. Результати досліджень показали значний вплив вологості та температури на міцність деревини. До точки насичення волокон спостерігалось зниження міцності за будь-якої температури. Підвищення міцності після насичення можна було спостерігати лише за від'ємних температур. Це можна пояснити появою в деревині кристалічних решіток льоду. Тобто зниження температури збільшує несучу здатність елементів з деревини, що працюють на стиск поперек волокон. Найбільш стрімке збільшення міцності відбувається за температур до $-25 \dots -30^\circ\text{C}$, при подальшому зниженні температури збільшення міцності проходить менш інтенсивно. Підвищення температури в свою чергу зменшує міцність деревини через те, що волокна і зв'язуючі їх речовини знаходяться в «розм'якшеному» вигляді.

Згідно з [86] руйнування деревини за стиску під кутом до волокон проходить в результаті пластичного руйнування або сколювання. В межах зміни кутів нахилу волокон $\alpha = 40 \dots 50^\circ$ відбувається зміна крихкого руйнування на пластичне. Тобто за кутів $\alpha = 0 \dots 45^\circ$ – руйнування крихке, за кутів $\alpha = 45 \dots 90^\circ$ – пластичне.

Дослідженням роботи деревини за дії одноразових короткочасних навантажень, як цільної, так і клеєної, під різними кутами нахилу волокон на стиск займалися Пурызданхах М. та Фурсов В.В. [109, 139]. Випробування проводилось на гідравлічному пресі УИМ-50 та УИМ-100. Дослідні зразки виготовлялись з деревини Ірану та України. На всіх бічних гранях клеїлись датчики активного опору базою 20 мм. Руйнування всіх зразків відбувалось між ранніми та пізніми волокнами деревини. За результатами випробувань було

визначено, що межа міцності на стиск зразків з Ірану менша за міцність аналогічних українських зразків. Автори встановили, що негативний коефіцієнт Пуассона, який спостерігається при випробуваннях за кутів 30° та 45° в малих «чистих» зразках, в конструкціях реальних розмірів не спостерігається.

Дослідження на стиск під різними кутами нахилу зусилля до волокон «старої», клеєної та «нової» деревини [16, 17] показали, що пружна анізотропія «старої» деревини є проміжною між клеєною та «новою» деревиною. Встановлено, що модуль пружності «старої» деревини в процесі експлуатації підвищується. Крім цього автор [16] визначив значення експлуатаційного коефіцієнту для різних видів наружено-деформованого стану (згину, стику, розтягу), який враховує тривалу експлуатацію. Результати випробувань зразків на стиск [17], які вирізались з клеєних балок, що знаходились в експлуатації близько 30 років, показали, що міцність деревини після довгого періоду експлуатації на стиск зменшується до 10 %.

Вплив циклічних навантажень на деревину за стиску вздовж та поперек волокон досліджував Іванов Ю.М. [71]. Кількість циклів, яким піддавались дослідні зразка сягала 30000. Іванов дійшов висновку, що деревина за стиску працює як і більшість твердих тіл. Тобто у випадку, коли навантаження не перевищує межі пропорційності, деревина деформується без залишкових деформацій. При повторному статичному навантаженні за межею пропорційності виникають залишкові деформації дослідних зразків. Дослідження автора [45] підтвердили дані результати – за періодичного стиску деревини берези, сосни та осики накопичення пошкоджень проходить за навантаження вище межі пропорційності, яка після 100 циклів зменшується на 10-15%. В зразках з сучками накопичення пошкоджень проходить більш інтенсивно, що призводить до значного зниження міцності. Лінійна залежність між деформаціями та напруженнями зберігається тільки на початку навантаження.

Автори [143] досліджували повзучість клеєної деревини за дії тривалих навантажень. Дослідні зразки вирізались з пакету дошок склеєних клеєм ФР-12. Вологість деревини становила 10-11%. Зразки, які були умовно поділені на п'ять

груп (по три зразка в кожній групі) залежно від кута нахилу волокон до напрямку дії навантаження, виготовлялись у вигляді призм висотою 400 мм та поперечним перерізом 140×140 мм. Кут нахилу були наступні: 0°; 22,5°; 45°; 67,5°; 90°. Отримані дані показали, що максимальна швидкість деформацій повзучості деревини була в перший місяць і наближається до нуля на кінець третього місяця випробувань.

Вареник К.А. [14] при випробуваннях прямокутних дерев'яних призм перерізом 30×30 мм та довжиною 120 мм на стиск вздовж волокон побудував діаграму роботи деревини, яка мала наступний вигляд (рис. 1.7).

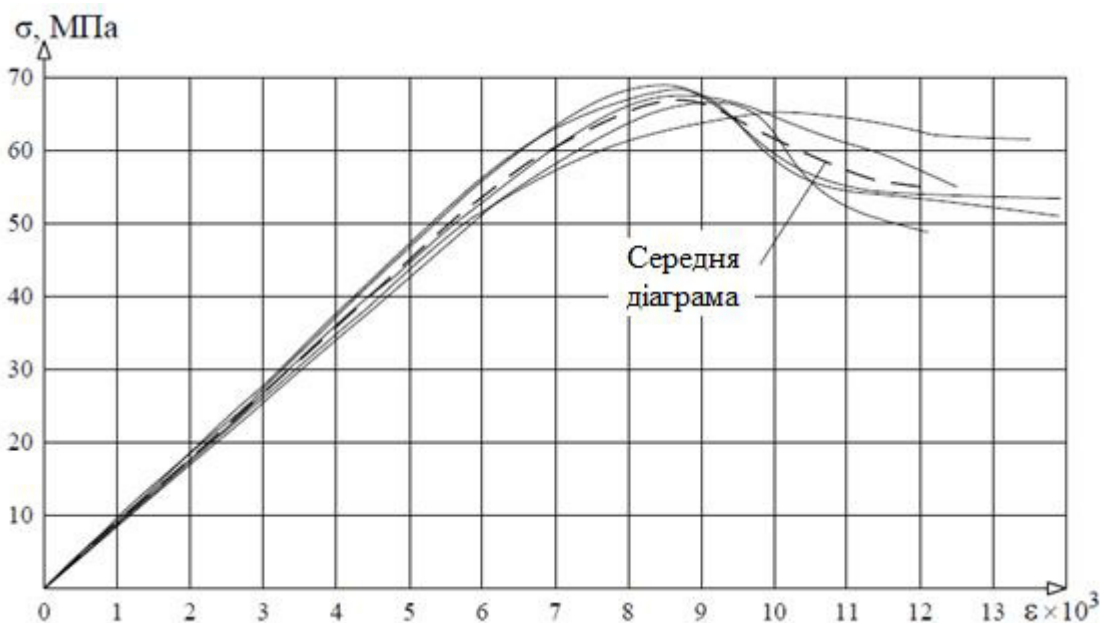


Рисунок 1.7 – Експериментальні та середня діаграми стиску деревини

Для апроксимації даної діаграми Вареник К.А. використовував такі вирази

$$\sigma = A_1 \varepsilon + A_2 \varepsilon^2, \quad (1.2)$$

$$\sigma = A_1 \varepsilon + A_3 \varepsilon^3, \quad (1.3)$$

$$\sigma = A_1 \varepsilon + A_2 \varepsilon^2 + A_3 \varepsilon^3, \quad (1.4)$$

де A_1, A_2, A_3 – коефіцієнти поліномів;

ε – відносні деформації.

Автор визначив, що найбільший збіг з експериментальним графіком має вираз 1.4.

Тривалий опір деревини за роботи на стиск та розтяг досліджував Квасников Е.Н. [76]. Автор встановив залежність тривалого опору від рівня постійно діючого навантаження від часу t . Рівняння регресії при цьому має вигляд:

- за стиску

$$\sigma = 544 - 90 \cdot \lg t, \quad (1.5)$$

- за розтягу:

$$\sigma = 679 - 45 \cdot \lg t \quad (1.6)$$

де σ – тривала міцність в кгс/см².

За розтягу вздовж волокон основний вплив на міцність мають макромолекули целюлози. Згідно з результатами досліджень [127] структури волокон деревини молекули розподіляються на високо-, середньо- та низько полімеризовані. Більша кількість низькомолекулярних фракцій знижує міцність. Макромолекули целюлози утворюють найпростіші волокна – фібрили, які в звичайному стані знаходяться у скрученому вигляді. Саме ці волокна сприймають зусилля розтягу, яке діє вздовж волокон. Зі збільшенням навантаження вони випрямляються і, враховуючи різні довжини макромолекул, починають розірвуватись, що призводить до руйнування зразка. За розтягу поперек волокон основну роль в структурі деревини відіграє міжволокниста речовина – лігнін. Розрив за такого виду навантаження відбувається швидше і крихкіше, ніж за розтягу вздовж волокон, так як міцність при цьому в 12-17 раз менша [127].

Роботу деревини за розтягу вздовж волокон та різній вологості досліджував F. Kollman [164]. В результаті випробувань встановлено, що максимальна міцність зразків була за вологості в діапазоні від 0 до 10%, при чому зі збільшенням в цих межах вологості збільшувалась і міцність дослідного зразка. Це автор пояснює тим, що макромолекули целюлози в сухій деревині знаходяться під дією зусиль розтягу, які в процесі зволоження знижуються за рахунок видовження молекул. Зі збільшенням вологості деревини після 10% відбувалось поступове зменшення її несучої здатності. Пізніше ці результати підтвердив M. Kuffner [166].

Дослідженням роботи елементів з деревини на розтяг займався Іванов Ю.М. [70]. Він встановив, що для сухої деревини межа текучості за розтягу становить 0,95 від межі міцності. За збільшення вологості збільшується пластичність – за вологості 15% межа текучості становить 0,62...0,8 межі міцності. Свеницкий Г.В. [117] встановив, що за вологості 12% межа текучості складає 0,9 межі міцності, а відповідна йому відносна деформація 0,88 від повної.

Пригунков А.В. [107] провів випробування «чистих» зразків та зразків з дефектами, які були вирізані із елементів дерев'яних конструкцій, що знаходились в експлуатації більше 40 років. Він дійшов висновку, що міцнісні характеристики даних зразків, що працюють на розтяг, значно зменшуються, а зміна деформаційних властивостей проходить в залежності від кута нахилу волокон по відношенню до лінії дії зусиль, що прикладаються. Деформаційні властивості (модуль пружності, коефіцієнт Пуассона) зменшуються несуттєво.

Дослідженням елементів з клеєної деревини на розтяг поперек волокон та вплив на них тріщин займався Найчук А.Я. [97]. Він досліджував зразки з розміром поперечного перерізу 30×90 мм довжиною 500 мм. На зразках була одностороння тріщина довжиною 45 мм вздовж волокон. Дослідження виконувалось за допомогою установки механічного типу. Швидкість навантаження приймалась трьох рівнів: 0,5; 1; 5 мм/хв. В результаті випробування було встановлено, що за швидкостей навантаження 1 мм/хв та 5мм/хв діаграми розкриття тріщини мали лінійний характер до руйнування, а за швидкості навантаження 0,5 мм/хв і навантаженнях близьких до руйнівних, спостерігалась незначна зона нелінійності розкриття тріщини.

Випробування «вісімок» на розтяг цільної та клеєної деревини проводив Сурмай М.І. [126]. Дослідні зразки виготовлялись згідно [40, 41]. Зубчастий клейовий шов розташовувався в робочій зоні (посередині зразка). Руйнування всіх «вісімок» пройшло в робочій зоні. Аналізуючи графіки залежності відносних деформацій від навантаження автор встановив, що деревина деформується пружно від початку до моменту руйнування.

Е.Еріксон та Б.П. Уголев [128] вивчали роботу деревини на розтяг поперек волокон за дії циклічної зміни вологості. Зразки в процесі випробувань знаходились під дією навантаження. Автори встановили, що за циклічної зміни вологості відбувається зниження міцності та жорсткості деревини, яку вони називають гігровтомлюваністю. Найбільш суттєві зміни міцнісних та деформативних характеристик проходить на перших циклах сорбації-десорбації. Зміна вологи від 4 до 8% призводить до зниження модуля пружності на 0,06%, а за збільшення навантаження при цьому на 10% – на 0,15%.

Лабудин Б.В. [87] досліджував клеєні дерев'яні зразки на розтяг під різними кутами нахилу волокон до зусилля. Дослідні зразки виготовлялись з деревини сосни вологістю 7...8%, для склеювання використовувався клей марки ФРФ-50. Залежно від кута нахилу волокон зразки були поділені на 5 серій: 0°; 30°; 45°; 60°; 90°. В результаті випробувань автор рекомендує для розрахунків розрахунковий опір за розтягу поперек волокон приймати в межах $R_{p90^\circ} = 0,25...0,35 \text{ МПа}$.

1.3. Аналіз експериментально-теоретичних досліджень роботи елементів з деревини за прямого та косоного згину

Практика проектування та застосування будівельних конструкцій з деревини показує, що згин є широко розповсюджений вид напружено-деформованого стану. Рациональне проектування згинальних елементів, до яких відносяться балки, кроквяні ноги, кроквяні конструкції, прогони, настили, з повним використанням їх несучої здатності призводить до значної економії матеріалів.

Згідно діючих норм [47] розрахунок згинальних елементів в одній площині виконують за такими умовами:

- за нормальними напруженнями

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

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

$f_{m,y,d}$ – розрахункове значення міцності за згину.

- за сколюванням

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1, \quad (1.8)$$

де τ_d – розрахункове напруження сколювання;

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

- перевірка стійкості плоскої форми деформування

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}} \leq 1, \quad (1.9)$$

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

- за деформаціями

$$w_{net,fin} = w_{inst} + w_{crep} - w_c \leq w_{fin}, \quad (1.10)$$

де w_{inst} – миттєвий прогин згинального елемента;

w_{crep} – прогин згинального елемента від повзучості;

w_c – початковий прогин згинального елемента;

$w_{net,fin}$ – чистий кінцевий прогин згинального елемента;

w_{fin} – граничний прогин згинального елемента.

Розрахункове напруження згину в одній площині визначається відповідно до [47] за формулою

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_{y,d}}, \quad (1.11)$$

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

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

Розрахунок міцності за нормальними напруженнями на косий згин за діючими нормами [47] виконують за формулами

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1, \quad (1.12)$$

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1, \quad (1.13)$$

де $\sigma_{m,y,d}$ та $\sigma_{m,z,d}$ – розрахункові напруження згину відносно відповідних осей;

$f_{m,y,d}$ та $f_{m,z,d}$ – розрахункові значення міцності за згину;

k_m – коефіцієнт, що враховує перерозподіл напружень і вплив неоднорідності матеріалу в поперечному перерізі (для прямокутного перерізу $k_m = 0,7$, для інших видів поперечного перерізу – $k_m = 1,0$ згідно [47]).

Явище косоного згину має місце в прогонах, обрешітці по кроквяних ногах даху, по верхньому поясі ферм або балок, в похилих естакадах, мостах та в інших конструкціях, де напрямок навантаження не співпадає з жодною з головних осей перерізу (рис. 1.8).

Косий згин металевих та залізобетонних елементів вивчений в достатній мірі [12, 15, 66, 85, 103, 114, 118, 119, 120, 131]. Дерев'яні конструкції, що працюють на косий згин, потребують глибокого вивчення, оскільки напружено-деформований стан за такої роботи ще не достатньо досліджений та обмежений лише загально прийнятими правилами опору матеріалів [8, 107].

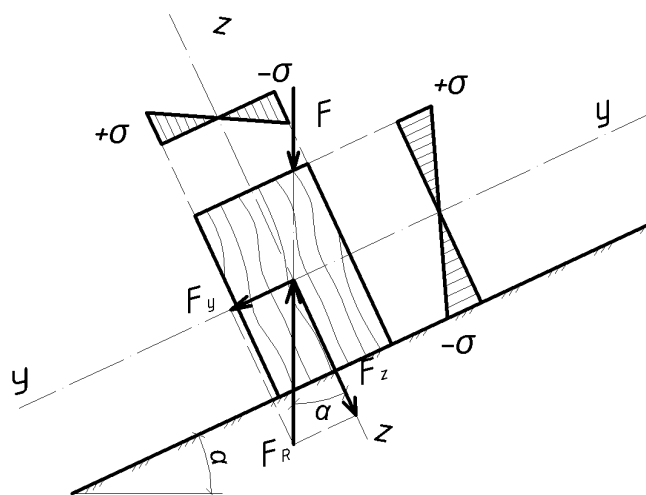


Рисунок 1.8 – Робота дерев'яних балок за косоного згину

Косий згин вважається складним напруженим станом, який поділяють на дві групи. До першої групи належать ті випадки, за яких в небезпечних точках балки

напружений стан є або одноосним, або може наближено розглядатися як одноосний у зв'язку з незначним впливом на міцність балки дотичних напружень, які виникають в його поперечному перерізі. До першої групи належить косий згин, позацентровий розтяг і позацентровий стиск. У випадках складного напруженого стану другої групи в небезпечних точках перерізу балки виникає плоский напружений стан і розрахунок на міцність виконується із застосуванням теорії міцності. До другої групи належить згин з крученням, стиск (розтяг) з крученням, а також стиск (розтяг) зі згином і крученням [46].

Випадок косоного згину, за якого в поперечному перерізі балки виникають тільки згинаючі моменти, називається чистим косим згином. Якщо в перерізі крім цього діє поперечна сила, то має місце поперечний косий згин [46].

При розрахунках складного напруженого стану в пружній стадії зазвичай застосовують, так званий принцип незалежності дії сил, тобто припускають, що впливом деформацій, викликаних одною з прикладених до пружної системи навантажень, на розташування, а й відповідно і на результати дії інших навантажень, можна знехтувати. Досвід показує, що до тих пір, доки деформації елемента малі, цей принцип може бути використаним. А тому, для знаходження повних напружень та деформацій, які виникають в пружній системі в результаті дії на неї будь-якої складної системи навантажень, можна використовувати спосіб складання (сумування) дії сил, тобто геометрично сумувати напруження та переміщення, відповідних різним видам простих деформацій [8].

Існуючі формули розрахунку напружень 1.12 та 1.13 за косоного згину передбачають проходження напрямку дії навантаження (силової лінії) через геометричний центр перерізу балки. При цьому згинаючий момент, що виникає в поперечному перерізі балки, згідно принципу незалежності дії сил можна розкласти на два моменти, які проходять через головні осі перерізу. Таким чином, косий згин розглядають як сумісну дію двох плоских згинів, які діють у взаємно перпендикулярних площинах. На рис. 1.9 показано силову лінію дії навантаження p та площину дії сили, яка не збігається з жодною з головних осей інерції.

Дотичні напруження за косоного згину визначають як геометричну суму складових, зумовлених поперечними силами Q_y та Q_z . Але зазвичай дотичні напруження в розрахунках на косий згин не враховуються у зв'язку з тим, що в небезпечних точках розрахункового перерізу вони або дорівнюють нулю, або незначні [133].

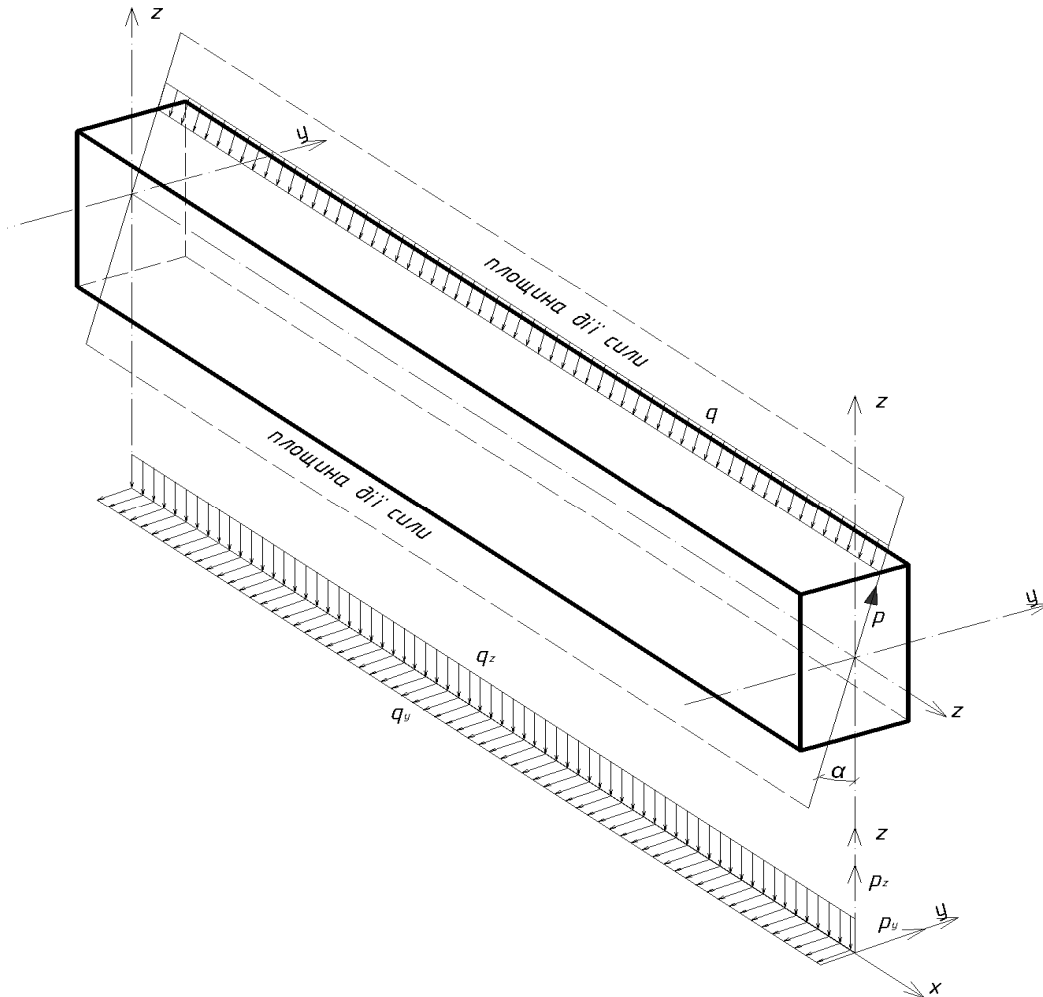


Рисунок 1.9 – Схема навантажень за косоного згину

Характерною рисою косоного згину для перерізів ($I_z \neq I_y$) порівняно з прямим згином є те, що нейтральна лінія не є ортогональною до площини дії сили. Якщо ж головні моменти інерції однакові ($I_z = I_y$), косе згинання на думку авторів [77] унеможлиблюється, оскільки нейтральна лінія стає ортогональною до сліду силової площини, а це є ознакою прямого згину. Перерізами, для яких діє це правило є круг, кільце, квадрат [77].

В реальних умовах експлуатації далеко не завжди напрямок дії сили проходить через геометричний центр перерізу елементів, що знаходяться в умовах косоного згину. В цих випадках на балку діє пара протилежно направлених сил p (рис. 1.10), які спричиняють, крім косоного згину, виникнення деформацій кручення. Тому можна стверджувати, що у випадках, коли напрямок дії навантаження не проходить через вісь перерізу в дерев'яних балках виникають складні деформації другого типу, які викликані сумісною дією згину з крученням.

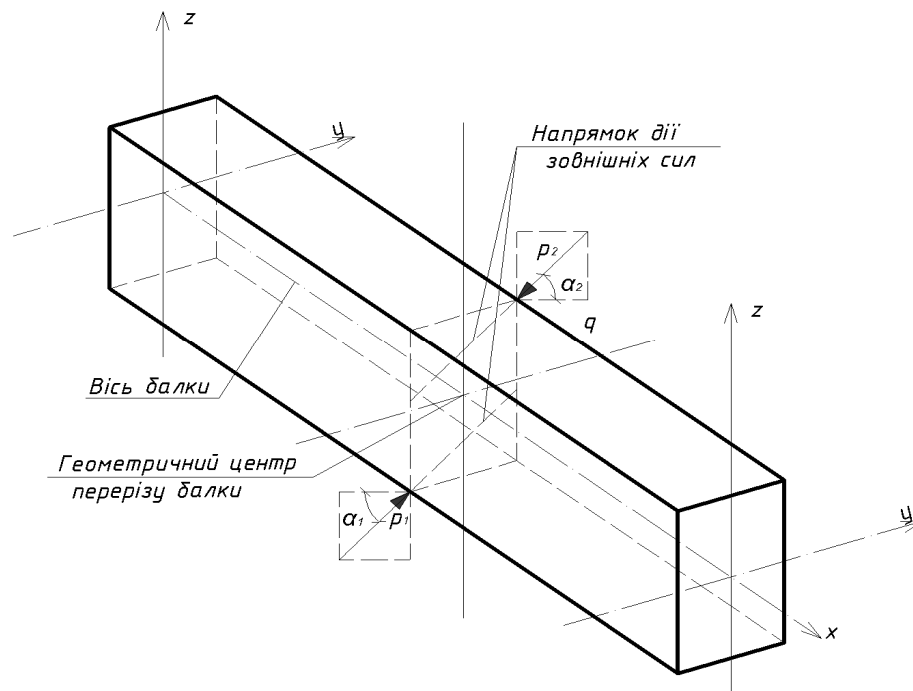


Рисунок 1.10 – Дія зовнішніх навантажень, силова лінія яких не проходить через вісь балки

За сумісної дії згину з крученням для прямокутних перерізів сумарний згинальний момент і поперечну силу в перерізі розкладають на складові по головних осях елемента M_z , M_y , Q_z , Q_y [133]. Після цього визначають найнебезпечнішу точку перерізу шляхом порівняння еквівалентних напружень від дії згинальних моментів M_z , M_y , та від крутного моменту $M_{кр}$. Як правило, вважають, що достатньо розглянути три точки прямокутного перерізу: одну кутову, одну посередині довгої сторони прямокутника та одну посередині короткої сторони прямокутника [108].

Враховуючи вище наведені факти необхідно передбачувати заходи, які б забезпечували відсутність сумісної дії згину з крученням, так як такі умови суттєво впливають на напружено-деформований стан елемента, а для забезпечення несучої здатності необхідно збільшувати розміри поперечного перерізу елементів.

Експериментальні дослідження балок з цільної та клеєної деревини на згин за дії одноразових навантажень проводили [48, 49, 61, 93, 98, 99, 100, 101, 125, 132, 137, 138, 139, 140, 150, 152, 154, 155, 156, 160, 163, 170, 173].

Дослідженнями дерев'яних елементів за згину займався Хухрянський П.Н. [142]. Згідно з його даними за згину деформації розтягу волокон балки тривають майже до самого моменту руйнування і мають пружний характер. В стиснутій зоні деформування відбувається за рахунок пружної та пластичної деформації, які є незворотними.

Гомон С.С. [24] роботу згинальних елементів з цільної та клеєної деревини поділив на чотири стадії напружено-деформованого стану (рис. 1.11):

- I стадія – 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 $\sigma_{c,d} = f(u)$, а в розтягнутій зоні $\sigma_{t,d} = E \cdot u$;

- III стадія – в стиснутій зоні виникають і розвиваються складки, деревина в стиснутій та розтягнутій зонах працює за напружень $\sigma = f(u)$;

- IV стадія – руйнування згинального елемента за напружень $\sigma = f(u)$.

Напруження в нормальному перерізі дерев'яних балок Гомон С.С. пропонує обчислювати за двома функціями [34]

$$f_1(u) = \sigma_{t,d} = E \cdot u_{t,d}, \quad (1.14)$$

$$f_2(u) = \sigma_{c,d} = k_1 \cdot u_{c,d} + k_2 \cdot u_{c,d}^2, \quad (1.15)$$

де E – модуль пружності деревини за розтягу;

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

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

k_1, k_2 – коефіцієнти поліному;

$f_1(u)$ – напруження розтягнутої зони;

$f_2(u)$ – напруження стиснутої зони.

Перша функція описує напруження в розтягнутій зоні дерев'яної балки та є прямолінійною, друга функція – напруження в стиснутій зоні, яка є криволінійною. Коефіцієнти k_1, k_2 обчислюються за формулами

$$k_1 = \frac{2 \cdot f_{c,o,d}}{u_{c,fin,d}}, \quad (1.16)$$

$$k_2 = -\frac{f_{c,o,d}}{u_{c,fin,d}^2}, \quad (1.17)$$

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

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

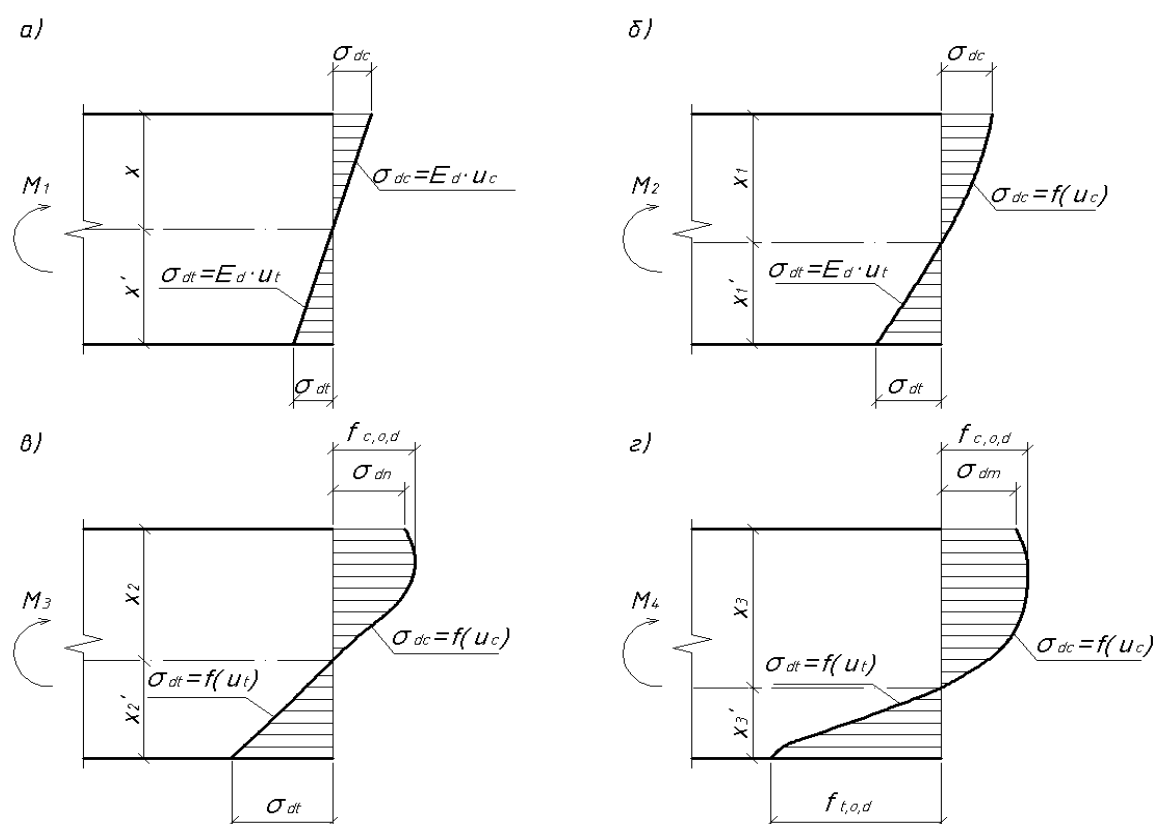


Рисунок 1.11 – Стадії напружено-деформованого стану згинальних елементів:

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

Дослідженням дерев'яних балок методом акустичної емісії (АЕ) займався Гурин О.В. [45]. Для проведення випробувань він використовував портативні пристрої НИ-І, АФ-І5 та комплекс акустично-емісійної апаратури для багатofункціональних досліджень. В дослідних зразках за роботи на згин в стиснутій зоні до навантаження 0,4 від руйнівного напруження росли пропорційно, а сигнали АЕ були відсутні. Наступне збільшення навантаження призводило до початку нелінійності напружень. Також спостерігалась поява перших сигналів АЕ. За досягнення крайовими напруженнями стиску межі міцності виникали характерні складки, які пов'язані з місцевим «зламом» волокон. Утворення складок супроводжувався активним зростанням сумарних сигналів АЕ. В розтягнутій зоні поява сигналів АЕ фіксувалася за навантаження 0,6 від руйнівного значення. З збільшенням навантаження сигнали АЕ збільшувалися з різким стрибком до моменту руйнування.

Вплив розмірів зразка на модуль пружності досліджував Знаменский Е.М. [63]. Згідно з його дослідженнями малі зразки суттєво спотворюють реальні фізичні властивості деревини і її здатність чинити опір деформаціям згину. З графіка (рис. 1.12) видно, що за робочих розмірів зразка $11 \times 11 \times 11$ см результати досліджень можна приймати як достовірні. Якщо розміри менші, то дані дослідження можна розглядати як недостовірні.

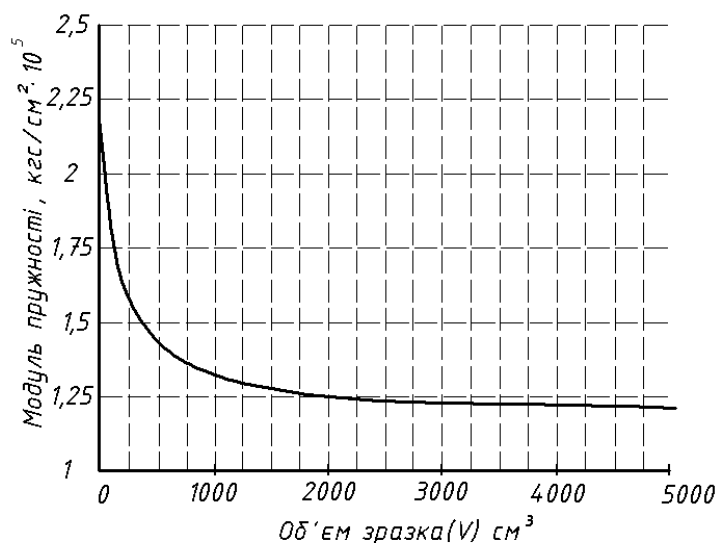


Рисунок 1.12 – Залежність об'ємного модуля пружності від об'єму зразка

Бойко М.Д. [11], Белянкін Ф.П. [9] в середині ХХ століття досліджували елементи з деревини на згин за дії різних температурно-вологісних режимів. Для випробування виготовлялись дослідні зразки перерізом $2 \times 2 \times 30$ см. Результати досліджень показали значний вплив вологості та температури на міцність деревини (табл. 1.2). Як і за стиску, за згину збільшення вологості та зростання температури зменшувало несучу здатність дослідних зразків. В свою чергу зниження температури збільшувало міцність таких елементів.

Таблиця 1.2 – Межа міцності за згину при різних температурах та вологості

Температура, °С	Межа міцності за згину, кгс / см ² при вологості, %				
	0	9	15	26	70
15	1090	850	678	576	520
-2	1222	949	801	693	510
-16	1106	982	871	736	653
-26	1225	1016	963	825	756
-42	1225	1030	933	693	855

Ф.П. Белянкін [10] розробив спеціальну методику випробувань та провів дослідження на згин на основі яких визначив межі тривалого опору різних порід деревини. Автор встановив, що за певного рівня напружень, які більші за границю тривалого опору R_{mp} , деформації деревини з часом не затухають, а приводять до руйнування дослідного зразка. За напружень $R < R_{mp}$ деформації деревини затухають і дослідний зразок не руйнується.

Тривалий опір деревини за роботи на згин досліджував Е.Н. Квасников [75]. Автор встановив залежність тривалого опору від рівня постійно діючого навантаження від часу t . Рівняння регресії при цьому має вигляд

$$\sigma = 599 - 61 \cdot \lg t, \quad (1.18)$$

де σ – тривала міцність в кгс/см².

Волинский В.Н. [18] досліджував дерев'яні балки за згину. Він виявив, що в процесі збільшення навантаження на зразок відбувається потріскування. Автор вважає, що це є проявом пластичності деревини за згину, а саме спрацьовують елементи «сухого тертя» волокон, виникають незворотні деформації в елементах макроструктури деревини, але в цілому зразок не втрачає своєї загальної несучої здатності.

Дослідженням дерев'яних балок з сосни на згин, а саме їх тривалий опір за різної вологості, займався Родин Б.Е. [113]. Він встановив, що межі міцності та модулі пружності за зміни вологості змінюються менше, ніж межі тривалого опору та тривалі модулі деформацій.

Випробування клеєних дерев'яних балок з поперечним перерізом 130×480 мм та довжиною 6 м проводив Муравльов В.В. [96]. Він встановив, що із збільшенням навантаження на балку розвиток прогинів відбувається практично за лінійним законом. Аналогічний графік залежності прогинів від навантажень отримав Daniel A. [153]. Автор [96] експериментально встановив факт депланації поперечних перерізів, найбільш виражений характер якої спостерігався в місцях прикладання навантаження і в опорних зонах.

Згідно досліджень [166, 167] графік залежності відносних деформацій крайніх волокон поперечного перерізу від рівня навантаження для зразків, які доводились до руйнування, для стиску та розтягу спочатку має лінійний вигляд, потім дещо викривляється. Одночасно з викривленням відбувається прискорений ріст прогинів, починаючи від рівня навантаження 0,8 від руйнівного. На цьому ж рівні також з'являлися такі перші ознаки руйнування як потріскування та утворення складок в стиснутій зоні балки. Із наступним збільшенням навантаження проходило руйнування балок в зоні чистого згину.

П. Моін [109] досліджував роботу армованих та неармованих дощатоклеєних дерев'яних балок перерізом 140×600 мм та довжиною 4500 мм. Руйнування відбувалось від впливу максимальних дотичних напружень в зоні поблизу нейтральної осі. Тріщини, які викликали руйнування, поширювались від місця прикладання зосередженої сили до опори.

Надійність клеєних дерев'яних балок за згину вивчав Замицкий О.М. [62]. Автор розробив метод оцінки технічного стану дощатоклеєних нерозрізних двопротітних балок, увівши показник надійності. Дві дослідні балки жорстко з'єднувалися на опорі за допомогою з'єднувальних пластин та вклеєних стержнів, утворюючи при цьому нерозрізну балку. В результаті досліджень автор дійшов до висновку, що при проектуванні будівельних конструкцій необхідно використовувати матеріали з приблизно однаковим резервом несучої здатності, оскільки робота таких елементів більш передбачувана та досягнення граничних станів буде наставати з меншою швидкістю.

Автори [17, 112, 144, 145] займались дослідженням дощатоклеєних армованих балок. Вони встановили, що протягом збільшення навантаження проявляються три характерні і послідовні стадії напружено-деформованого стану: умовно пружня, пружно-пластична і стадія руйнування. Дослідження армованих дерев'яних клеєних балок металевою арматурою, карбоновими та металевими стрічками проводили [129, 130, 153, 162].

Королев В.І. [81, 82] досліджував вплив кількості ламелей в дощатоклеєній балці на її міцність та модуль пружності. Дослідні зразки виготовлялись перерізом 120×160 мм, схема навантаження – 4-х точкова. Навантаження прикладалось ступенями по 50 Н через кожні 5 хвилин. Поперечний переріз всіх зразків був однаковим, проте одна серія балок склеювалась з 5 дошок, інша – з 10 дошок. Порівнявши результати випробувань, автор дійшов до висновку, що збільшення кількості клейових швів призводить до збільшення загальної міцності балки та модуля пружності.

Васильев А.Ю. [16] вивчав роботу балок з цільної та клеєної деревини після тривалої експлуатації. Він встановив, що після тривалої експлуатації для цільних балок межа міцності знижується до 28%, при цьому розвиток деформацій в процесі навантаження до руйнування близький до лінійного. Автор це пояснює поверховим «охрупчуванням» зовнішніх шарів балки в процесі експлуатації. Дослідження клеєних балок показали, що після тривалої експлуатації на відкритому повітрі їх міцність зменшується до 35%. Руйнування балок

супроводжувалось такими ознаками, як руйнування розтягнутих волокон, зминання в опорних зонах та під навантажуючим штампом, депланація балок з площини. Дослідженням деревини, що перебувала довгий період в експлуатації, також займались Квасников Е.Н. [76], Коченов В.М. [84], Леонтьев Н.Л. [89], Коцегубов В.П. [83].

R. Tuchi та J.Vogit [174] досліджували вплив кількості клейових швів та шарів дошок на міцність та модуль пружності балок довжиною 5 м та поперечним перерізом 38×250 мм. Дослідні балки виготовлялись з 5-, 10-, 20 та 40-шарів. Дослідження підтвердили результати Королева В.І. Крім цього R. Tuchi та J. Vogit дослідили зразки дощатоклеєних балок, які склеювались з трьох дошок із врахуванням різного розміщення більш жорстких шарів в склеєному пакеті. Результати їх досліджень показали різні значення модулів пружності балок. Аналогічні дослідження проводив С. Faye [154].

Антипов В.Д. [1] вивчав роботу дощатоклеєних дерев'яних балок під дією різноманітних факторів: температури, вологості, агресивних середовищ. Дослідні балки перерізом 80×40, 135×210 та довжинами 1000 та 2600 мм відповідно піддавались дії цих несприятливих факторів. Балки склеювались за допомогою різних видів клеїв: меламіно-мочевіно-формальдегідного (ММФ) виробництва Akzo Nobel, карбамідоформальдегідного (КФ-Ж), акрилового, казеїнового. Дослідження показали, що найкращим є клей ММФ, який по вимогам [123] рівноміцності клейового шва і деревини перевищує КФ-Ж. Результати випробувань балок за різних товщин клейових швів виявили, що при збільшенні товщини шва міцність балки зменшується. Максимальна міцність балок досягалась за товщини клейового шва рівній 0,15 мм. Антипов В.Д. встановив, що за температури 80° С 50% зразків руйнувались по клейовому шву. Автором було визначено, що підвищена вологість, тривала дія прісної чи солоної води знижує короточасну міцність деревини, що працює на згин. Також було встановлено, що такі агресивні речовини, як азотна, сірчана, соляна кислоти зменшують міцність дерев'яних балок.

Випробування армованих та неармованих дощатоклеєних дерев'яних балок проводив Сурмай М.І. [126]. Балки поперечним перерізом 100×210 та довжиною 2700 мм завантажувалися двома зосередженими силами в третинах прольоту. Перше потріскування неармованих балок відбулося за навантаження $F=15$ кН, за $F=17,5$ кН спостерігалось утворення складки під пластиною в місці прикладання навантаження, за $F=24,5$ кН відбулося руйнування внаслідок поширення розриву нижньої дошки та розриву вище лежачих шарів дощок з виникненням тріщини посередині прольоту на всю висоту балки. Під час завантаження дослідних зразків від початку до руйнування прогини збільшувались рівномірно до росту навантаження. Порівнюючи дані експериментальних прогинів та теоретичних згідно [47] встановлено, що різниця цих значень становила 8%.

Ягнюк Б.Н. [147, 148] розглядав методику розрахунку підрізаних дерев'яних балок та балок з отворами. Розрахунок базується на механіці крихкого руйнування, що пов'язано зі схильність деревини в місцях концентрації напружень до крихкого руйнування шляхом утворення тріщин. Введення допоміжного коефіцієнта в розрахунок, дозволяє запобігти утворенню тріщин.

Іванов Ю.М. [73] утворення тріщин в дерев'яних балках пояснював результатом поступового розриву хімічних зв'язків в твердому тілі, що призводить до накопичення мікропошкоджень. Це процес займає великий проміжок часу до руйнування. Наближення до руйнування в свою чергу супроводжується стабілізацією утворення мікропошкоджень та їх «злиття». Даний проміжок часу відповідає часу розвитку тріщин.

1.4. Аналіз роботи елементів з деревини за дії повторних малоциклових навантажень

Малоцикловими називаються навантаження, кількість циклів яких не перевищує $2 \cdot 10^6$, у реальних умовах – декілька сот або тисяч циклів. До малоциклових навантажень відносяться снігові, вітрові, температурні впливи; корисні навантаження в цивільних будівлях; навантаження на трибуни стадіонів і

спортивних споруд; навантаження під час ремонтів та реконструкцій будівель і споруд; вага обладнання в період пуско-налагоджувальних робіт; сейсмічні та вибухові впливи [4, 5].

Дослідження дерев'яних балок на згин за дії повторних навантажень проводив Іванов С.П. [69]. Випробування виконувалось на дослідних зразках балок, які запаювалися в поліетиленові мішки за природної вологості. В процесі прикладання циклових навантажень спостерігалось виділення вологи у вигляді конденсату, який концентрувався в опорних частинах балок і в розтягнутій зоні, що свідчило про локальний розігрів деревини за циклічного навантаження. Частина балок не руйнувалась, витримавши більше базових 2 млн. циклів навантаження. Автор згідно результатів випробувань вивів рівняння циклічної довговічності дерев'яних балок у вигляді

$$t_u = A_u \exp(-a_u \cdot \tau_{\max}), \quad (1.19)$$

де t_u – час до руйнування за циклічного навантаження;

τ_{\max} – навантаження, за якого відбувається руйнування зразка;

a_u, A_u – параметри, пов'язані з активацією процесу руйнування U_0 і коефіцієнтом γ відповідно до основного рівняння кінетичної енергії.

Автори [80] вивчали пошкодження дощатоклеєних та цільнодерев'яних балок методом акустичної емісії за дії повторних малоциклових навантажень. Дослідні зразки були поділені на три групи – соснові балки без сучків, з сучками, та балки з зубчатим клеєним з'єднанням. Повторне навантаження на поперечний згин виконувалось до навантаження 0,7 від руйнівного. Частина зразків піддавалась дії 7500 циклів, інша частина дії 50000 циклів. Після цього балки доводились до руйнування. Результати випробувань показали, що найбільш чутливим до повторних малоциклових навантажень є зразки з зубчатим клеєним з'єднанням.

Сасовський Т.А. [116] досліджував роботу дощатоклеєних дерев'яних балок поперечним перерізом 100×150 мм та довжиною 3 м за дії повторних малоциклових навантажень. Випробування даних балок дозволило встановити

вплив повторних навантажень на розвиток напружень, деформацій та переміщення нейтральної лінії. Автором встановлено, що розвиток та стабілізація деформацій і прогинів в балках з клеєної деревини залежить від верхнього рівня роботи елемента за дії малоциклового повторного навантаження. За рівнів $(0,2-0,4)M_p$, $(0,2-0,6)M_p$ проходить пристосування балок до даних режимів роботи, тоді як за рівня $(0,2-0,8)M_p$ проходить невпинне зростання деформацій та прогинів з наступним руйнуванням балок (M_p – максимальний згинаючий момент, що сприймає балка за дії короткочасного одноразового навантаження, визначений експериментальним шляхом). Автор запропонував вплив повторних малоциклових навантажень на балки враховувати через коефіцієнт малоциклової витривалості.

Сморчков А.А. [122] вивчав вплив коефіцієнта асиметрії циклу на межу витривалості клеєних дерев'яних балок. Дослідження проводилось на балках, які склеєні різними клеями. Результати показали, що різниця між межами витривалості даних балок практично не відрізнялась. Це говорить про те, що вид клею не впливає на межу витривалості клеєних дерев'яних балок. Автором запропоновано рівняння регресії для визначення коефіцієнту витривалості, залежно від коефіцієнту асиметрії циклу:

$$K_g = 0,359 + 1,091\rho - 0,636\rho^2, \quad (1.20)$$

де K_g – коефіцієнт витривалості;

ρ – коефіцієнт асиметрії циклу.

Автори [33] виділили три стадії деформування деревини під дією повторних навантажень (рис. 1.13):

- на першій стадії деформування, якщо деформації не перевищують значень $u_{c,d,np}$, пружні деформації та повзучість є зворотною і процес описується положеннями лінійної повзучості;

- на другій стадії деформування проходить накопичення повзучості постійною швидкістю за дії повторних навантажень на верхньому і нижньому

рівнях та сумарні деформації в більшій мірі незворотні і вони більші за $u_{c,d,np}$ та менші за $u_{c,fin,d}$;

- на третій стадії за досягнення верхнім рівнем повторних навантажень деформацій, які перевищують $u_{c,fin,d}$, робота матеріалу переходить в закритичну стадію та проходить критичне зростання незворотних деформацій.

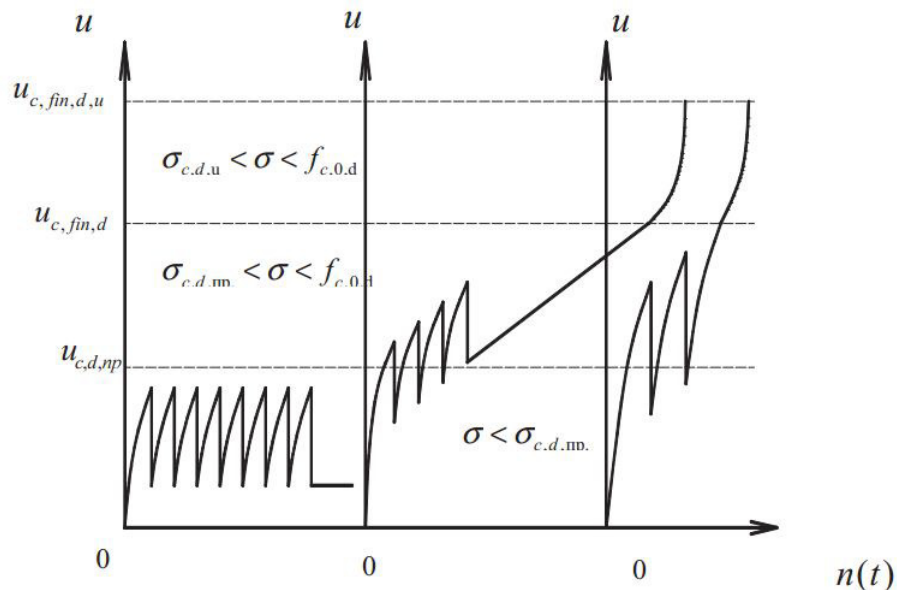


Рисунок 1.13 – Межі діаграм деформування деревини за дії повторного навантаження

За дії навантажень, при яких деформації не перевищують зазначених деформацій $u_{c,d,np}$ першої стадії, проходить пристосування деревини до повторних навантажень. Тобто відносні деформації $u_{c,d,np}$ є межею пристосування деревини. Малоциклову витривалість повторним навантаженням стиску автори описують залежністю

$$\eta_{\nu, cyc} = 0,9909 n_{cyc}^{-0,0562}, \quad (1.20)$$

де $\eta_{\nu, cyc}$ – верхній рівень прикладання малоциклових навантажень;

n_{cyc} – кількість циклів.

Дослідження дощатоклеєних дерев'яних балок, які знаходяться в умовах косого згину за дії повторних малоциклових навантажень, на сьогоднішній день відсутні.

1.5. Клеї

Деревина легко склеюється клеями, що дозволяє виготовляти конструкції будь який поперечних перерізів та форм без обмеження сортаментом цільної деревини [161, 171, 172]. Склеювання є найбільш ефективним способом з'єднання дерев'яних конструкцій. Відповідно до діючих норм [47] клеї, що використовуються для будівельних дерев'яних конструкцій, повинні забезпечувати міцність та довговічність з'єднань протягом всього терміну їх експлуатації.

Довговічність роботи елементів з клеєної деревини забезпечується відповідно довговічністю їхніх клейових з'єднань. Міцність клейового шва є однією з основних характеристик для перевірки якості клеєних дерев'яних конструкцій. Існуючі на сьогоднішній день методики прогнозування міцності та довговічності анізотропного матеріалу [3] з клейовими швами базуються на побудованій математичній моделі довговічності клейових швів, що враховує рівень тривалих навантажень, вологість та температуру навколишнього середовища експлуатації [165], але не враховує змінність навантажень. Тому при дослідженні міцності клейових швів дощатоклеєних балок необхідно вивчати вплив не тільки одноразових, а й повторних навантажень на роботу клейового шва конструкції з деревини при роботі на зсув вздовж волокон.

Для склеювання дерев'яних конструкцій використовують синтетичні клеї, які виготовляють у рідкому вигляді, порошках та плівках. Рідкі клеї в залежності від виду розчинника поділяються на розчини смол, каучуків і похідних целюлози в спирті чи ацетоні, та водні розчини спеціально приготовлених смол. До найбільш поширених рідких клеїв відносяться фенол-формальдегідні, фенол-резорцинові, резорцинові та епоксидні.

Порошкоподібні клеї застосовуються як в сухому вигляді з наступним підігрівом поверхонь, що склеюють, так і при розчиненні їх у воді або спирті за температури 18–20° С. Застосовуються порошкоподібні клеї в порівнянні з рідкими значно рідше.

Клеєві тонкі плівки виготовляються в більшості випадків з дуже тонкого паперу, який насичений розчином, за рахунок якого відбувається склеювання. Застосування такого виду склеювання використовується вкрай рідко.

На початку ХХ ст. в Швейцарії, Швеції та Німеччині стали застосовувати несучі дерев'яні конструкції, з'єднані на казеїновому клеї. Деякі з цих дерев'яних конструкцій, надійно захищені від зволоження, збереглися і до наших днів. Однак повною мірою задовольнити вимоги, що пред'являються до з'єднань елементів несучих конструкцій сучасних капітальних будівель та споруд, білкові клеї тваринного і тим більше рослинного походження не могли [121].

Найбільше застосування у виробництві клеєних дерев'яних конструкцій до середини 80-х років ХХ століття отримали фенол-формальдегідні клеї, такі як СФЖ-3016. Однак токсичність, нестабільність властивостей смоли, малий термін зберігання та інші недоліки призвели до того, що вони були витіснені резорциновими і фенол-резорциновими смолами ФР-12, ФРФ-50. Ці клеї мають меншу токсичність, при високій міцності, більш еластичні, що дозволяє компенсувати внутрішні напруження в деревині при змінному температурно-вологісному режимі.

Клей повинен забезпечувати міцність клейового шва не нижче міцності деревини на сколювання вздовж волокон та на розтяг поперек волокон. Найбільшу міцність клейового шва в свою чергу забезпечує взаємодія клею з розрізами кліткових стінок, які складаються з декількох шарів, що містять різну кількість целюлози і лігніну – речовин, які володіють полярністю і тому добре зчіплюються з клеєм. Найбільш адгезійно активна в деревині є целюлоза, тому на ділянках, де вона переважає, міцність склеювання більша. Адгезією клею називається його здатність до зчеплення з поверхнями, що склеюються, яка виникає в результаті взаємодії молекул клею і матеріалів, що склеюються. Сили

адгезії клею повинні бути не менші сил зчеплення в товщі клею, які називаються когезією [44]. Чим товстіші стінки клітин, тим більша адгезійна взаємодія клею з деревиною і, відповідно, тим більша міцність склеювання. Тому ділянки пізньої деревини, які мають більш товсті клітини, склеюються міцніше. Вони мають різкий рельєф в розрізі, що також сприяє склеюванню [141]. Враховуючи вище наведені фактори для виготовлення дощатоклеєних балок використовувалась сосна віком не менше 80 років.

До клеїв, крім високої міцності, ставляться вимоги водостійкості та біостійкості. Ці вимоги задовольняють такі синтетичні клеї як резорцинові, фенол-резорцинові ФР-12, ФРФ-50, алкіл-резорцинові ФР-100, ДФК-1АМ та інші [91].

1.6. Висновки до розділу 1

Розглянуті експериментально-теоретичні дослідження дерев'яних елементів з цільної та клеєної деревини за дії одноразових та повторних малоциклових навантажень дозволяють зробити наступні висновки:

- вивчення напружено-деформованого стану косозігнутих дерев'яних елементів обмежується загально прийнятими правилами опору матеріалів без врахуванням особливостей роботи балок в таких умовах;

- відсутні дані про експериментальні дослідження напружено-деформованого стану дерев'яних балок, які знаходяться в умовах косоного згину за дії одноразових та малоциклових повторних навантажень;

- діючі норми пропонують виконувати розрахунок косозігнутих елементів, в яких напрямок дії навантаження проходить через геометричний центр перерізу елемента, що в реальних умовах відбувається вкрай рідко.

На основі даних висновків сформульовано наступні задачі досліджень:

- розробити методику експериментальних досліджень зразків клейових швів та балок з цільної і клеєної деревини, які знаходяться в умовах косоного згину під

різними кутами нахилу за дії одноразових та повторних малоциклових навантажень;

- провести експериментальні дослідження і отримати нові дані щодо напружено-деформованого стану за різних рівнів навантаження і режимів роботи, виконати їх аналіз та встановити особливості роботи зразків клейових швів і дерев'яних балок в умовах косоного згину за дії одноразових та повторних малоциклових навантажень різних рівнів;

- визначити несучу здатність зразків клейових швів, косозігнутих дощатоклеєних і цільнодерев'яних балок, встановити характер їх руйнування;

- розробити методику розрахунку дерев'яних балок, які знаходяться в умовах косоного згину, з використанням деформаційної моделі на основі врахування дійсної роботи деревини стиснутої зони за дії одноразових навантажень;

- порівняти експериментальні дані випробувань з теоретичними розрахунками косозігнутих балок з використанням деформаційної моделі та методу скінчених елементів.

РОЗДІЛ 2

ВИГОТОВЛЕННЯ ЗРАЗКІВ ТА МЕТОДИКА ЇХ ВИПРОБУВАНЬ

2.1. Мета та задачі експериментальних досліджень

Метою експериментальних досліджень є встановлення напружено-деформованого стану балок з цільної деревини за дії одноразових навантажень, дощатоклеєних балок за дії короткочасних одноразових та повторних малоциклових навантажень, які знаходяться в умовах косоного згину.

На основі зазначеної мети визначені наступні задачі експериментальних досліджень:

- виготовити дослідні балки з цільної та клеєної деревини;
- розробити методику випробувань балок з цільної деревини в умовах косоного згину за різних схем обпирання та прикладання навантаження для пошуку оптимальної схеми, відповідно до якої несуча здатність зразків буде найбільшою, а деформативність найменшою;
- на основі визначеної оптимальної схеми випробувань провести дослідження дощатоклеєних дерев'яних балок в умовах косоного згину за дії короткочасних одноразових та повторних малоциклових навантажень;
- виготовити дослідні зразки клейових швів із дощатоклеєних балок та провести їх випробування відповідно до методики [36] для перевірки відповідності величини несучої здатності та характеру руйнування діючим нормам.

Основним критерієм розробки схем прикладання навантаження було запобігання наявності крутного моменту в перерізах елементів, які знаходяться в умовах косоного згину.

Назви дослідних зразків, їх розміри та характер випробувань, що передбачені відповідно до поставленої мети та задач дослідження, наведені в табл. 2.1.

Таблиця 2.1 – Назви та характер випробування дослідних зразків

Назва зразків	Кут нахилу, град.	Характер випробування
Б-1...Б-6	10	Балки з цільної деревини за дії одноразових навантажень
Б-7, Б-8	25	Балки з цільної деревини за дії одноразових навантажень
БДК-1, БДК-2	10	Балки з клеєної деревини за дії одноразових навантажень
БДК-3, БДК-4	25	Балки з клеєної деревини за дії одноразових навантажень
БДК-5... БДК-7	10	Балки з клеєної деревини за дії повторних малоциклових навантажень
БДК-8, БДК-9	25	Балки з клеєної деревини за дії повторних малоциклових навантажень
КШ-1...КШ-14	–	Випробування міцності клейових швів при дії одноразових навантажень
КШ-15...КШ-19 КШ-19а, КШ-10, КШ-10а	–	Випробування міцності клейових швів при дії повторних малоциклових навантажень

Балки з цільної деревини відносились до першої серії випробувань та були умовно поділені на три групи залежно від схеми прикладання навантаження. Дощатоклеєні дерев'яні балки відносились до другої серії випробувань.

2.2. Виготовлення зразків з цільної та клеєної деревини для випробування на косий згин

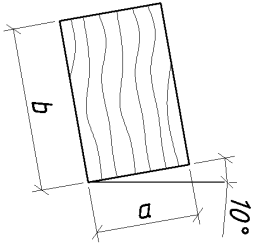
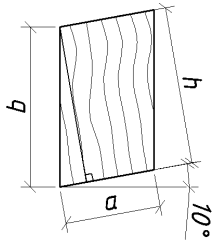
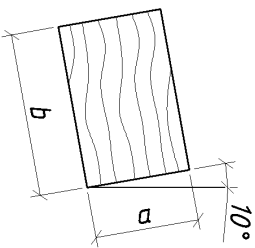
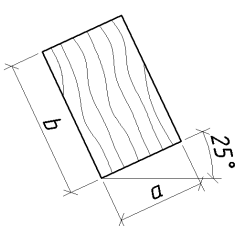
В якості породи деревини була прийнята сосна, так як вона є однією з найбільш поширених порід в будівельній галузі. Деревина дослідних балок та дощок для виготовлення дощатоклеєних зразків відносилась до першого сорту [38, 59], що відповідає класу міцності С30 [32]. Для виготовлення зразків вибиралось дерево з максимально рівним стовбуром для забезпечення паралельності волокон, з мінімальною кількістю гілок та діаметром стовбура не менше 30 см. Деревина, з якої виготовлялись зразки, не містила серцевини і не розташовувалась близько до зовнішнього шару (кори). З метою порівняння між собою експериментальних даних досліджень різних зразків вибиралась деревина приблизно однакового віку. При розпилюванні балок та дощок виключались ділянки з гниллю, сучками [37], а також зверталась увага на кут нахилу волокон до осі деревини. Кожен отриманий зразок не містив дефектів обробки на зовнішніх гранях. Відбір та виготовлення всіх зразків відбувалось згідно [54, 55, 56].

Після розпилювання балок та дощок необхідних розмірів проводилась їх витримка до досягнення стандартної вологи 12% [58]. Вимірювання вологості виконувалось за допомогою вологоміра MD-814. Сушка проводилась в критому приміщенні за температури близько 20° С і вологістю повітря 65%.

Всі балки першої серії з цільної деревини виготовлялись довжиною 1650 мм. Площа поперечного перерізу балок трьох груп була рівною. З цієї умови підбиралась висота перерізу балок другої групи, який був у вигляді паралелограма. Підріз дослідних зразків балок другої групи виконувався під кутом $\alpha = 10^\circ$, що збігається з кутом нахилу балок першої серії (табл.2.2).

Форма та розміри поперечних перерізів, кути нахилу, за яких проводилось випробування зразків трьох груп першої серії балок з цільної деревини, вказана в табл. 2.2.

Таблиця 2.2 – Форма та розміри поперечного перерізу балок першої серії

Номер групи	Поперечний переріз та кут нахилу, мм	Позначення	Площа поперечного перерізу S , см^2
1	3	4	5
1		Б-1	$a \times b = 5,01 \times 8,01 = 40,13$
		Б-2	$a \times b = 5,01 \times 8,01 = 40,13$
2		Б-3	$a \times h = 5,08 \times 7,88 = 40,03$
		Б-4	$a \times h = 5,07 \times 7,89 = 40,00$
3		Б-5	$a \times b = 5,02 \times 7,99 = 40,10$
		Б-6	$a \times b = 5,01 \times 8,02 = 40,18$
3		Б-7	$a \times b = 5,02 \times 7,98 = 40,06$
		Б-8	$a \times b = 5,01 \times 7,99 = 40,03$

Виготовлення балок з клеєної деревини було вирішено зробити з дощок сосни. Дощки товщиною 25 мм та шириною 110 мм для виготовлення дощатоклеєних балок розпилювались з колод. Після висушування безпосередньо

перед склеюванням проводилось їх стругання з обох сторін до товщини 20 мм. Проміжок часу з моменту стругання до нанесення клею не перевищував вісім годин для забезпечення кращої якості склеювання [2]. Перед склеюванням проводилось повторне вимірювання вологості дощок. Різниця вологості в склеюваних дошках не перевищувала її допустимого значення [57].

Враховуючи проведений аналіз клеїв в першому розділі, які застосовуються для виготовленні дерев'яних будівельних конструкцій, рекомендації і вимоги [47, 123] для склеювання дослідних балок використовувався резорциновий клей. Клей наносився на поверхні двох граней дощок, що склеюються. Таким чином заготовки вкладаються одна на одну з пошаровим нанесенням клею в швах. Довжина дощок, що склеювалися, становила 3,2 м. Після того, як необхідна висота перерізу була набрана (шість дощок товщиною 20 мм), до заготовки прикладався тиск для забезпечення кращого склеювання по всій площі, оскільки не проклеєні ділянки не допускаються. Тиск передавався за допомогою струбцин (рис. 2.1), що влаштовувались з кроком не більше 1 м по довжині балки [57]. Склеювання пакету дощок проводилось на спеціальному стенді, що забезпечував правильне положення склеюваних деталей. Збір пакету проводився в стислі строки поки клей не почав загусати.



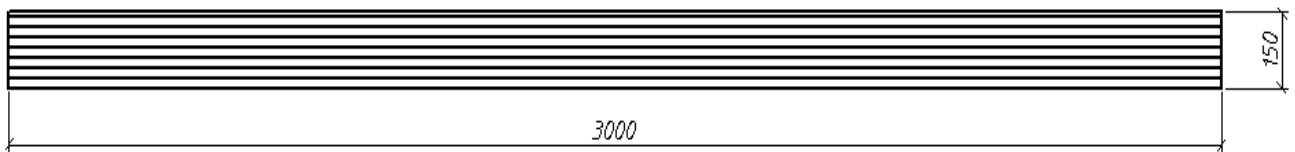
Рисунок 2.1 – Склеювання пакету дощок

Після зняття струбцин виконувалась триденна витримка за температури близько 20°С та вологості повітря 65% і лише після цього приступали до завершальної обробки дослідних балок, а саме стругання [67] до розмірів

поперечного перерізу 100×150 мм. Торці балок були вирівняні на циркулярній пилці. Загальна довжина балки після цього становила 3,0 м.

Після виготовлення дослідних дощатоклеєних балок проводилися контрольні вимірювання габаритних розмірів балки, перевірялась товщина клеєвого шва, яка не повинна перевищувати 0,5 мм та його якість [57]. Геометричні розміри дощатоклеєної дерев'яної балки зображено на рис. 2.2.

а)



б)

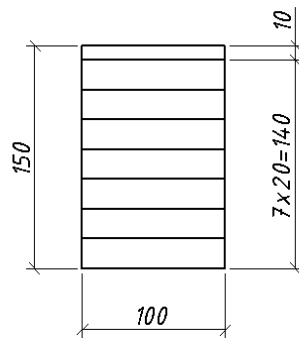


Рисунок 2.2 – Геометричні розміри дощатоклеєної балки:

а – загальні розміри; б – поперечний переріз

Після виготовлення на кожен зразок було нанесено маркування відповідно до назв дослідних зразків, які наведені в табл. 2.1.

Програмою експериментальних досліджень було передбачено випробування наступних зразків дощатоклеєних балок:

- двох балок БДК-1 та БДК-2 за кута нахилу 10° для визначення короткочасної несучої здатності;

- двох балок БДК-3 та БДК-4 за кута нахилу 25° для визначення короткочасної несучої здатності;

- одної балки БДК-5 при дії повторних малоциклових навантажень за режимів роботи $(0,2-0,4) M_{max}$, $(0,2-0,6) M_{max}$ та кута нахилу 10° ;

- одної балки БДК-6 при дії повторних малоциклових навантажень за режиму роботи (0,2-0,8) M_{max} та кута нахилу 10° ;

- одної балки БДК-7 при дії повторних малоциклових навантажень за режиму роботи (0,2-0,9) M_{max} та кута нахилу 10° ;

- одної балки БДК-8 при дії повторних малоциклових навантажень за режиму роботи (0,2-0,4) M_{max} та кута нахилу 25° ;

- одної балки БДК-9 при дії повторних малоциклових навантажень за режиму роботи (0,2-0,6) M_{max} та кута нахилу 25° .

Загалом було виготовлено чотири балки з клеєної деревини для визначення короткочасної несучої здатності та п'ять балок для дослідження за дії малоциклових повторних навантажень, режими роботи яких наведено в додатку А.

Для випробування міцності клейових швів були виготовлені зразки згідно [36, 40], які були вирізані з країв дощатоклеєних балок. Розміри зразків наведено на рис. 2.3.

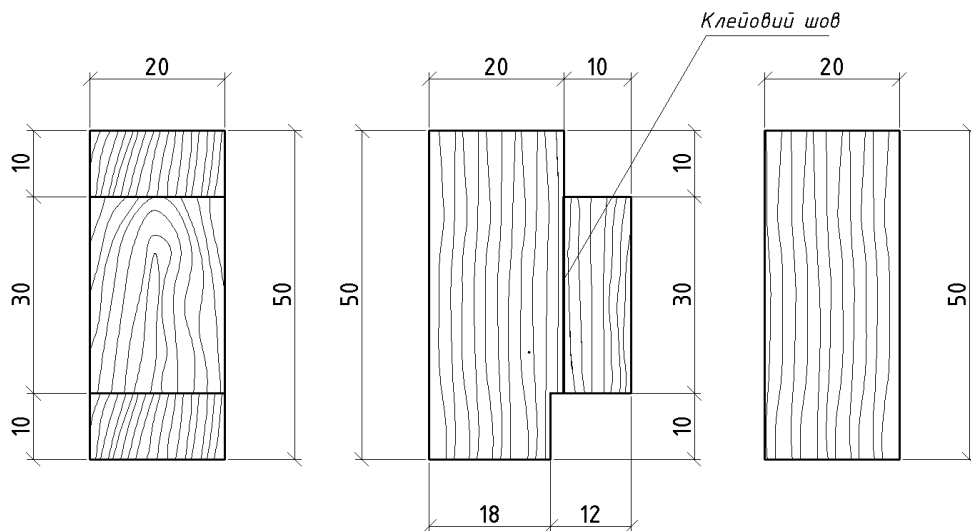


Рисунок 2.3 – Геометричні розміри дослідного зразка для випробування міцності клеєвого шва

Розподіл виготовлених дослідних зразків залежно від характеру навантаження (короткочасне одноразове чи повторне малоциклове) наведено в табл. 2.3.

Таблиця 2.3 – Розподіл виготовлених зразків для випробування на міцність клейового шва за різних рівнів навантаження

Назва зразка	Рівень навантаження
КШ-1...КШ-14	Короткочасне одноразове
КШ-15(0,2-0,4)	$\eta = (0,2...0,4)F_v$
КШ-16(0,2-0,5)	$\eta = (0,2...0,5)F_v$
КШ-17(0,2-0,6)	$\eta = (0,2...0,6)F_v$
КШ-18(0,2-0,7)	$\eta = (0,2...0,7)F_v$
КШ-19(0,2-0,8) КШ-19а(0,2-0,8)	$\eta = (0,2...0,8)F_v$
КШ-20(0,2-0,9) КШ-20а(0,2-0,9)	$\eta = (0,2...0,9)F_v$

Режим завантаження дослідних зразків клейових швів за дії повторних малоциклових навантажень наведено в додатку Б.

2.3. Устаткування та обладнання для експериментальних досліджень

Для проведення випробувань дерев'яних балок в умовах косоного згину у науково-дослідній лабораторії кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд НУВГП було виготовлено дослідну установку, яка задовольняла всі умови проведення досліджень.

Вимірювання відносних деформацій балок проводилось за допомогою тензодатчиків та тензометричної системи СИИТ, зразків клейових швів – СИИТ-3М. Тензодатчики для балок були базою 50 мм та опором $405 \pm 0,30 \text{ М}$. База тензорезисторів для зразків клейових швів становила 10 мм, опір $202 \pm 0,3$.

Дані з тензометричних систем передавались на комп'ютер, де в подальшому оброблялися.

Визначення прогинів балок з цільної та клеєної деревини проводилось в двох напрямках їх деформування (в напрямку осей $y-y$ та $z-z$) за допомогою прогиномірів 6-ПАО з ціною поділки 0,01 мм. Для зразків з цільної деревини прогиноміри встановлювались на опорах та посередині прольоту. Для дощатоклеєних балок додатково влаштовувались прогиноміри в місцях прикладання навантаження.

Для прикладання навантаження на балки використовувався гідравлічний домкрат ДОСМ-5. Величина навантаження на балки контролювалась за допомогою динамометра, який був попередньо протарований. Розподіл навантаження виконувався через металеву траверсу. Всі прилади, що використовувались в експериментальних дослідженнях пройшли державну повірку (свідоцтво про атестацію №РТ-0134/2015, видане 21 грудня 2015 року ДП «Рівненський науково-виробничий центр стандартизації, метрології та сертифікації»).

Для повороту балок на необхідні кути нахилу були виготовлені металеві пластини з листового металу товщиною 6 мм та шириною 100 мм, які влаштовувались в місцях прикладання навантаження та на опорах.

Випробування зразків клейових швів проводилось за допомогою пресу УММ-5.

2.4. Методика експериментальних досліджень

В цілях зменшення трудомісткості, вартості і затрат часу на проведення експериментальних досліджень попередній аналіз роботи дерев'яних балок за косоного згину був проведений на моделях цільнодерев'яних балок.

Спочатку визначалась оптимальна схема (перша, друга або третя група балок) випробувань за кута нахилу 10° . Після цього відповідно до оптимальної

схеми проводились випробовання балок з цільної деревини за кута нахилу 25° та дощатоклеєних балок за кутів нахилу 10° та 25° .

Розрахункову схему випробування зразків першої та другої серії за косоного згину прийнято у вигляді шарнірно опертої балки на двох опорах, завантаженої двома зосередженими силами в третинах прольоту (рис. 2.4).

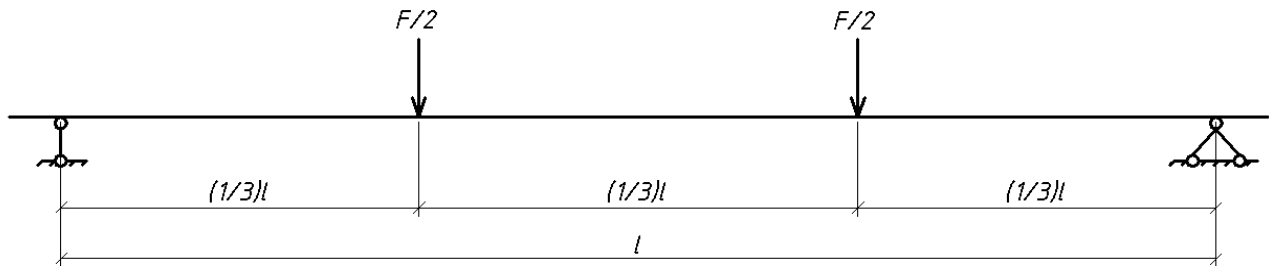


Рисунок 2.4 – Розрахункова схема балок першої та другої серії

Для визначення відносних деформацій волокон деревини приклеювалися тензодатчики, які попередньо перевірялись на справність спочатку за допомогою тестера (перед наклеюванням), пізніше за допомогою програмного забезпечення (після наклеювання та припаювання). Для наклеювання тензодатчиків використовувався епоксидний клей. Місця наклеювання датчиків попередньо шліфувались та ґрунтувались. Тензодатчики розташовувались в середині розрахункового прольоту балок по периметру їх перерізів з кроком 11..13 мм.

Дослідні зразки балок першої серії трьох груп та другої серії встановлювались на попередньо виготовлені спеціальні металеві опори, які забезпечували необхідний кут нахилу 10° та 25° . Траверса навантажувальної установки передавала навантаження на балку через металеві деталі, які також забезпечували необхідний кут нахилу. Розподільча траверса в повній мірі забезпечувала коректний розподіл навантаження і передачу його на досліджувану балку. Дана розрахункова схема дозволяла виключити вплив поперечних сил на прогин в середині прольоту випробовуваної балки. База траверси, яка обпиралася на металеві опори з одної сторони через металевий кутник, з іншої – через сталевий кругляк діаметром 50 мм, складала $1/3$ розрахункового прольоту балки

[52] і дорівнювала 500 мм для балок з цільної деревини та 900 мм для дощатоклеєних балок. В місцях обпирання балки на металеві опори та в місцях обпирання траверси підкладалися дерев'яні підкладки для запобігання зминанню деревини елемента, що досліджувався.

Температура і вологість в приміщенні лабораторії визначалась за допомогою спиртового психометра. Температура в приміщенні була в межах $18-22^{\circ}\text{C}$, а відносна вологість 50-60%. Тягарці прогиномірів кріпились до попередньо виготовлених та приклеєних епоксидним клеєм до балки металевих пластинок.

В першій групі зразків першої серії для зменшення впливу дії кручення [22] розміри дерев'яних підкладок були такими, щоб вісь прикладення зовнішнього навантаження проходила через центр ваги поперечного перерізу як балки, так і дерев'яних підкладок (рис. 2.5).

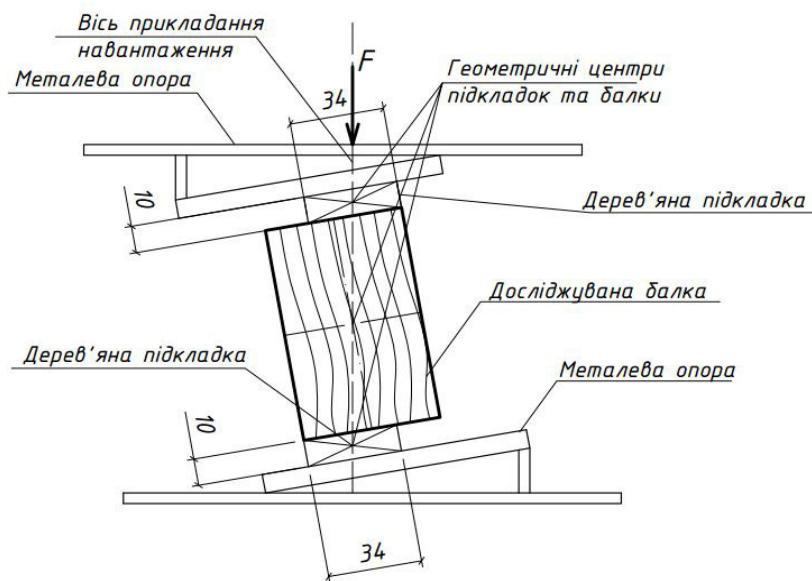


Рисунок 2.5 – Розміри та розташування дерев'яних підкладок для балок першої серії першої групи

Для зменшення впливу крутного моменту дерев'яні балки другої групи першої серії виготовлялись з підрізом балки по всій її довжині таким чином, щоб кут підрізу збігався з кутом нахилу. Балки другої групи встановлювались на металеві опори таким чином щоб вісь $z-z$ поперечного перерізу балки була направлена вертикально (рис. 2.6).

Для третьої групи зразків першої серії сприйняття крутного моменту від дії зовнішнього навантаження було вирішено провести за рахунок встановлення в'язей в місцях прикладання навантаження та на опорах. З однієї сторони дерев'яні в'язі кріпилися за допомогою болтів до металевої опори, що дозволяло поворот в'язі протягом збільшення навантаження та обмеження руху балки в площині $u-u$. Переріз в'язей для балок з цільної деревини становив 70×40 мм, для дощатоклеєних балок – 50×80 мм. З іншої сторони в'язі за допомогою фіксатора впиралися у верхній пояс балки та дерев'яну підкладку. Обпирання балок третьої групи на дерев'яні підкладки було на всю ширину грані балки.

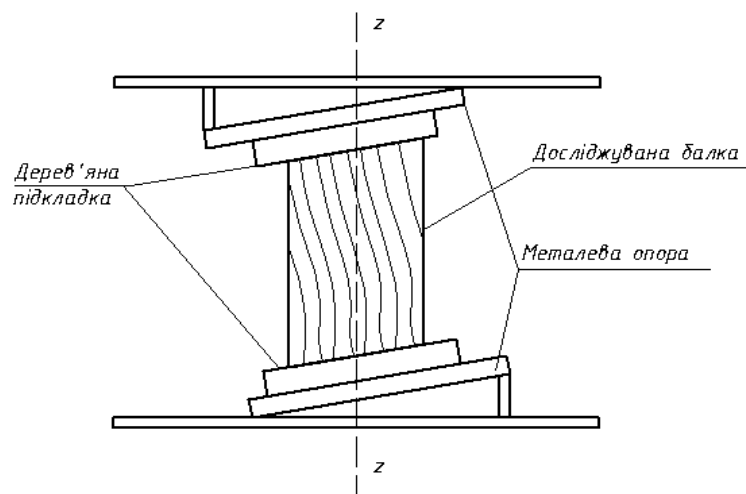


Рисунок 2.6 – Схема обпирання зразків балок другої групи з розташуванням дерев'яних підкладок відносно перерізу балки

Навантаження прикладалось ступенями по 8-10% від передбачуваного руйнівного за допомогою гідравлічного домкрата з врахуванням настанов та вимог [52, 53, 110]. Перед навантаженням балки центрувались, перевірялась робота всіх вимірювальних приладів. Центрування проводилось за допомогою рівня. Перевірявся кут нахилу, горизонтальність осі балки та лінія прикладання сили (траверса). Знімалися початкові відліки усіх прогиномірів та фіксувалися покази тензодатчиків.

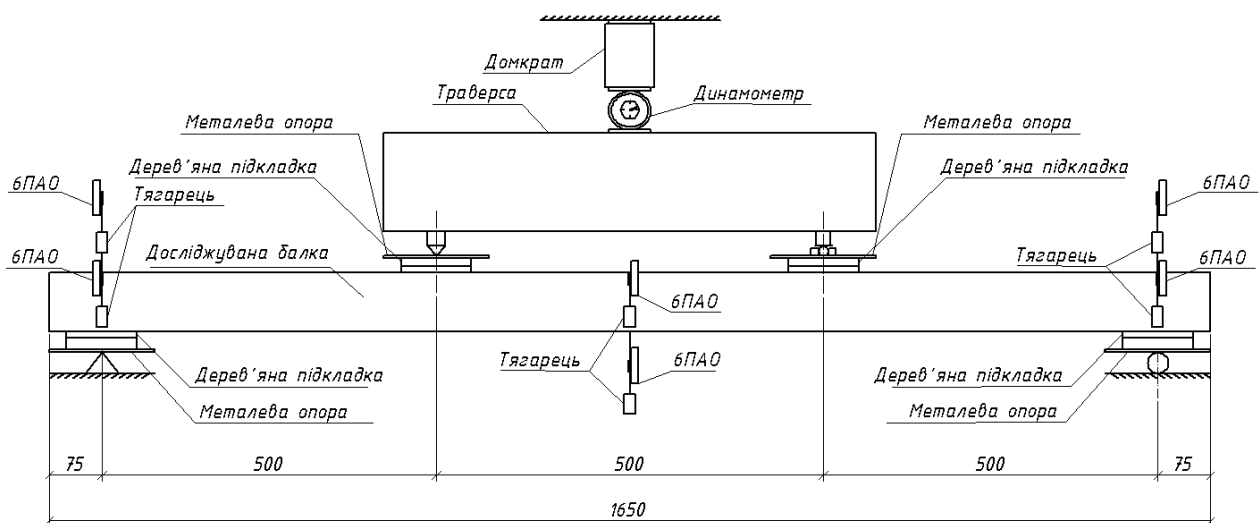
Після прикладання кожного ступеня навантаження знімалися відліки усіх прогиномірів та тензодатчиків. На кожному ступені навантаження проводилася витримка не менше 10 хвилин.

В процесі випробувань велось візуальне спостереження та фотофіксація деформування досліджуваних балок. Балка завантажувалась до моменту руйнування, який наставав тоді, коли були видимі ознаки руйнування деревини або прогини балки збільшувались без збільшення навантаження при цьому.

Після випробувань із цільнодерев'яних балок вирізались стандартні зразки деревини для визначення межі міцності за стиску вздовж волокон згідно [39].

Схема розміщення вимірювальних приладів та загальний вигляд дослідної установки випробувань першої серії наведено на рис. 2.7. та рис. 2.8.

а)



б)

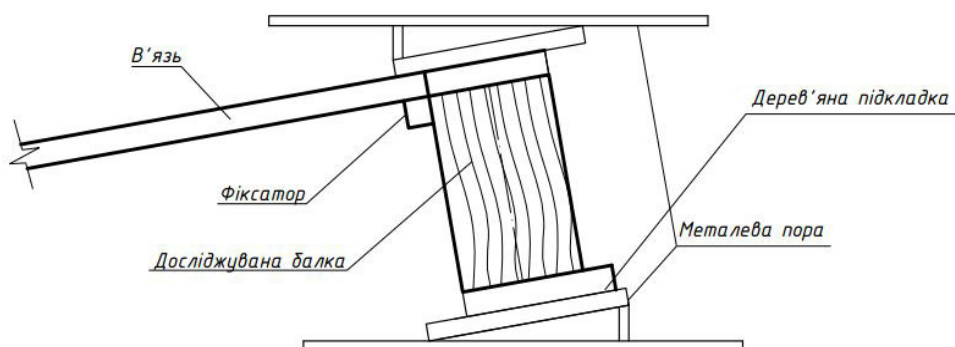


Рисунок 2.7 – Схема дослідної установки для зразків 1 серії:

а – розташування дерев'яної балки та металевих опор;

б – розташування дерев'яних підкладок та в'язей відносно перерізу балки в третій групі балок.



Рисунок 2.8 – Загальний вигляд установки випробувань балки першої серії з цільної деревини Б-1

Враховуючи випробування першої серії, найоптимальнішою з трьох груп балок першої серії є випробування за допомогою влаштування додаткових в'язей (див. розділ 4), тому дощатоклеєні балки випробовувались саме за такою схемою. Схема розташування приладів на дощатоклеєній балці наведена на рис. 2.9, загальний вигляд установки на рис. 2.10.

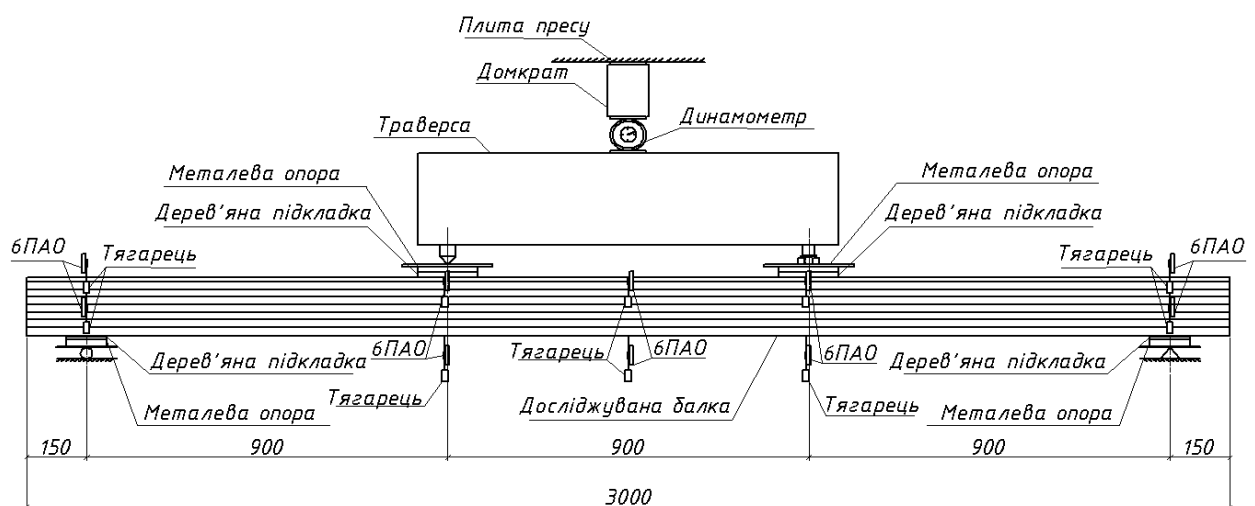


Рисунок 2.9 – Схема розташування вимірювальних приладів на дощатоклеєній балці



Рисунок 2.10 – Загальний вигляд установки випробувань дощатоклеєної балки другої серії БДК-3

За випробувань малоцикловими навантаженнями дощатоклеєних балок на першому, другому, п'ятому, десятому, двадцятому, п'ятдесятому (далі через кожні п'ятдесят) циклах проводилося ступінчате прикладання навантаження з кроком 100 кг. На даних циклах виконувалось вимірювання відносних деформацій та прогинів. На інших циклах балкам давались лише верхні та нижні рівні навантаження. На кожному ступені навантаження надавалась витримка 10 хвилин.

Випробування міцності клейових швів проводилось за допомогою пресу та прижимного гвинта, в який влаштовувались дослідні зразки. Для вимірювання відносних деформацій волокон деревини зразків клейових швів з обох сторін клейового шва приклеювалися тензодатчики, які були умовно поділені на ліві та праві (рис. 2.11).

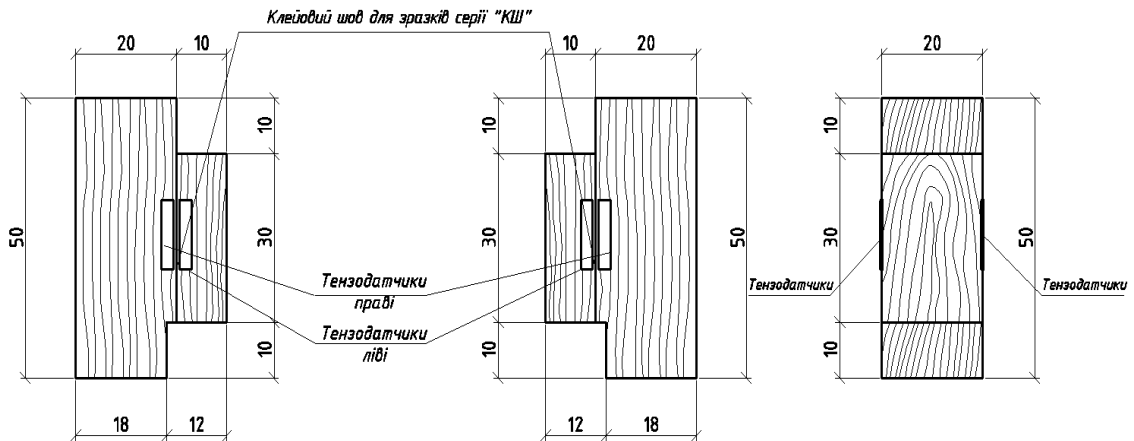


Рисунок 2.11 – Схема розташування тензодатчиків на дослідному зразку

На початку випробувань кожен із зразків був відцентрований. Зразок розміщувався таким чином, щоб напрямок волокон деревини співпадав з напрямком навантаження. Загальний вигляд установки зображено на рис. 2.12.

а)

б)

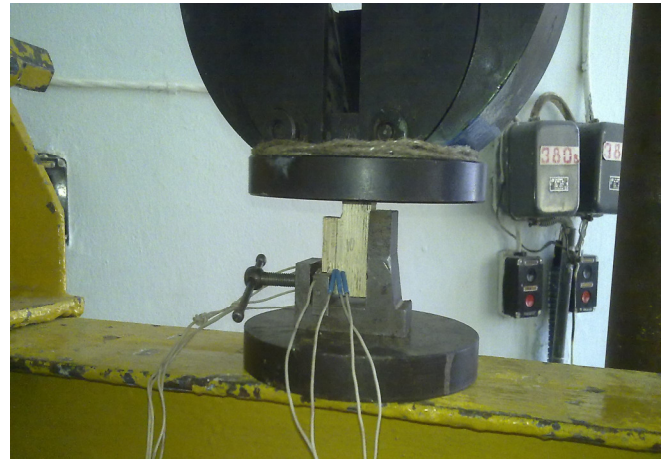


Рисунок 2.12 – Випробування міцності клейових швів:

а – загальний вигляд установки; б – дослідний зразок в прижимному гвинті під пресом

Навантаження на зразки клейових швів КШ-1...КШ-14 прикладалося ступенями з витримкою на кожному ступені для зняття показів. За малоциклових випробувань зразків КШ-15...КШ-20 на першому, другому, п'ятому, десятому,

двадцятому, п'ятдесятому (далі через кожні п'ятдесят) циклах проводилося ступінчате прикладання навантаження з кроком $0,1F_v$ (F_v – зусилля, за якого відбувається сколювання зразка) та вимірювання деформацій волокон деревини у поздовжньому напрямках з обох сторін клейового шва, візуально фіксувались пошкодження [111].

2.5. Висновки до розділу 2

1. На основі розробленої методики досліджень вибрані матеріали та виготовлені основні (балки з цільної та клеєної деревини) та допоміжні (для визначення міцності клейових швів) дослідні зразки.
2. Розроблена методика випробувань балок з цільної деревини в умовах косого згину за різних схем прикладання навантаження для пошуку оптимальної схеми випробувань.
3. На основі оптимальної схеми випробувань розроблена методика експериментальних досліджень дощатоклеєних дерев'яних балок за дії одноразових та повторних малоциклових навантажень.

Матеріали розділу опубліковані в роботах [19, 104].

РОЗДІЛ 3

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ МІЦНОСТІ КЛЕЙОВИХ ШВІВ

3.1. Експериментальні дослідження роботи клейових швів

3.1.1. Експериментальні дослідження роботи клейових швів за дії одноразового навантаження

Міцність клеєного шва є одною з основних міцнісних характеристик клеєних дерев'яних конструкцій. Перевірка міцності клеєного з'єднання дозволяє також перевірити відповідність клею для склеювання несучих дерев'яних конструкцій. Тому програмою випробувань було передбачено і проведено дослідження роботи клеєвого шва за дії короткочасних одноразових та повторних малоциклових навантажень.

Одноразовій дії навантаження піддавались чотирнадцять дослідних зразків-близнюків КШ-1...КШ-14, форма та розміри яких наведені в другому розділі. Для точної побудови графіків деформування волокон деревини поблизу клеєвого шва навантаження прикладалося ступенями. На кожному ступені навантаження проводилося вимірювання приросту відносних деформацій у поздовжньому напрямку за допомогою тензOMETричного комплексу. Діаграма деформування, яка побудована за усередненими величинами показів правих та лівих датчиків (схема розташування наведена в розділі 2 на рис. 2.11) у результаті випробувань наведена на рис. 3.1. Після проведення випробувань було обчислено межу міцності деревини при сколюванні за формулою

$$\tau_d = F_{\max} / (b \cdot h), \quad (3.1)$$

де F_{\max} – руйнівне навантаження, кН;

b, h – ширина та довжина площі сколювання відповідно, м.

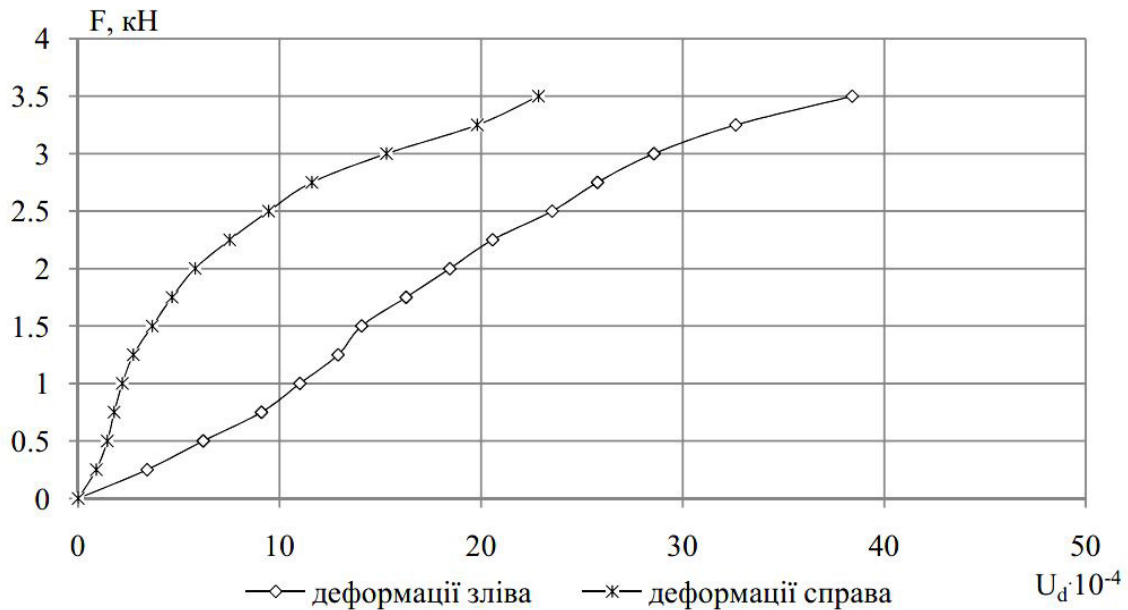


Рисунок 3.1 – Діаграма деформування волокон деревини за усередненими величинами показів правих та лівих датчиків

Величини деформації лівих та правих датчиків відрізнялись за рахунок різного роду зусиль стиску і розтягу, якого зазнавали волокна деревини в частині, яка сколювалась, і частині, відносно якої відбувалось сколювання.

Несуча здатність клейових швів випробуваних зразків за дії одноразового короткочасного навантаження та межа їх міцності наведена в табл. 3.1.

Середнє значення несучої здатності становить 3,69 кН, середнє значення межі міцності – 6,14 МПа, що вище мінімальних (6 МПа) величин за сколювання вздовж волокон, що наведені в [57]. Руйнування дослідного зразка КШ-1 наведено на рис. 3.2.

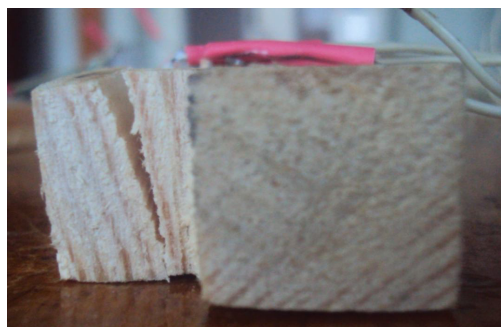


Рисунок 3.2 – Характер руйнування зразка КШ-1 після дії одноразового навантаження – по деревині

Таблиця 3.1 – Значення руйнівних навантажень за дії одноразового навантаження

№ зразка	Несуча здатність, кН	Межа міцності, МПа	Характер руйнування
КШ-1	3,95	6,59	По деревині
КШ-2	3,72	6,20	
КШ-3	3,9	6,50	
КШ-4	3,95	6,59	
КШ-5	2,0	3,35	
КШ-6	2,8	4,67	
КШ-7	4,35	7,25	
КШ-8	5,4	9,0	
КШ-9	3,0	5,0	
КШ-10	4,5	7,5	
КШ-11	2,25	3,75	
КШ-12	4,3	7,17	
КШ-13	5,2	8,65	
КШ-14	2,3	3,84	
Середнє значення	3,69	6,14	

Руйнування всіх зразків за дії одноразових навантажень проходило по деревині. Цей факт, а також межа міцності за сколювання дозволяють зробити висновок, що обраний резорциновий клей можна використовувати для склеювання при виготовленні несучих дерев'яних конструкцій будівель та споруд, які експлуатуються за одноразового прикладання навантаження.

Враховуючи дослідження [23] можна зробити висновок, що середнє значення несучої здатності аналогічних зразків з цільної деревини (2,58 кН) за дії одноразових навантажень менше, що черговий раз доводить те, що клеєна

деревина є більш міцна за умови дотримання технологічних умов під час виготовлення та склеювання конструкцій.

3.1.2. Дослідження роботи клейового шва за дії повторного малоциклового навантаження

На основі визначеного середнього руйнівного одноразового навантаження було складено режими роботи за дії повторних малоциклових навантажень наступних дослідних зразків (див. табл. 2.3).

Режими прикладення повторного навантаження для зразків КШ-15(0,2-0,4), КШ-16(0,2-0,5), КШ-17(0,2-0,6), КШ-18(0,2-0,7), КШ-19(0,2-0,8), КШ-20(0,2-0,9) наведено в додатку Б.

Оскільки деревина є анізотропним матеріалом, то при випробуваннях зверталась увага на розташування волокон. Схема розташування волокон дослідних зразків КШ-15(0,2-0,4)... КШ-20(0,2-0,9) наведена в додатку В.

На основі отриманих результатів випробувань було побудовано графіки деформування волокон деревини та визначено приріст деформацій між першим та наступними циклами завантаження – розвантаження дослідних зразків КШ-15(0,2-0,4)... КШ-20(0,2-0,9).

Зразок КШ-15(0,2-0,4) випробовувався за режиму $\eta = (0,2 - 0,4)F_v$. Нижній рівень $0,2F_v$ відповідав навантаженню 0,74 кН, верхній рівень $0,4F_{ck} - 1,48$ кН. Даний дослідний зразок випробовувався протягом 100 циклів навантаження – розвантаження. Впродовж прикладання повторного навантаження приріст відносних деформацій волокон деревини зліва та справа клейового шва був незначний (рис. 3.3, 3.4).

Величини приросту деформацій від першого до сотого циклу зразка КШ-15(0,2-0,4) на верхньому η_s та на нижньому η_n рівнях навантаження наведені в табл. 3.2.

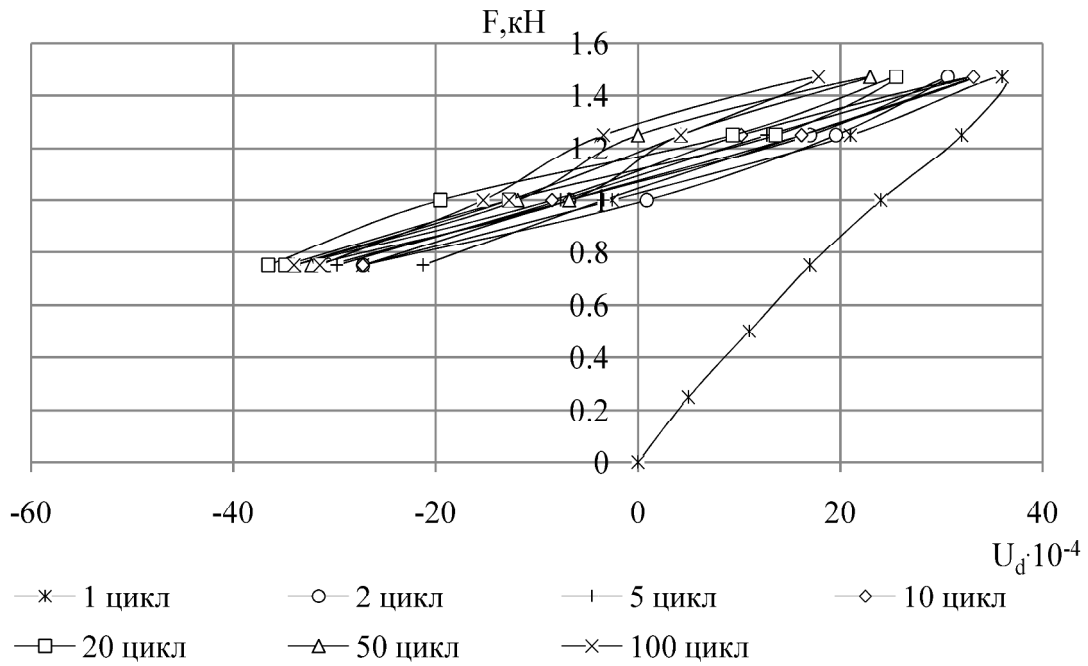


Рисунок 3.3 – Графік деформування волокон деревини справа зразка КШ-15(0,2-0,4) на 1, 2, 5, 10, 20, 50 та 100 циклах

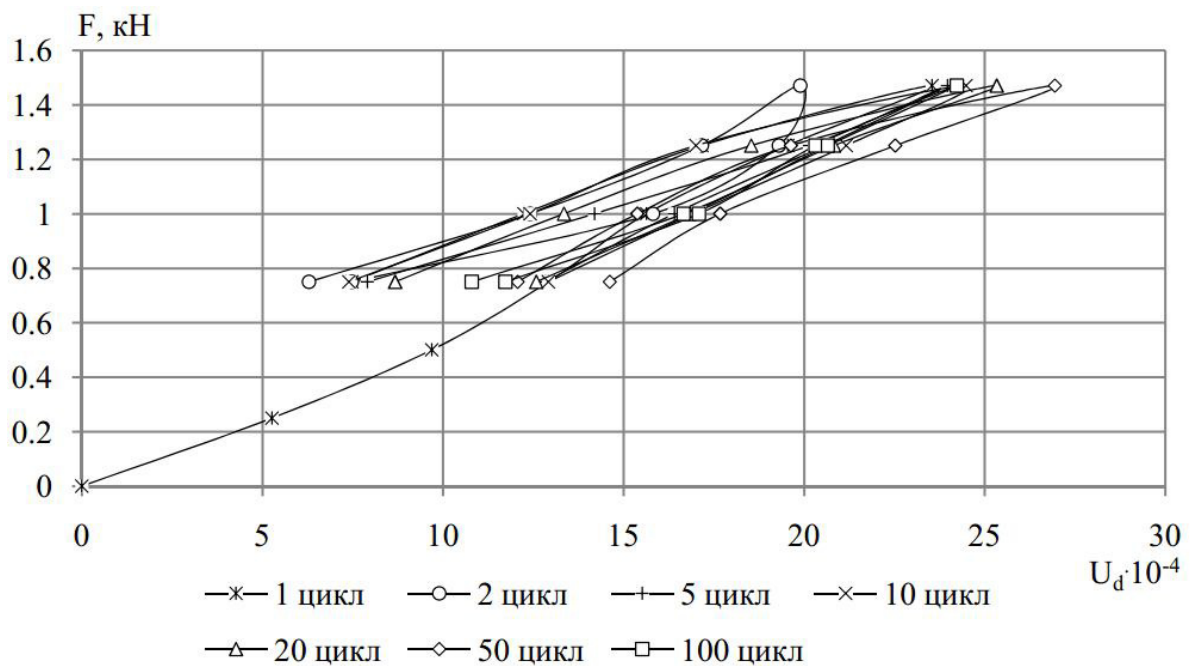


Рисунок 3.4 – Графік деформування волокон деревини зліва зразка КШ-15(0,2-0,4) на 1, 2, 5, 10, 20, 50 та 100 циклах

Таблиця 3.2 – Поцикловий приріст відносних деформацій дослідних зразка КШ-15(0,2-0,4) на верхньому η_e та нижньому η_n рівнях навантаження

Назва зразка	Розташування датчиків	Рівень навантаження	Приріст деформацій на циклах, $U_d \cdot 10^{-4}$				
			1-2	1-5	1-10	1-50	1-100
КШ-15(0,2-0,4)	зліва	η_e	-3,61	0,47	0,98	3,45	0,73
		η_n	-6,63	-5,02	-5,53	1,70	-2,13
	справа	η_e	-5,40	-2,85	-2,85	-8,05	-13,15
		η_n	-3,40	-2,50	-6,80	-5,10	-6,80

Волокна деревини клейового шва під час дії малоциклових повторних навантажень зазнають впливу різного роду зусиль. Зокрема при завантаженні зразка волокна стискаються, при розвантаженні – стараються зайняти початковий стан. За рахунок еластичних деформацій після зняття максимальних навантажень волокна деревини, що примикають з іншої сторони клейового шва стараються відновити своє початкове положення. За даного режиму роботи та за рахунок взаємодії між волокнами на нижньому рівні навантажень починають розтягувати сусідні шари деревини. З ростом кількості циклів за рахунок перерозподілу напружень, відносні деформації розтягу спочатку збільшують свої значення, а після 20-го циклу проходить стабілізація відносних деформацій деревини і деформації розтягу повільно затухають (рис. 3.3).

Стабілізація приростів відносних деформацій зразка КШ-15(0,2-0,4) на верхніх та нижніх рівнях навантаження проходила до 5 циклу, що говорить про пристосування деревини та клейового шва до режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,4)F_v$. Прирости вважались такими, що стабілізувались тоді, коли абсолютний приріст деформацій попереднього навантаження перевищує приріст деформацій наступного навантаження не менше, ніж у два рази [6]. У зв'язку з відсутністю значних приростів відносних деформацій та пристосування до даного режиму

роботи зразок КШ-15(0,2-0,4) на 101-му циклі був доведений до руйнування ступеневим навантаженням. Несуча здатність зразка КШ-15(0,2-0,4) після 100 циклів випробувань становила 4,15 кН, що на 12% більше ніж середнє значення несучої здатності за одноразового випробування аналогічних зразків. Збільшення несучої здатності відбувається за рахунок ущільнення волокон та перерозподілу напружень в них. Таке ж збільшення несучої здатності спостерігалось і за випробувань аналогічних зразків з цільної деревини при сколюванні вздовж волокон за режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,4)F_v$ [23]. Зразок КШ-15(0,2-0,4) зруйнувався по деревині, характер його руйнування наведений в додатку Д.

На основі встановлених експериментальним шляхом величин деформацій було побудовано графіки їх поциклової зміни на верхніх та нижніх рівнях навантаження протягом ста циклів випробувань (рис. 3.5 та рис. 3.6).

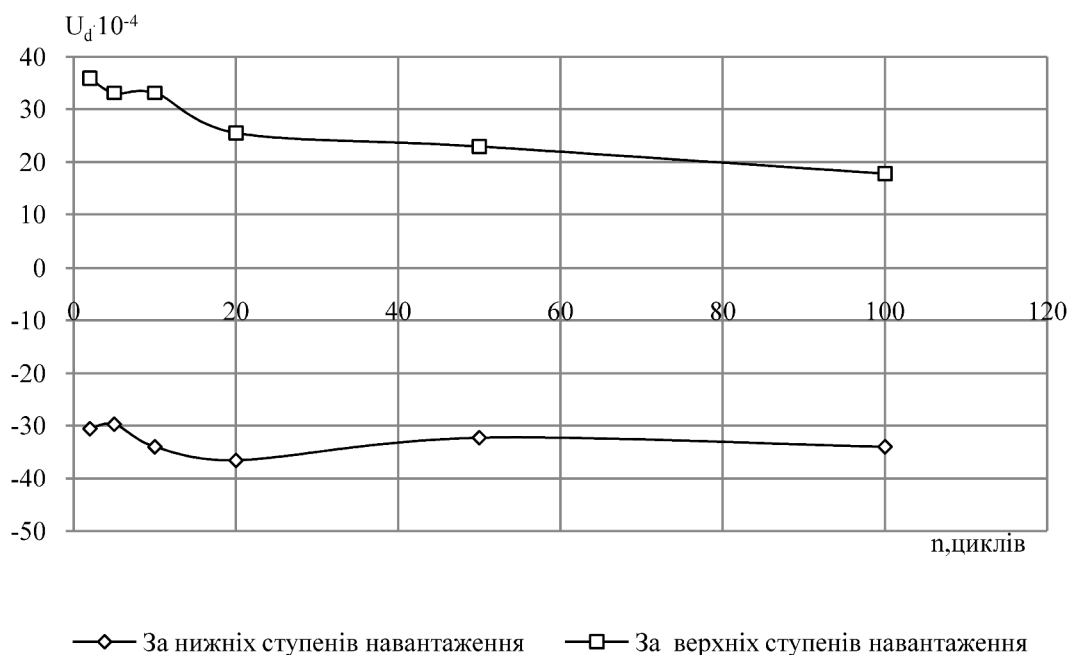


Рисунок 3.5 – Поциклова зміна відносних деформацій волокон деревини справа за верхніх та нижніх рівнів навантаження зразка КШ-15(0,2-0,4)

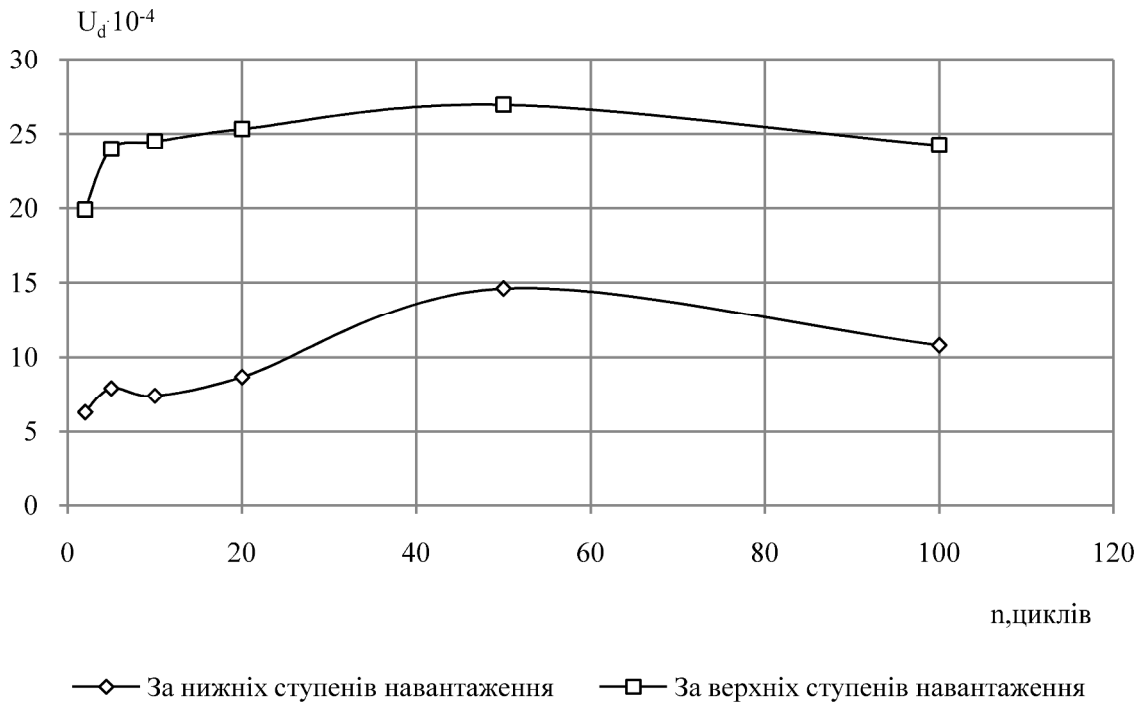


Рисунок 3.6 – Поциклова зміна відносних деформацій волокон деревини зліва за верхніх та нижніх рівнів навантаження зразка КШ-15(0,2-0,4)

На графіках (рис. 3.5, рис. 3.6) відносні деформації на верхньому ступені навантаження прийняті зі знаком плюс, на нижньому ступені – зі знаком мінус. З графіків видно, що протягом перших циклів волокна деревини пристосовуються до даного режиму роботи, що відображається викривленням та підйомом кривих деформацій. Після перших 5-ти циклів проходить стабілізація приростів відносних деформацій і пристосування волокон зразка до даного режиму роботи, що на графіку відображається паралельністю кривих на верхньому та нижньому ступені навантаження.

Випробування дослідного зразка КШ-17(0,2-0,6) проводилось протягом 500 циклів. Верхній рівень $0,6F_v$ відповідав навантаженню 2,21 кН, нижній рівень $0,2F_v$ – 0,74 кН. Ріст відносних деформацій за даного режиму роботи був дещо більшим, ніж у зразка КШ-15(0,2-0,4), проте в загальному він був не значним (рис. 3.7, рис. 3.8).

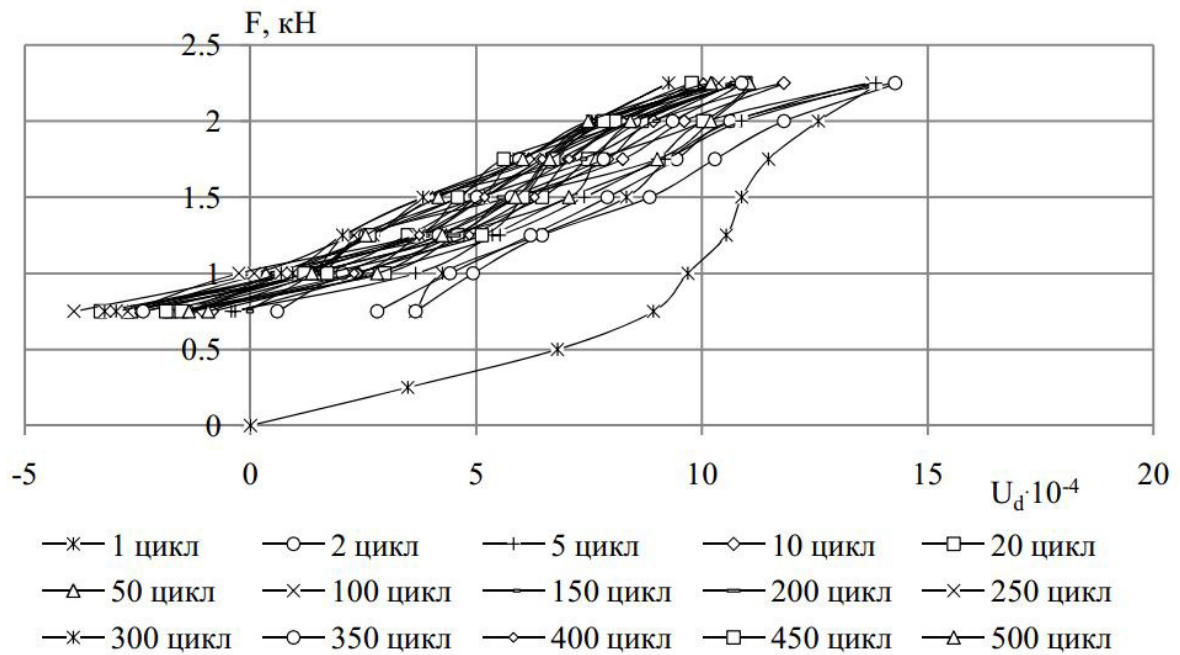


Рисунок 3.7 – Графік деформування волокон деревини справа зразка КШ-17(0,2-0,6) на 1, 2, 5, 10, 20, 50, 100, 150, 200, 250, 300, 350, 400, 450, 500 циклах

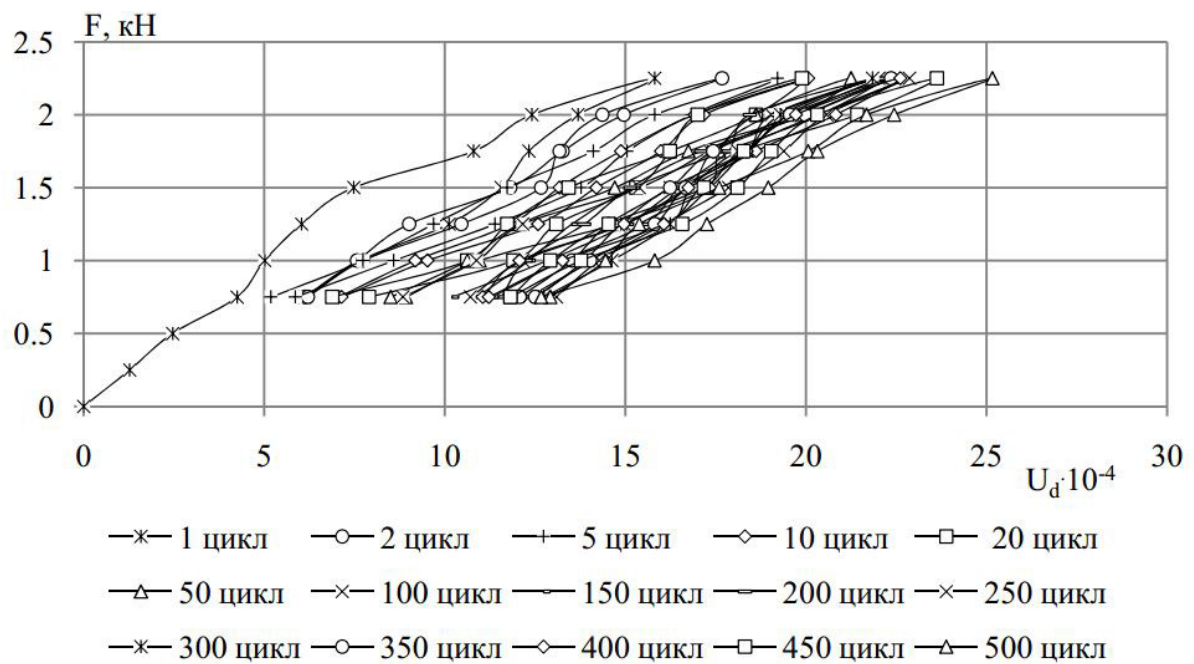


Рисунок 3.8 – Графік деформування волокон деревини зліва зразка КШ-17(0,2-0,6) на 1, 2, 5, 10, 20, 50, 100, 150, 200, 250, 300, 350, 400, 450, 500 циклах

Деформування волокон деревини справа від клейового шва показали схожу картину до зразка КШ-15(0,2-0,4) – за рахунок еластичних деформацій і перерозподілу напружень з ростом кількості циклів відносні деформації зменшуються в порівнянні з початковими, тобто рухаються вліво у сторону деформацій розтягу.

Протягом 500-т циклів зразок не зруйнувався. Стабілізація приростів відносних деформацій волокон деревини зразка КШ-17(0,2-0,6) зліва та справа клейового шва на верхньому та нижньому рівні навантаження пройшла до 15 циклу, що говорить про пристосування деревини зразка до режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,6)F_v$. Величини приросту деформацій від першого до п'ятисотого циклу зразка КШ-17(0,2-0,6) на верхньому η_s та на нижньому η_n рівнях навантаження наведені в табл. 3.3.

Таблиця 3.3 – Приріст відносних деформацій деревини дослідних зразків КШ-17 (0,2-0,6) на верхньому η_s та нижньому η_n рівнях навантаження на 50, 150, 250, 350, 450, 500 циклах

Назва зразка	Розташування датчиків	Рівень навантаження	Приріст деформацій на циклах, $U_d \cdot 10^{-4}$					
			1-50	1-150	1-250	1-350	1-450	1-500
КШ17(0,2-0,6)	зліва	η_s	5,41	6,31	7,10	6,50	7,81	9,35
		η_n	4,71	5,95	8,08	8,25	7,57	8,42
	справа	η_s	-2,72	-3,14	-3,40	-2,89	-4,0	-3,57
		η_n	-6,29	-6,29	-6,21	-6,33	-6,40	-6,56

Враховуючи незначний приріст деформацій протягом всіх циклів завантаження – розвантаження та пристосування до режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,6)F_v$, на 501-му циклі зразок було доведено до руйнування ступеневим навантаженням. Несуча здатність дослідного зразка КШ-17(0,2-0,6) становила

3,75 кН, яка більша за середнє значення несучої здатності лише на 1,6%, тобто протягом 500 циклів випробувань за режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,6)F_v$ несуча здатність практично не змінилась в порівнянні з одноразовим навантаженням. Зразок КШ-17(0,2-0,6) зруйнувався по деревині, характер його руйнування наведений в додатку Д.

На основі встановлених експериментальним шляхом відносних деформацій було побудовано графіки їх поциклової зміни на верхніх та нижніх рівнях навантаження протягом п'ятста циклів випробувань (рис. 3.9, 3.10). На перших 15-ти циклах криві деформацій на даних рівнях навантаження піднімаються (зліва клейового шва) або опускаються (справа клейового шва) з поступовим вирівнюванням на наступних циклах, що свідчить про стабілізацію приростів та пристосування деревини зразка до режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,6)F_{ck}$.

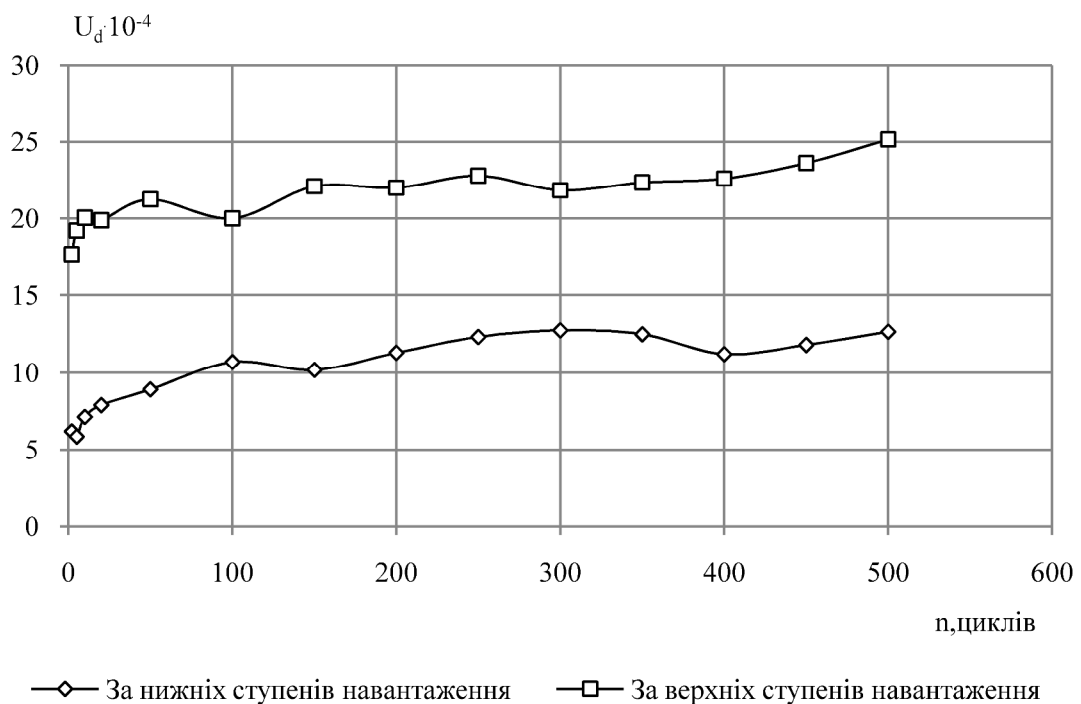


Рисунок 3.9 – Поциклова зміна приросту відносних деформацій волокон деревини зліва за верхніх та нижніх рівнів навантаження зразка КШ-17(0,2-0,6)

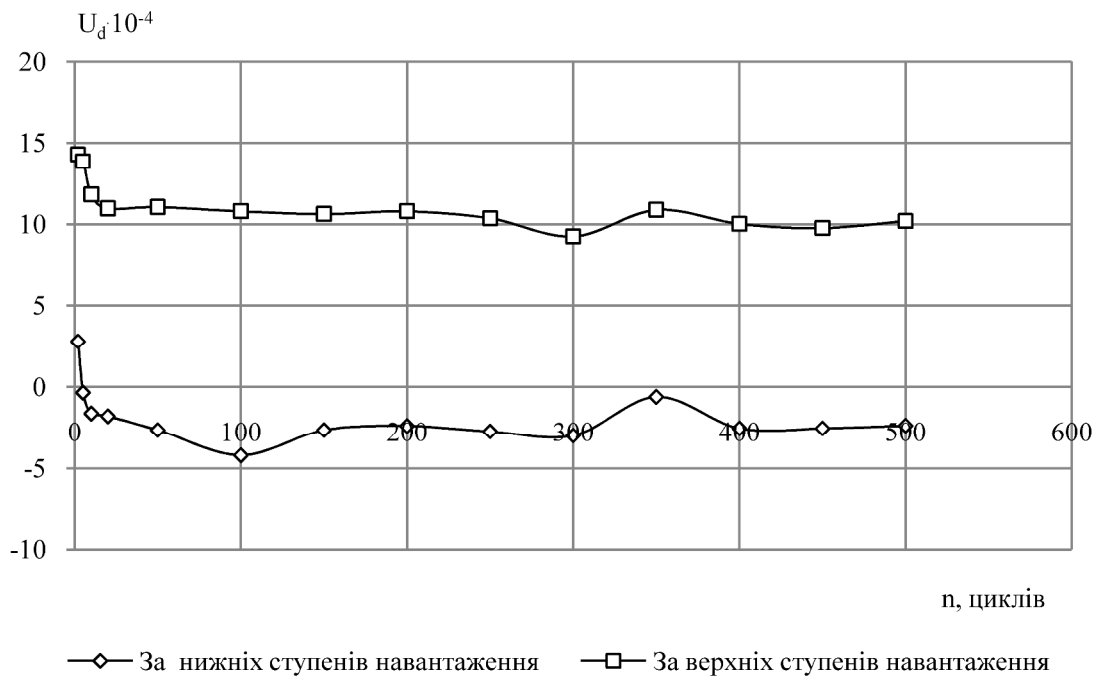


Рисунок 3.10 – Поциклова зміна деформацій волокон деревини справа за верхніх та нижніх рівнів навантаження зразка КШ-17(0,2-0,6)

Випробування зразків КШ-19(0,2-0,8) та КШ-19а(0,2-0,8) проводилось за режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,8)F_v$. Верхній ступінь $0,8F_v$ відповідав навантаженню 2,95 кН, нижній ступінь $0,2F_v$ – 0,74 кН. Деформації за даного режиму роботи росли протягом всіх циклів завантаження – розвантаження (рис. 3.11, 3.12). Ріст відносних деформацій за даного режиму роботи відбувався значно стімкіше, в порівнянні з попередніми режимами роботи (табл. 3.4).

Дослідний зразок КШ-19(0,2-0,8) зруйнувався на 17 циклі випробувань, КШ-19а(0,2-0,8) на 22 циклі. Середнє значення несучої здатності зразків становило 2,95 кН, яке менше за середнє значення несучої здатності за дії одноразових навантажень на 20%. За рахунок високого режиму випробування протягом цих циклів відбувалось поступове руйнування структурних зв'язків волокон деревини, що закінчилось руйнуванням дослідних зразків. Руйнування відбулося по деревині, а не по клейовому шву. Характер руйнування зразка КШ-19(0,2-0,8) наведений в додатку Д.

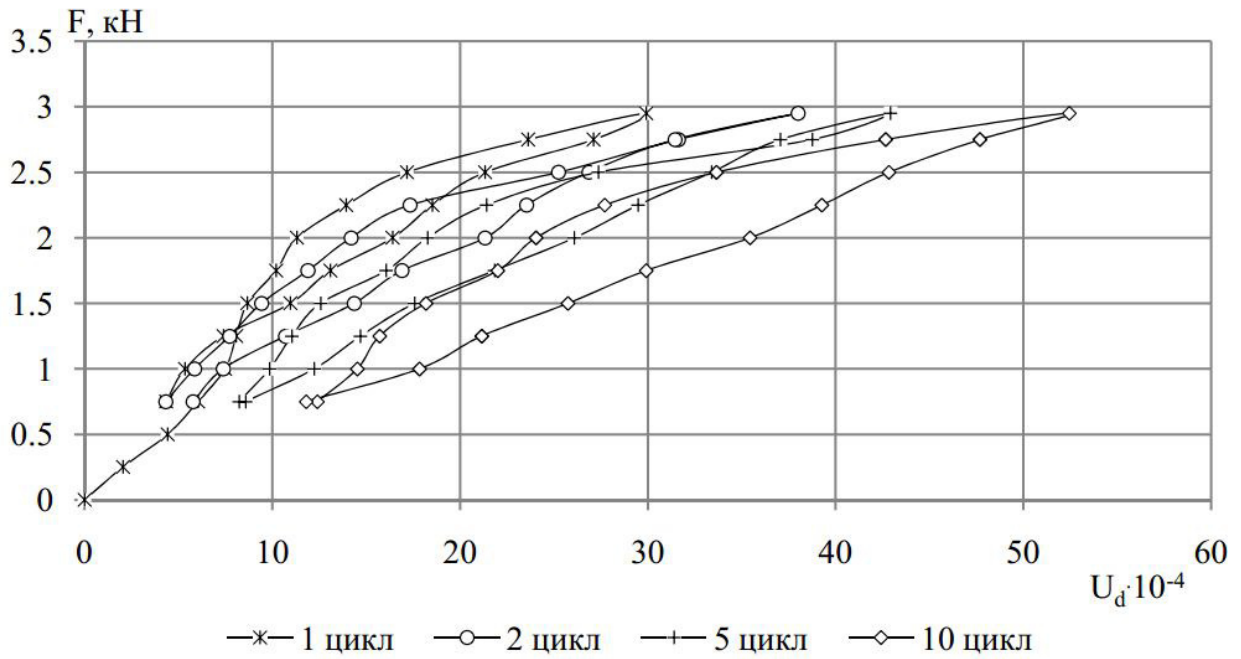


Рисунок 3.11 – Графік деформування волокон деревини справа зразка
КШ-19(0,2-0,8) на 1, 2, 5, 10 циклах

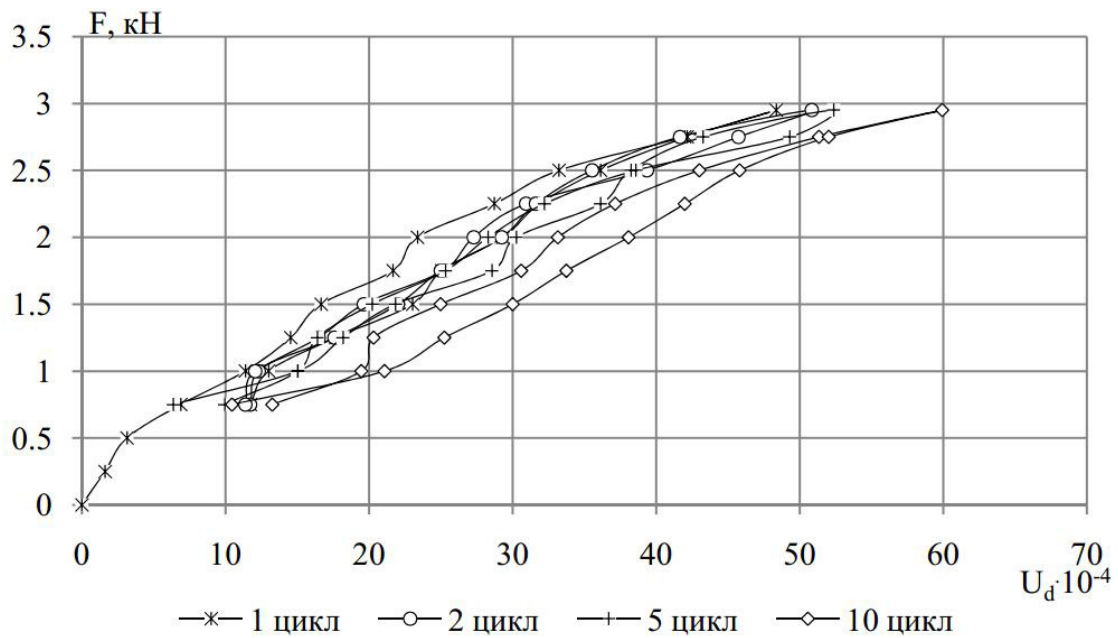


Рисунок 3.12 – Графік деформування волокон деревини зліва зразка
КШ-19(0,2-0,8) на 1, 2, 5, 10 циклах

Таблиця 3.4 – Приріст деформацій дослідних зразків КШ-19(0,2-0,8) на верхньому η_6 та нижньому η_n рівнях навантаження на 2, 5, 10 циклах

Назва зразка	Розташування датчиків	Рівень навантаження	Приріст деформацій на циклах, $U_d \cdot 10^{-4}$		
			1-2	1-5	1-10
КШ-19(0,2-0,8)	зліва	η_6	2,5	3,9	11,6
		η_n	4,5	3,46	3,6
	справа	η_6	8,1	13,01	22,5
		η_n	-0,3	2,6	5,8

Крива поциклової зміни відносних деформацій (рис. 3.13, 3.14) зразка КШ-19(0,2-0,8) на верхньому рівні навантаження протягом всіх циклів піднімалась, що говорить про невинний ріст відносних деформацій, що в результаті призвело до руйнування.

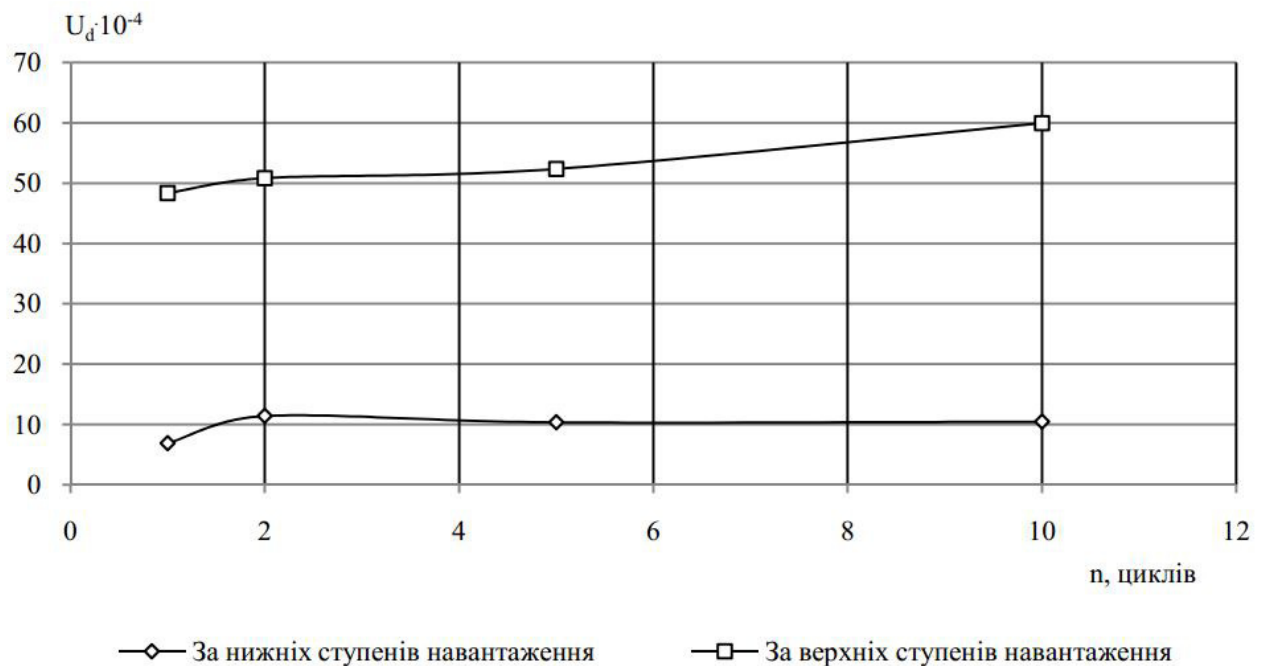


Рисунок 3.13 – Поциклова зміна відносних деформацій волокон деревини зліва за верхніх та нижніх рівнях навантаження зразка КШ-19(0,2-0,8)

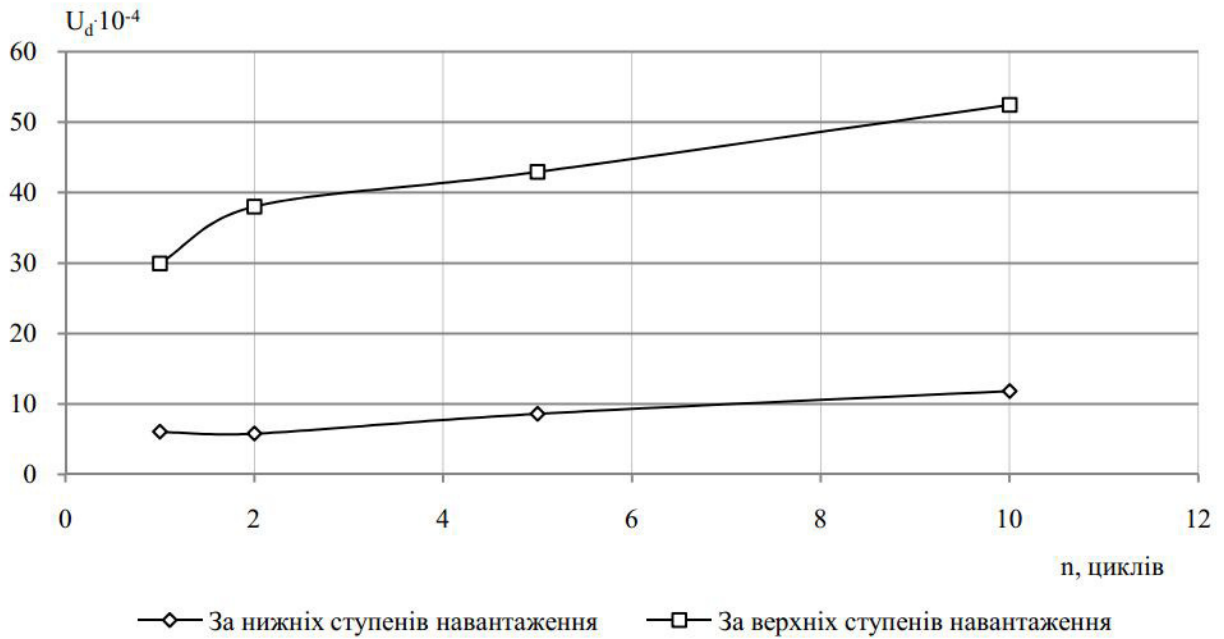


Рисунок 3.14 – Поциклова зміна відносних деформацій волокон деревини справа за верхніх та нижніх рівнів навантаження зразка КШ-19(0,2-0,8)

Графіки деформування дослідних зразків КШ-16(0,2-0,5), КШ-18(0,2-0,7) та КШ - 20 (0,2-0,9) наведені в додатку Г.

Руйнування всіх дослідних зразків після дії малоциклових повторних навантажень різних рівнів проходило по деревині. Характери їх руйнувань наведені в додатку Д. Це дозволяє зробити висновок, що обраний резорциновий клей можна використовувати для склеювання при виготовленні несучих дерев'яних конструкцій, які експлуатуються за дії повторних малоциклових навантажень.

Варто відмітити, що за режимів роботи $\eta = (0,2 - 0,4)F_v$, $\eta = (0,2 - 0,5)F_v$ та $\eta = (0,2 - 0,6)F_v$ зразки клейових швів пристосовуються до малоциклових повторних навантажень, за вищих режимів роботи відбувається неспинний ріст відносних деформацій з поступовим руйнуванням структурних зв'язків деревини, що призводить до руйнування дослідного зразка.

Результати випробувань зразків клейових швів за дії повторних малоциклових навантажень та різних режимів роботи наведені в табл. 3.5.

Таблиця 3.5 – Зведена таблиця випробувань зразків клейових швів за дії повторних малоциклових навантажень

Назва зразка	Рівень навантаження, η	Кількість циклів, n	Несуча здатність, кН
1	2	3	4
КШ-15(0,2-0,4)	$(0,2 - 0,4)F_v$	100	Протягом прикладання повторних навантажень зразок не втратив несучої здатності. Зруйнований статичним навантаженням на 101 циклі за навантаження 4,15 кН.
КШ-16(0,2-0,5)	$(0,2 - 0,5)F_v$	100	Протягом прикладання повторних навантажень зразок не втратив несучої здатності. Зруйнований статичним навантаженням на 101 циклі за навантаження 4,63 кН.
КШ-17(0,2-0,6)	$(0,2 - 0,6)F_v$	500	Протягом прикладання повторних навантажень зразок не втратив несучої здатності. Зруйнований статичним навантаженням на 501 циклі за навантаження 3,75 кН
КШ-18(0,2-0,7)	$(0,2 - 0,7)F_v$	300	Протягом прикладання повторних навантажень зразок не втратив несучої здатності. Зруйнований статичним навантаженням на 301 циклі за навантаження 3,32 кН

Продовження табл. 3.5

1	2	3	4
КШ-19(0,2-0,8) КШ-19а (0,2-0,8)	$(0,2 - 0,8)F_v$	17-22	Руйнування зразка відбувалось на 17-22 циклах навантаження
КШ-20(0,2-0,9) КШ-20а(0,2-0,9)	$(0,2 - 0,9)F_v$	6-10	Руйнування зразка відбувалось на 6-10 циклах навантаження

Результати досліджень [23] вказують на схожу картину впливу повторних малоциклових навантажень на зразки з цільної деревини, які аналогічні за своїми розмірами до дослідних зразків серії «КШ». За режимів роботи $\eta = (0,2 - 0,4)F_v$ та $\eta = (0,2 - 0,5)F_v$ руйнівне навантаження в порівнянні з середнім руйнівним значенням при одноразовому випробуванні збільшилось, за режиму $\eta = (0,2 - 0,6)F_v$ було близьким до нього. Наступний рівень роботи $\eta = (0,2 - 0,7)F_v$ після прикладання розрахункового числа циклів призвів до зменшення несучої здатності, а за режимів роботи $\eta = (0,2 - 0,8)F_v$ та $\eta = (0,2 - 0,9)F_v$ зразки руйнувались до 20 циклу випробувань.

3.2. Висновки до розділу 3

В результаті проведених досліджень встановлено:

1. Середнє арифметичне значення межі міцності клейових швів за одноразового навантаження становить 6,14 МПа, що більше мінімальних значень наведених в нормативній документації, тому обраний резорциновий клей в повній мірі забезпечує монолітність з'єднання дощок у виготовлених дощатоклеєних балках.

2. Несуча здатність зразків КШ-15(0,2-0,4) та КШ-16(0,2-0,5) після малоциклових випробувань збільшилась на 12% та 25% відповідно за середнє значення несучої здатності при дії одноразового навантаження за рахунок пристосування деревини та клейового шва за даних режимів роботи.

3. Несуча здатність дослідного зразка КШ-17(0,2-0,6) після малоциклових випробувань за режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,6)F_v$ не зменшилась в порівнянні з одноразовим навантаженням у зв'язку з тим, що даний режим роботи близький до межі пристосування деревини.

4. За режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,7)F_v$ після прикладання розрахункового числа повторних навантажень несуча здатність зменшилося на 10%.

5. За режимів роботи $\eta = (0,2 - 0,8)F_v$ та $\eta = (0,2 - 0,9)F_v$ відносні деформації деревини зразків стрімко зростали з наступним їх руйнуванням на 17 та 6 циклах.

Матеріали розділу опубліковані в статтях [19, 23].

РОЗДІЛ 4

ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН БАЛОК З ЦІЛЬНОЇ ТА КЛЕСНОЇ ДЕРЕВИНИ

4.1. Дослідження балок з цільної деревини

4.1.1. Деформування балок з цільної деревини за косоного згину

Деформування різних шарів деревини вимірювались за допомогою тензодатчиків, які розташовувались посередині прольоту балок по периметру їх перерізу. Таке розташування дозволило визначити відносні деформації волокон деревини в стиснутій та розтягнутих зонах на різних відстанях від нейтральної лінії.

Балки першої серії першої, другої та третьої групи випробовувались для визначення оптимальної схеми за кута нахилу 10° , після її визначення – відповідно до оптимальної схеми за кута нахилу 25° .

Руйнування балок всіх груп за різних кутів нахилу проходило в зоні чистого згину. Руйнуванню балок передувало звукове потріскування, яке для зразків першої групи фіксувалось за навантаження 1100 кг, другої групи – 1200 кг, третьої групи – 1800 кг. Подальше завантаження балок супроводжувалось стрімким збільшенням прогинів та потріскуванням з наступним руйнуванням. Характер руйнування балок Б-1...Б-8 наведений в додатку Е.

На основі показів тензодатчиків було побудовано графіки залежності відносних деформацій від згинаючих моментів різних шарів поперечного перерізу балки в зоні чистого згину. Деформації стиснутої зони прийняті на графіках зі знаком мінус, розтягнутої зони – зі знаком плюс.

Результати випробувань балок з цільної деревини першої серії (табл. 4.1) трьох груп показали, що зі збільшенням навантаження росли відносні деформації, при чому максимальні їх значення, які вдалося зафіксувати, були у найбільш віддалених шарах деревини від нейтральної лінії.

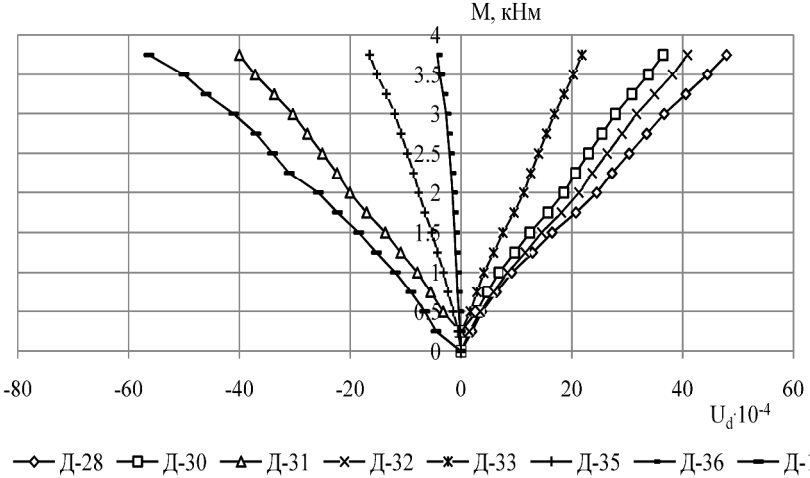
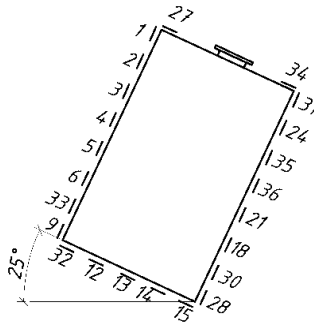
Таблиця 4.1 – Зведена таблиця досліджень балок з цільної деревини першої серії

Балка	Діаграма деформування різних шарів деревини в зоні чистого згину	Схема розташування датчиків	Група	Руйнівний момент, кНм	Максимальні відносні деформації за згинаючого моменту 3,75 кНм	
					$u_{c,d} \cdot 10^{-4}$	$u_{t,d} \cdot 10^{-4}$
1	2	3	4	5	6	7
Б-1	<p style="text-align: center;">M, кНм</p> <p style="text-align: center;">$U_d \cdot 10^{-4}$</p> <p style="text-align: center;"> ◇ Д-7 × Д-14 * Д-15 ▲ Д-28 ○ Д-8 → Д-22 □ Д-1 + Д-21 </p>		1	4,25	50,08	41,09

1	2	3	4	5	6	7
Б-2	<p style="text-align: center;">M, кНм</p> <p style="text-align: center;">U_d·10⁻⁴</p> <p>—○— Д-0 —□— Д-16 —△— Д-22 —×— Д-25 —●— Д-24 —*— Д-18 —→— Д-8 —◇— Д-19</p>		1	4,0	49,40	42,10
Б-3	<p style="text-align: center;">M, кНм</p> <p style="text-align: center;">U_d·10⁻⁴</p> <p>—◇— Д-0 —□— Д-7 —△— Д-14 —×— Д-21 —*— Д-19 —○— Д-6 —+— Д-1 —→— Д-16</p>		2	4,0	69,11	59,78

1	2	3	4	5	6	7
Б-4	<p style="text-align: center;">M, кНм</p> <p style="text-align: center;">$U_d \cdot 10^{-4}$</p> <p style="text-align: center;"> ◇ Д-18 □ Д-9 ▲ Д-0 × Д-31 * Д-2 ○ Д-19 + Д-8 → Д-1 </p>		3	4,4	52,10	39,95
Б-5	<p style="text-align: center;">M, кНм</p> <p style="text-align: center;">$U_d \cdot 10^{-4}$</p> <p style="text-align: center;"> ◇ Д-1 □ Д-25 ▲ Д-9 × Д-15 * Д-3 ○ Д-23 + Д-8 → Д-17 </p>		3	5,50	32,30	25,30

1	2	3	4	5	6	7
Б-6	<p style="text-align: center;">M, кНм</p> <p style="text-align: center;">$U_d \cdot 10^{-4}$</p> <p style="text-align: center;"> ◇ Д-27 □ Д-2 ▲ Д-22 × Д-4 × Д-16 ○ Д-8 + Д-5 — Д-17 </p>		3	5,55	30,10	24,9
Б-7	<p style="text-align: center;">M, кНм</p> <p style="text-align: center;">$U_d \cdot 10^{-4}$</p> <p style="text-align: center;"> × Д-27 ○ Д-15 ▲ Д-2 × Д-24 ◇ Д-4 □ Д-9 + Д-6 — Д-12 </p>		3	3,75	55,20	47,10

1	2	3	4	5	6	7
Б-8	 <p style="text-align: center;">M, кНм</p> <p style="text-align: center;">$U_d \cdot 10^{-4}$</p> <p style="text-align: center;"> ◇ Д-28 □ Д-30 ▲ Д-31 × Д-32 * Д-33 + Д-35 -·- Д-36 — Д-1 </p>		3	3,77	56,30	47,90

Результати випробувань балок трьох груп показали, що найоптимальнішою є схема з влаштуванням в'язей в місцях прикладання навантаження та на опорах, так як максимальні відносні деформації для даної схеми за моменту 3,75 кНм були найменшими, а несуча здатність – найбільша (за кута нахилу 10°). Величини відносних деформацій в стиснутій та розтягнутій зонах балок першої серії, які наведені в табл. 4.1 говорять про те, що використання в'язей зменшує деформативність дослідних зразків. Деформації балок стиснутої зони першої групи за моменту 3,75 кНм на 35-39% більші за деформації при цьому ж навантаженні балок третьої групи за кута нахилу 10° , розтягнутої зони – на 38-40%. Деформації в стиснутій та розтягнутій зоні за аналогічного навантаження і кута нахилу балок другої групи в стиснутій та розтягнутих зонах більші за деформації балок третьої групи на 42-53% та 38-58% відповідно.

4.1.2. Прогини балок з цільної деревини за косоного згину

Прогини балок з цільної деревини для всіх трьох груп та кутів нахилу вимірювались посередині розрахункового прольоту та на опорах в напрямку осей $z-z$ та $y-y$ за допомогою прогиномірів 6-ПАО (рис. 2.7). Величини прогинів вздовж осей $y-y$ та $z-z$ обчислювались за формулами

$$w_z = w_l^z - \left(\frac{w_A^z + w_B^z}{2} \right), \quad (4.1)$$

$$w_y = w_l^y - \left(\frac{w_A^y + w_B^y}{2} \right), \quad (4.2)$$

де w_y, w_z – прогини балок вздовж осей $y-y$ та $z-z$ відповідно;

w_l^y, w_l^z – прогини балок посередині прольоту вздовж осей $y-y$ та $z-z$ відповідно;

w_A^y, w_A^z – прогини балок на опорі А вздовж осей $y-y$ та $z-z$ відповідно;

w_B^y, w_B^z – прогини балок на опорі В вздовж осей $y-y$ та $z-z$ відповідно.

Повні прогини балок знаходились за формулою

$$w = \sqrt{w_y^2 + w_z^2}, \quad (4.3)$$

де w – повні прогини балок.

На основі знайдених величин прогинів вздовж осей $y-y$ та $z-z$ дослідних балок з цільної деревини були знайдені значення повних прогинів за формулою 4.3 (рис. 4.1). Максимальний повний прогин балок першої серії першої групи Б-1 та Б-2 (без в'язей) за моменту 3,5 кНм становив $w_{Б-1} = 40,5\text{мм}$ та $w_{Б-2} = 42,1\text{мм}$, для балок другої групи Б-3 та Б-4 (підрізані балки по довжині з поперечним перерізом у вигляді паралелограма) становив $w_{Б-3} = 57,1\text{мм}$ та $w_{Б-4} = 58,8\text{мм}$ мм, для балок третьої групи Б-5 та Б-6 (з в'язями) становив $w_{Б-5} = 25,2\text{мм}$ та $w_{Б-6} = 27,1\text{мм}$.

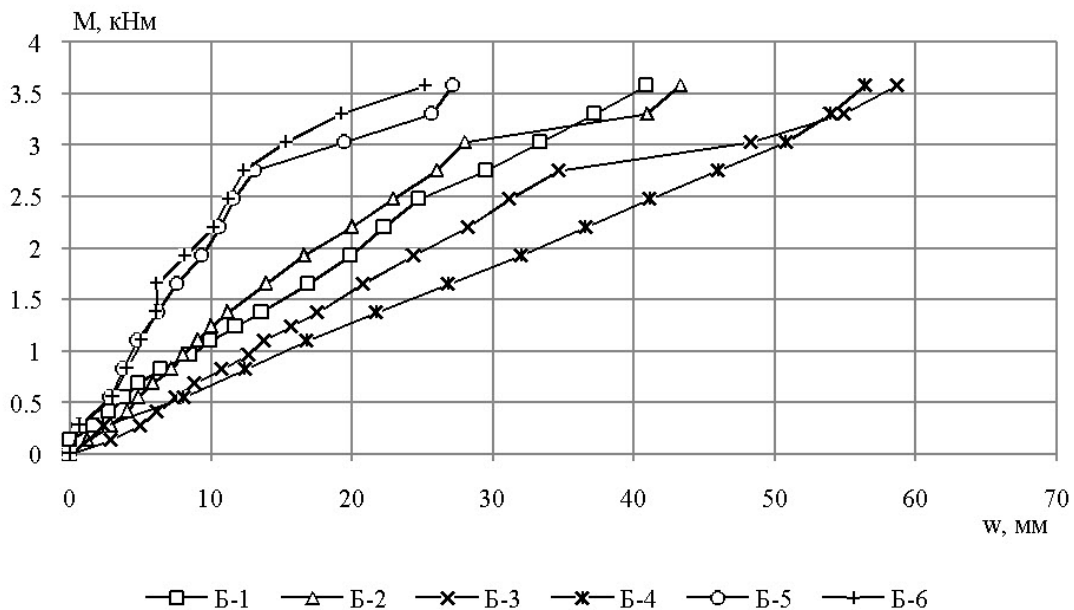


Рисунок 4.1 – Повні прогини балок Б-1...Б-6

Протягом випробувань слідкували за величиною гранично допустимого прогину балок, який згідно [47] обчислювався за формулою

$$w_{fin} = \frac{1}{150} l, \quad (4.4)$$

де w_{fin} – гранично допустимий прогин балки;

l – розрахунковий проліт балки.

Для балок першої серії з цільної деревини гранично допустимий прогин становить $w_{fin} = 10\text{мм}$. Як видно з графіків деформування, для першої групи зразків гранично допустиме значення експлуатаційного моменту, що відповідає

граничному прогину, становить $M_{fin}^{B-1} = 1,1 \text{ кНм}$ та $M_{fin}^{B-2} = 1,2 \text{ кНм}$, для другої групи $M_{fin}^{B-3} = 0,72 \text{ кНм}$ та $M_{fin}^{B-4} = 0,7 \text{ кНм}$, для третьої групи $M_{fin}^{B-5} = 2,1 \text{ кНм}$ та $M_{fin}^{B-6} = 2,2 \text{ кНм}$. Враховуючи величини максимальних прогинів та гранично допустимі значення експлуатаційних моментів для балок трьох груп, можна зробити висновок, що найефективнішими є балки третьої групи. Середнє значення граничного моменту балок третьої групи на 46,5% більше аналогічної величини балок першої групи та на 67% більше граничного моменту балок другої групи. Влаштування в'язей в місцях прикладання навантаження та на опорах балок знижує деформативність дослідних зразків через обмеження деформацій з площини балки. За рахунок цього і збільшується несуча здатність таких балок.

Випробування балок Б-7 та Б-8 проводилось за кута нахилу 25° відповідно до визначеної оптимальної схеми. Для даних балок гранично допустиме значення моменту, що відповідає граничному прогину, становило $M_{fin}^{B-7} = 1,65 \text{ кНм}$ та $M_{fin}^{B-8} = 1,72 \text{ кНм}$. Максимальний повний прогин балок першої серії за кута нахилу 25° та їх повні прогини Б-7 та Б-8 при моменті 3,5 кНм становив $w_{B-7} = 27,1 \text{ мм}$ та $w_{B-8} = 27,3 \text{ мм}$.

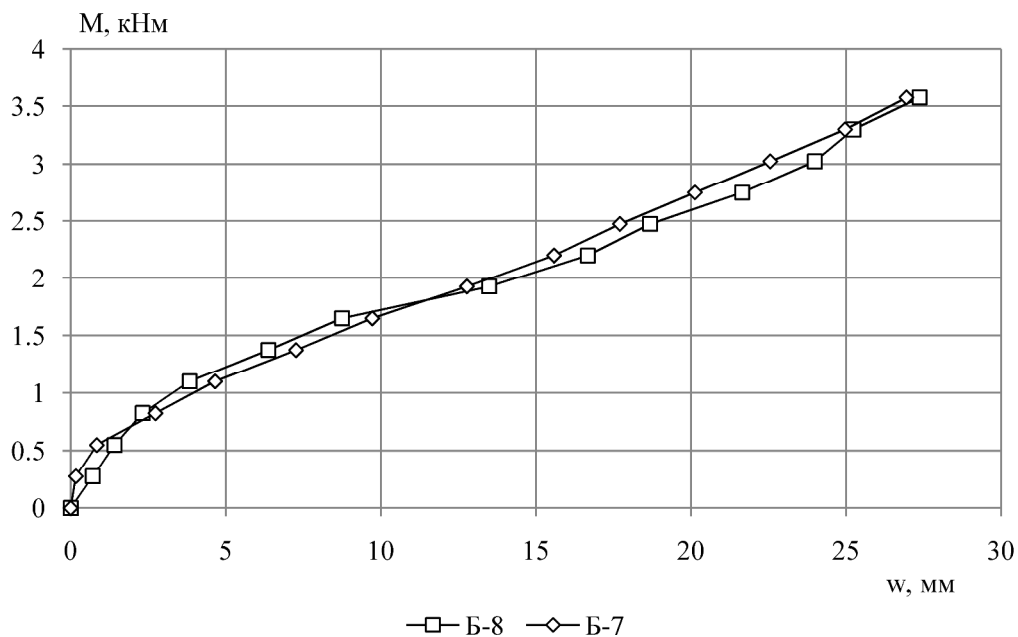


Рисунок 4.2 – Повні прогини балок Б-7, Б-8

4.1.3. Визначення прогинів балок з цільної деревини за допомогою методу скінчених елементів в програмному комплексі «Ліра 9.6»

Для порівняння експериментальних значень прогинів балок з цільної деревини в умовах косоного згину з теоретичними було проведено розрахунок балки за допомогою методу скінчених елементів. Для цього було використано програмний комплекс «Ліра 9.6». Модель балки створювалась за допомогою прямокутних скінчених елементів розміром $10 \times 10 \times 10$ мм. Загальна кількість елементів становила 6600. Для визначення оптимального типу жорсткості в програмі «Ліра» було прийнято рішення провести попередній розрахунок з декількома їх значеннями: з врахуванням ортотропії, без врахування ортотропії, з врахуванням нелінійності [28]. Відповідно до проведенного аналізу результатів теоретичних досліджень даних типів жорсткостей в програмному комплексі «Ліра» найбільш близьким до експериментальних даних був розрахунок балок без врахування ортотропії. На основі цього фізико-механічні характеристики деревини для розрахунку були наступними: модуль пружності 10000 МПа , коефіцієнт Пуассона $0,45$, густина 510 кг/м^3 . Навантаження на балку виконувалось вузловим з врахуванням його руйнівного значення, яке було визначено експериментальним шляхом. Завантаження балки приймались з кроком $0,2F_{\text{max}}$.

Моделювання балки в «Лірі» виконувалось з врахуванням попередньо вибраної оптимальної схеми випробувань та поперечного перерізу балки. Тобто поперечний переріз був у вигляді прямокутника розміром 50×80 мм, довжина балки 1650 мм, розрахунковий проліт 1500 мм, у місцях прикладання навантаження та на опорах прикладались в'язі.

Для порівняння прогинів балки з цільної деревини за кутів нахилу 10° та 25° розрахованих за допомогою методу скінчених елементів в «Лірі» з їх експериментальними значеннями (експериментальні прогини прийняті як середні) було побудовано графік залежності повних значень прогинів від згинаючих моментів (табл. 4.2). Також були обчислені теоретичні значення миттєвих

прогинів [7] як для балки з двома зосередженими зусиллями в третинах прольоту за формулою

$$w = \frac{F \cdot l^3}{24 \cdot E \cdot I} \left(4 \frac{a^3}{l^3} - 3 \frac{a}{l} \right), \quad (4.5)$$

де E – модуль пружності деревини;

I – момент інерції поперечного перерізу балки;

a – відстань від початку координат до місця прикладання зосередженої сили;

F – зусилля, що діє на балку;


l – розрахунковий проліт балки.

Порівняння прогинів також було проведено для балок аналогічних розмірів за роботи на прямий згин [105]. Фізико-механічні характеристики та характер прикладання навантаження в «Лірі» були аналогічні як і за косоного згину. Експериментальні прогини прийняті як середні значення дослідних балок, випробуваними за прямого згину [105]. Порівняння прогинів для різних випадків випробувань виконувалось за їх граничних значень (табл. 4.2).

Повні прогини за кута нахилу 10° та 25° обчислені теоретичним шляхом за формулою 4.5 та за допомогою «Ліри» більші за аналогічні значення визначені експериментальним шляхом. Різниця граничних моментів за кута нахилу 10° між експериментальними значеннями та теоретичними становить 62,3%, між експериментальними та «Лірою» – 46,51%. Повні прогини за кута нахилу 25° обчислені теоретичним шляхом та ПК «Ліра» близькі з своїми значеннями, відсоткова похибка між їхніми гранично допустимими моментами становить 14,1%. В свою чергу відсоткова різниця граничних експлуатаційних моментів між експериментальними та теоретичними даними (за формулою 4.5) становить 60,59%, між експериментальними та «Лірою» – 54,12%.

За прямого згину протягом збільшення навантаження на дослідні балки експериментальні прогини та прогини в «Лірі» практично співпадають. Різниця граничних моментів в цьому випадку становить 1,12%. Відсоткова різниця граничних моментів, визначених експериментальним та теоретичним шляхом (за формулою 4.5), становить 8,25%, між експериментальним та «Лірою» – 9,28%.

Таблиця 4.2 – Зведена таблиця дослідження прогинів балок з цільної деревини

Графік залежності повних прогинів від згинаючих моментів	Характер випробування	Кут нахилу, град.	Вид дослідження	Граничний прогин, w_{fin} , мм	Граничний момент, M_{fin} , кНм
1	2	3	4	5	6
 <p>—▲— Експериментальні прогини —○— Теоретичні прогини —□— Прогини ПК "Ліра"</p>	Косий згин	10°	Теоретичні (ПК «Ліра»)	10	1,15
Теоретичні (формула 4.5)			0,81		
Експериментальні			2,15		

Продовження табл. 4.2

1	2	3	4	5	6
<p>М, кНм</p> <p>w, мм</p> <p>—▲— Експериментальні прогини —○— Теоретичні прогини —□— Прогини ПК "Ліра"</p>	Косий згин	25°	Теоретичні (ПК «Ліра»)	10	0,78
			Теоретичні (формула 4.5)		0,67
			Експеримен- тальні		1,70
<p>М, кНм</p> <p>w, мм</p> <p>—▲— Експериментальні прогини —○— Теоретичні прогини —□— Прогини ПК "Ліра"</p>	Прямий згин	-	Теоретичні (ПК «Ліра»)	10	0,88
			Теоретичні (формула 4.5)		0,89
			Експеримен- тальні		0,97

Враховуючи дані табл. 4.2, можна зробити висновок, що теоретичні дані за формулою 4.5 та ПК «Ліра 9.6» дають значний запас при розрахунках балок за другою групою граничних станів за косоного згину. Метод скінчених елементів в програмному комплексі «Ліра» та теоретична формула 4.5 розрахунку не достатньо точно відображають роботу балок в умовах косоного згину та не в повній мірі враховують фізико-механічні характеристики деревини (неоднорідність та анізотропію). Тому виникає значна відсоткова різниця між цими даними.

Дослідження аналогічних балок за прямого згину показали більшу збіжність (в порівнянні з косим згином) експериментальних, теоретичних даних та «Лірою». Як і у випадку дослідження косозігнутих балок, за прямого згину теоретичні розрахунки за допомогою формули 4.5 та розрахунок в «Лірі» дають запас при розрахунках балок за другою групою граничних станів, так як граничні значення експлуатаційних моментів в цих видах дослідження менші за експериментальні величини експлуатаційних граничних моментів.

4.1.4. Зміна положення нейтральної лінії балок з цільної деревини за косоного згину

Положення нейтральної лінії дослідних балок з цільної деревини в умовах косоного згину знаходилось за допомогою інтерполяції показів тензодатчиків. Встановлення положення нейтральної лінії дозволяє визначити площу стиснутої та розтягнутої зон балок, які обчислювались згідно формул 4.6, 4.7 та рис. 4.3.

Для балок першої та третьої груп, поперечний переріз яких прямокутник, площа стиснутої зони обчислювалась за формулою

$$A = \frac{c + d}{2} \cdot b, \quad (4.6)$$

де b – ширина перерізу балки, см;

c, d – відстані від нейтральної лінії до верхньої грані балки, см.

Для балок другої групи, поперечний переріз яких паралелограм, площа стиснутої зони обчислювалась за формулою

$$A = \frac{c+d}{2} \cdot h, \quad (4.7)$$

де c, d – відстані від нейтральної лінії до верхньої грані балки, см;

h – висота трапеції, утвореної внаслідок проведення нейтральної лінії, см.

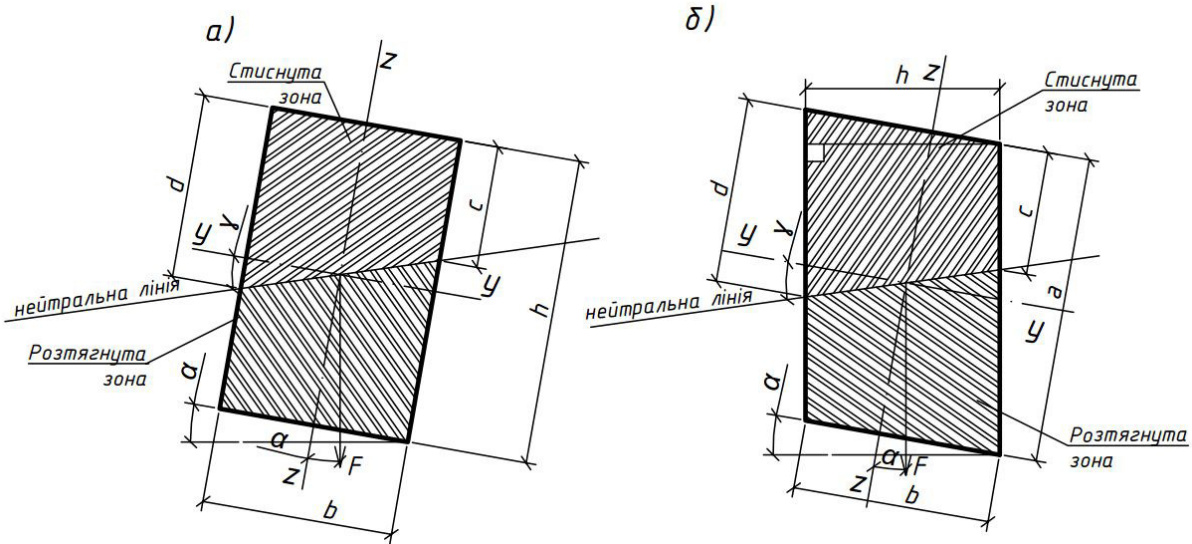


Рисунок 4.3 – До розрахунку площі стиснутої та розтягнутої зон деревини косокутної балки:

а – для зразків першої та третьої групи; б – для зразків другої групи

Результати обчислень на різних рівнях навантаження, які включають в себе площу стиснутої та розтягнутої зони, кут нахилу нейтральної лінії до осі балки та зміну площі стиснутої зони наведені в табл. 4.3.

На всіх рівнях завантаження нейтральна лінія змінювала своє положення в результаті якого збільшувалась площа стиснутої зони деревини. При цьому спостерігалось незначне кручення нейтральної лінії, яке відбувалося через збільшення довжини ділянки c та зменшення довжини ділянки d (рис.4.3). За рахунок цього площа стиснутої зони протягом завантаження дослідного зразка від початку до руйнування збільшувалась не суттєво (до 5,56%).

Таблиця 4.3 – Зміна положення нейтральної лінії на різних рівнях навантаження

Назва балки	Рівень навантаження, кНм	$c, \text{см}$	$d, \text{см}$	$A_c, \text{см}^2$	$A_p, \text{см}^2$	$\gamma, \text{град}$	$\Delta_c, \%$
1	2	3	4	5	6	7	8
Б-1	0,2М	3,31	4,72	20,07	19,93	16°	-
	0,4М	3,39	4,67	20,15	19,85	14°	0,40
	0,6М	3,52	4,59	20,28	19,72	12°	1,05
	0,8М	3,78	4,48	20,65	19,35	8°	2,89
	M_{\max}	3,99	4,41	21,0	19,0	5°	4,63
Б-2	0,2М	3,16	4,89	20,13	19,87	19°	-
	0,4М	3,29	4,81	20,25	19,75	17°	0,60
	0,6М	3,36	4,78	20,35	19,65	16°	1,09
	0,8М	3,60	4,69	20,73	19,27	12°	2,98
	M_{\max}	3,91	4,51	21,05	18,95	7°	4,57
Б-3	0,2М	3,88	4,15	20,16	19,84	6°	-
	0,4М	4,04	4,10	20,43	19,57	8°	1,34
	0,6М	4,23	4,06	20,81	19,19	11°	3,22
	0,8М	4,41	3,92	20,91	19,09	14°	3,72
	M_{\max}	4,66	3,82	21,28	18,72	18°	5,56
Б-4	0,2М	3,93	4,14	20,26	19,74	7°	-
	0,4М	4,01	4,09	20,33	19,67	8°	0,36
	0,6М	4,19	4,03	20,63	19,37	11°	1,83
	0,8М	4,39	3,94	20,91	19,09	14°	3,21
	M_{\max}	4,61	3,88	21,31	18,69	17°	5,18

Продовження табл. 4.3

1	2	3	4	5	6	7	8
Б-5	0,2 <i>M</i>	3,27	4,78	20,13	19,87	17°	-
	0,4 <i>M</i>	3,37	4,74	20,28	19,72	15°	0,75
	0,6 <i>M</i>	3,46	4,71	20,43	19,57	14°	1,49
	0,8 <i>M</i>	3,56	4,67	20,58	19,42	13°	2,24
	M_{\max}	3,83	4,56	20,98	19,02	8°	3,91
Б-6	0,2 <i>M</i>	3,22	4,79	20,03	19,97	17°	-
	0,4 <i>M</i>	3,41	4,69	20,25	19,75	14°	1,09
	0,6 <i>M</i>	3,51	4,61	20,30	19,70	12°	1,35
	0,8 <i>M</i>	3,64	4,59	20,63	19,37	11°	2,99
	M_{\max}	3,84	4,52	20,90	19,1	8°	4,34
Б-7	0,2 <i>M</i>	3,54	5,15	21,70	18,30	18°	-
	0,4 <i>M</i>	3,61	5,27	22,21	17,79	18°	2,35
	0,6 <i>M</i>	3,66	5,30	22,40	17,6	18°	3,23
	0,8 <i>M</i>	3,70	5,29	22,48	17,52	18°	3,59
	M_{\max}	3,79	5,28	22,68	17,32	17°	4,52
Б-8	0,2 <i>M</i>	3,41	5,21	21,55	18,45	20°	-
	0,4 <i>M</i>	3,49	5,29	21,95	18,05	20°	1,86
	0,6 <i>M</i>	3,58	5,32	22,25	17,75	19°	3,25
	0,8 <i>M</i>	3,64	5,34	22,45	17,55	19°	4,18
	M_{\max}	3,75	5,33	22,70	17,30	18°	5,34

Враховуючи незначний поворот нейтральної лінії можна зробити висновок, що прийняті в'язі не в повній мірі сприймали крутний момент від зовнішнього зусилля. Протягом збільшення навантаження при випробуваннях відбувалось зминання деревини в'язей в місцях контакту з дослідними балками та в отворах, у яких влаштовувались болти для повороту в'язей, що призводило до появи незначного крутного моменту. На рис. 4.4 наведено зміна положення нейтральної

лінії балок Б-1, Б-3, Б-5 за кута нахилу 10° та Б-7 за кута 25° на різних рівнях навантаження, визначена експериментальним шляхом.

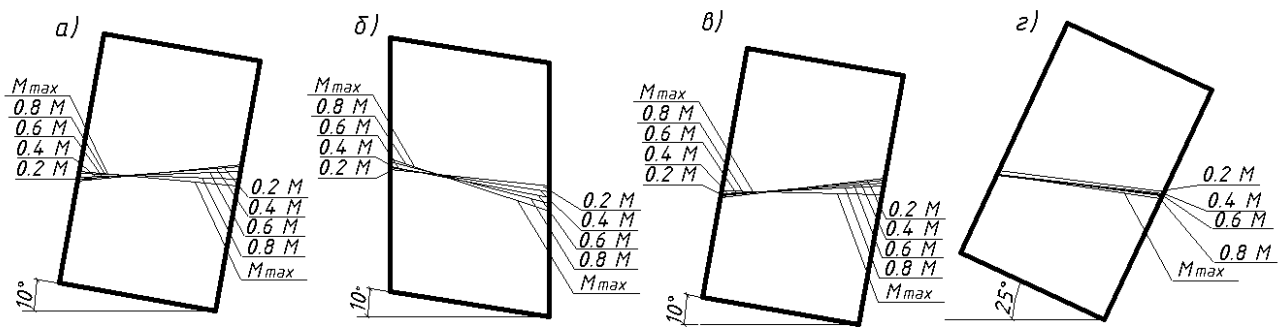


Рисунок 4.4 – Зміна положення нейтральної лінії на різних рівнях навантаження балок:

а – Б-1 ; б – Б-3; в – Б-5; г – Б-7

4.2. Дослідження балок з клеєної деревини за косоного згину

4.2.1. Деформування балок з клеєної деревини при косому згині за дії одноразових навантажень

Дощатоклеєні балки БДК-1 та БДК-2 випробовувались за кута нахилу 10° відповідно до методики, наведеної в другому розділі.

На основі показів тензодатчиків були побудовані графіки залежності відносних деформацій від згинаючих моментів. На графіках відносні деформації стиснутої зони показані зі знаком мінус, розтягнутої зони – зі знаком плюс. По мірі віддалення тензодатчиків від нейтральної лінії спостерігалось збільшення відносних деформацій відповідних шарів деревини під датчиками.

Дощатоклеєні балки БДК-1...БДК-4, які випробовувались за дії одноразового короткочасного навантаження в умовах косоного згину, руйнувались в зоні чистого згину. Характер їх руйнування наведений в додатку К, результати випробувань в табл. 4.4.

Таблиця 4.4 – Зведена таблиця досліджень балок з клеєної деревини

Балка	Діаграма деформування різних шарів деревини в зоні чистого згину	Схема розташування датчиків	Руйнівний момент, кНм	Максимальні відносні деформації	
				$u_{c,d} \cdot 10^{-4}$	$u_{t,d} \cdot 10^{-4}$
1	2	3	5	6	7
БДК-1			17,1	41,2	31,5

1	2	3	5	6	7
БДК-2	<p>М, кНм</p> <p>$U_d \cdot 10^{-4}$</p> <p>—+— Д-23 —▲— Д-47 —■— Д-41 —□— Д-42 —×— Д-43 —◇— Д-44 —○— Д-46 —*— Д-40</p>	<p>10°</p>	17,28	42,3	32,1
БДК-3	<p>М, кНм</p> <p>$U_d \cdot 10^{-4}$</p> <p>—◇— Д-21 —■— Д-40 —×— Д-25 —*— Д-26 —○— Д-49 —■— Д-4 —+— Д-45 —□— Д-6</p>	<p>25°</p>	17,55	42,5	32,3

1	2	3	5	6	7
БДК-4	<p style="text-align: center;">M, кНм</p> <p style="text-align: center;">$U_d \cdot 10^{-4}$</p> <p style="text-align: center;"> ◇ Д-43 □ Д-25 ▲ Д-13 * Д-5 ○ Д-3 + Д-40 -· Д-22 — Д-21 </p>		17,82	43,1	31,8

4.2.2. Деформування балок з клеєної деревини при косому згині за дії повторних малоциклових навантажень

Випробування дощатоклеєних балок БДК-5, БДК-6 та БДК-7 за дії малоциклових повторних навантажень відбувалось при куті нахилу 10° , балок БДК-8 та БДК-9 при куті нахилу 25° . Режими роботи визначались на основі руйнівних навантажень балок БДК-1... БДК-4, які попередньо випробовувались за дії короткочасного одноразового навантаження. Вимірювальні прилади та тензодатчики розташовувались аналогічно до балок при випробуванні за одноразового навантаження.

Дощатоклеєна балка БДК-5 випробовувалась за режиму роботи $(0,2 - 0,4)M_{max}$. Графік залежності відносних деформацій від згинаючих моментів (рис. 4.5) будувався для найбільш віддалених шарів деревини балки. Величини відносних деформацій найбільш віддалених шарів деревини (датчики Д-1 та Д-4) за верхнього та нижнього рівня навантаження на різних циклах випробувань балки БДК-5 наведені в табл. 4.5. В даній таблиці наведені величини відносних деформацій балки БДК-5 за режимів роботи $\eta = (0,2 - 0,4)M_{max}$ та $\eta = (0,2 - 0,6)M_{max}$, при чому за режиму $(0,2 - 0,6)M_{max}$ нумерація циклів почата спочатку (від першого) для визначення приростів деформацій за даного режиму. Деформації крайніх волокон стиснутої та розтягнутої зони балки БДК-5 за режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,4)M_{max}$ росли до 20 циклу, після якого спостерігалась їх стабілізація. В свою чергу прирости відносних деформацій [6] пройшли стабілізацію до 5 циклу випробувань, що говорить про пристосування дощатоклеєної балки до даного режиму роботи. Враховуючи незначний рівень навантажень, відсутність значного приросту як прогинів, так і відносних деформацій, а також пристосування балки до режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,4)M_{max}$ подальше випробування балки БДК-5 проводилось за режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,6)M_{max}$ (рис.4.6).

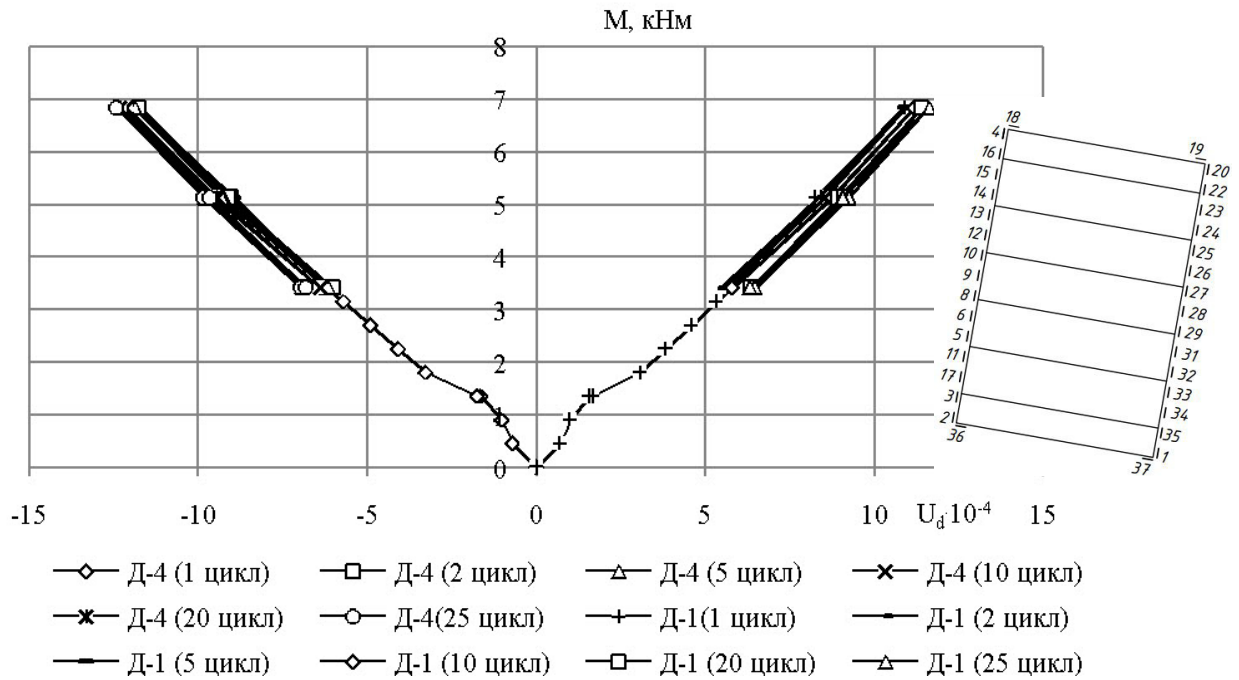


Рисунок 4.5 – Діаграма деформування найбільш віддалених шарів деревини балки БДК-5 за режиму роботи (0,2-0,4) M_{max}

Таблиця 4.5 – Відносні деформації найбільш віддалених шарів деревини балки БДК-5 за верхніх та нижніх ступенів навантаження на різних циклах випробувань

Номер циклу	Відносні деформації балки за рівнів навантаження, $u_d \cdot 10^{-4}$							
	Марка балки							
	БДК-5							
	Режим роботи $\eta = 0,2 - 0,4$				Режим роботи $\eta = 0,2 - 0,6$			
	Стиснута зона		Розтягнута зона		Стиснута зона		Розтягнута зона	
$\eta_{MH} = 0,2$	$\eta_{MB} = 0,4$	$\eta_{MH} = 0,2$	$\eta_{MB} = 0,4$	$\eta_{MH} = 0,2$	$\eta_{MB} = 0,6$	$\eta_{MH} = 0,2$	$\eta_{MB} = 0,6$	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	6,21	11,86	5,76	10,93	7,02	19,07	6,78	18,27
2	6,18	11,76	5,67	10,83	6,53	19,14	6,47	18,30

1	2	3	4	5	6	7	8	9
5	6,22	11,90	5,63	10,93	6,92	19,36	6,81	18,65
10	6,40	12,15	5,81	11,19	6,73	19,65	6,53	18,98
20	6,97	12,31	6,37	11,41	6,32	19,35	7,72	19,21
30	7,01	12,35	6,40	11,50	6,25	19,42	7,61	19,32
50	-	-	-	-	6,16	19,64	7,56	19,42
100	-	-	-	-	6,16	19,96	7,43	19,83
150	-	-	-	-	5,85	19,86	7,39	19,78
200	-	-	-	-	6,08	19,88	7,49	19,68
250	-	-	-	-	6,30	19,90	7,90	19,84
300	-	-	-	-	6,40	19,92	7,40	19,70
350	-	-	-	-	6,40	19,94	7,30	19,80
400	-	-	-	-	6,10	19,95	7,10	19,72
450	-	-	-	-	6,0	19,98	7,20	19,81
500	-	-	-	-	6,50	20,10	7,10	19,90

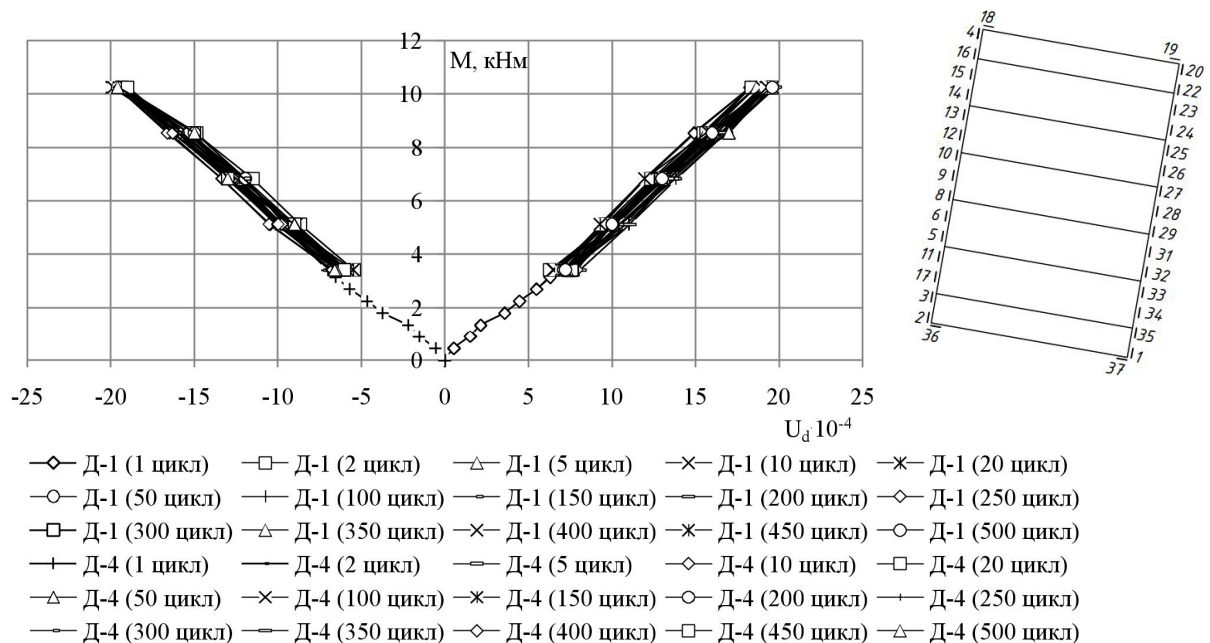


Рисунок 4.6 – Діаграма деформування найбільш віддалених шарів деревини балки

БДК-5 за режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,6)M_{\max}$

Виражений ріст відносних деформацій стиснутої зони балки БДК-5 проходив до 150 циклу, після якого вони стабілізувались і становили $u_{c,d,cyc,150} = 19,86 \cdot 10^{-4}$. Подальші завантаження – розвантаження дослідної балки не призвели до значного росту деформацій стиснутої зони. На 500 циклі вони становили $u_{c,d,cyc,500} = 20,10 \cdot 10^{-4}$. В розтягнутій зоні починаючи з першого до сотого циклу деформації поступово зростали від $u_{t,d,cyc,1} = 18,27 \cdot 10^{-4}$ до $u_{t,d,cyc,100} = 19,83 \cdot 10^{-4}$, після якого їх ріст зменшився і був незначним. Стабілізація приростів відносних деформацій [6] в стиснутій та розтягнутій зонах проходила до 12 циклу випробувань, що говорить про пристосування дощатоклеєної балки режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,6)M_{\max}$. Враховуючи це, після 500 циклів випробування балку повністю розвантажено та, після цього, доведено до руйнування поступовим одноразовим навантаженням. Графік деформування різних шарів деревини БДК-5 після всіх циклів випробувань наведений в додатку Ж.

Руйнівний момент, за якого відбулось руйнування балки БДК-5, становив 20,4 кНм. Руйнування дощатоклеєної балки відбулося в зоні чистого згину. Після 350 циклу в місцях прикладання навантаження під дерев'яними підкладками спостерігалось утворення складок (місцеве зминання). Крім цього, в стиснутій зоні чистого згину перед руйнуванням балки також утворилась складка.

Дощатоклеєна балка БДК-6 випробовувалась за режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,8)M_{\max}$. Діаграма деформування найбільш віддалених шарів деревини на різних циклах даної балки наведена на рис 4.7. Деформації крайніх волокон балки БДК-6 в розтягнутій зоні на першому циклі становили $u_{t,d,cyc,1} = 24,91 \cdot 10^{-4}$, на п'ятдесятому $u_{t,d,cyc,50} = 25,09 \cdot 10^{-4}$, на сотому $u_{t,d,cyc,100} = 25,28 \cdot 10^{-4}$, двісті п'ятдесятому $u_{t,d,cyc,250} = 26,16 \cdot 10^{-4}$. В стиснутій зоні незначне збільшення деформацій спостерігалось від $u_{c,d,cyc,1} = 31,10 \cdot 10^{-4}$ до $u_{c,d,cyc,250} = 34,95 \cdot 10^{-4}$.

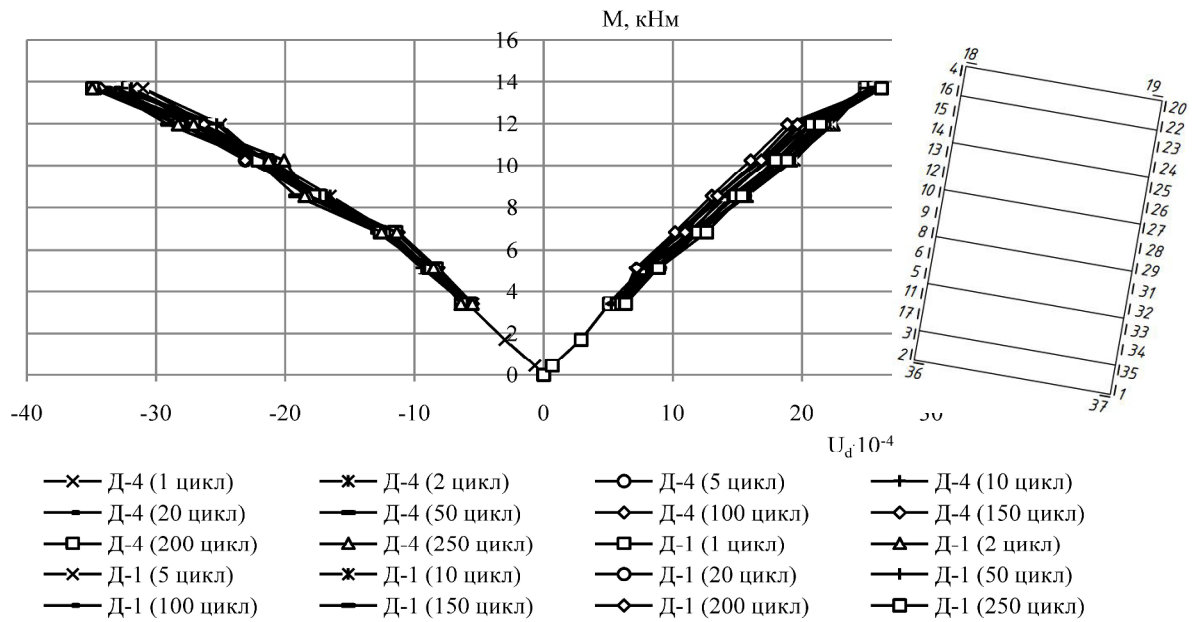


Рисунок 4.7 – Діаграма деформування найбільш віддалених шарів деревини балки БДК-6 за режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,8)M_{\max}$

У зв'язку з відсутністю значного приросту деформацій в стиснутій та розтягнутих зонах, випробування за даного режиму роботи було припинено, балку розвантажено до нуля з наступним доведенням до руйнування поступовим одноразовим навантаженням. Руйнівне значення згинаючого моменту дощатоклеєної балки БДК-6 після 250 циклів випробувань становило 19,8 кНм. Більша несуча здатність балки та відсутність значного приросту деформацій за високого верхнього рівня навантаження $0,8M_{\max}$ говорить про те, що дана балка була більш міцною (річні кільця дощок, з яких вона була виготовлена, розташовувались більш щільно в порівнянні з іншими балками).

В табл. 4.6 наведені значення відносних деформацій балки БДК-6 за верхніх та нижніх рівнях навантаження у найбільш віддалених шарах деревини (датчики Д-1 та Д-4). Датчик під номером один показує максимальні деформації розтягнутої зони, датчик під номером чотири – стиснутої зони. Руйнування балки БДК-6 проходило в зоні чистого згину. Характер руйнування балки БДК-6 наведено в додатку К.

Таблиця 4.6 – Відносні деформації найбільш віддалених шарів деревини балки БДК-6 та БДК-7 за верхніх та нижніх ступенів навантаження на різних циклах випробувань

Номер циклу	Відносні деформації балки за рівнів навантаження, $u_d \cdot 10^{-4}$							
	Марка балки							
	БДК-6				БДК-7			
	Режим роботи $\eta = 0,2 - 0,8$				Режим роботи $\eta = 0,2 - 0,9$			
	Стиснута зона		Розтягнута зона		Стиснута зона		Розтягнута зона	
	$\eta_{MH} = 0,2$	$\eta_{MB} = 0,8$	$\eta_{MH} = 0,2$	$\eta_{MB} = 0,8$	$\eta_{MH} = 0,2$	$\eta_{MB} = 0,9$	$\eta_{MH} = 0,2$	$\eta_{MB} = 0,9$
1	5,47	31,10	5,71	24,91	6,52	35,30	5,29	28,44
2	5,64	31,90	5,72	24,93	6,59	36,22	5,49	28,93
5	6,01	32,50	5,78	24,95	6,67	36,81	5,62	28,97
10	6,02	32,60	5,86	24,96	7,02	37,52	5,96	30,39
20	6,11	33,20	5,91	25,03	7,55	37,93	6,06	30,58
50	6,14	33,90	5,97	25,09	7,85	38,11	7,52	30,96
100	6,26	34,31	6,01	25,28	8,01	38,33	8,07	31,50
150	6,35	34,82	6,14	25,68	-	-	-	-
200	6,38	34,91	6,26	25,92	-	-	-	-
250	6,41	34,95	6,34	26,16	-	-	-	-

Діаграма деформування різних шарів деревини балки БДК-6 після малоциклового випробування наведена в додатку Ж.

Дощатоклеєна балка БДК-7 випробовувалась за режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,9)M_{\max}$. Діаграма деформування найбільш віддалених шарів деревини на різних циклах даної балки наведена на рис. 4.8.

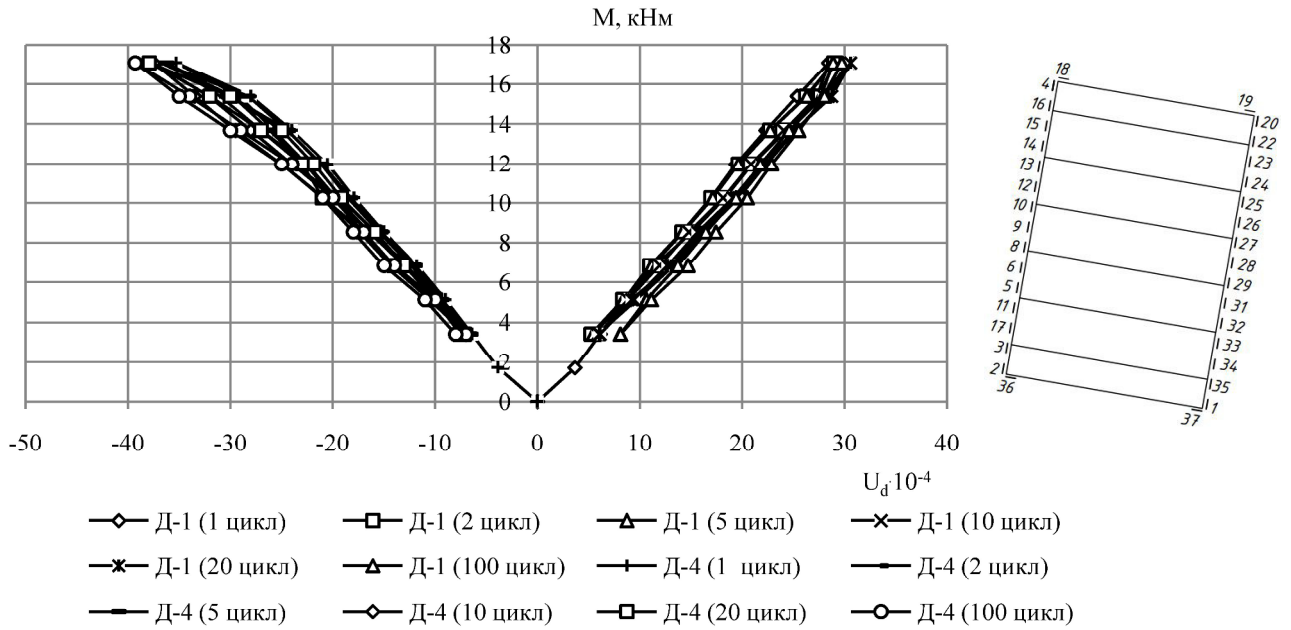


Рисунок 4.8 – Діаграма деформування найбільш віддалених шарів деревини балки БДК-7 за режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,9)M_{\max}$

Впродовж всіх циклів випробувань відбувався незначний ріст деформацій. Проте, так як на верхньому рівні навантаження $0,9M_{\max}$ зафіксовані високі величини відносних деформацій стиснутої та розтягнутої зони, їх незначний ріст призвів до руйнування балки БДК-7 на 103 циклі випробування.

Доштоклеєна балка БДК-8 випробовувалась при куті нахилу 25° за режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,4)M_{\max}$. Діаграма деформування крайніх шарів деревини даної балки наведена на рис. 4.9.

Стабілізація приростів відносних деформацій в стиснутій та розтягнутій зонах деревини проходила до 5 циклу, що говорить про пристосування балки до режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,4)M_{\max}$ за кута нахилу 25° . У зв'язку з відсутністю значних приростів деформацій та пристосуванням до даного режиму роботи було прийнято рішення повністю розвантажити дослідну доштоклеєну балку з наступним доведенням її до руйнування поступовим навантаженням. Руйнівне значення моменту при цьому становило 17,7 кНм. Діаграма деформування різних шарів деревини балки БДК-8 після малоциклових випробувань наведена в додатку Ж.

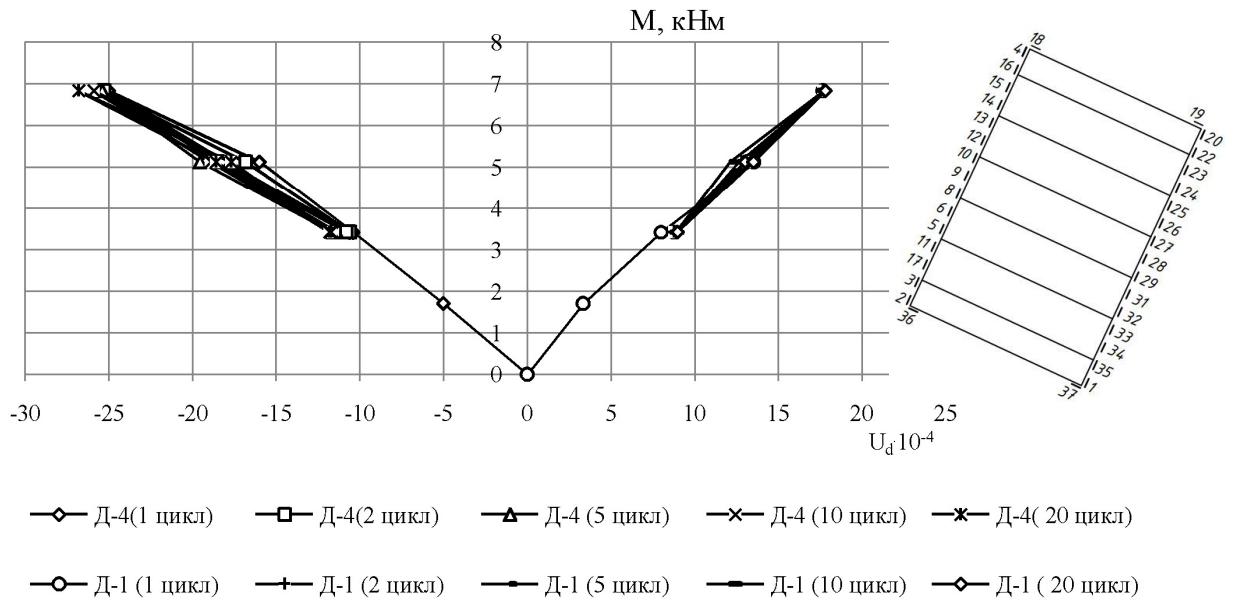


Рисунок 4.9 – Діаграма деформування найбільш віддалених шарів деревини балки БДК-8 за режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,4)M_{\max}$

Таблиця 4.7 – Відносні деформації найбільш віддалених шарів деревини балки БДК-8 та БДК-9 за верхніх та нижніх ступенів навантаження на різних циклах випробувань

Номер циклу	Відносні деформації балки за рівнів навантаження, $u_d \cdot 10^{-4}$							
	Марка балки							
	БДК-8				БДК-9			
	Режим роботи $\eta = 0,2 - 0,4$				Режим роботи $\eta = 0,2 - 0,6$			
	Стиснута зона		Розтягнута зона		Стиснута зона		Розтягнута зона	
	$\eta_{MH} = 0,2$	$\eta_{MB} = 0,4$	$\eta_{MH} = 0,2$	$\eta_{MB} = 0,4$	$\eta_{MH} = 0,2$	$\eta_{MB} = 0,6$	$\eta_{MH} = 0,2$	$\eta_{MB} = 0,6$
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	10,60	25,10	8,77	17,66	10,64	30,18	8,84	20,27
2	10,81	25,31	8,81	17,68	10,87	30,46	8,85	20,38
5	11,62	25,43	8,92	17,72	10,99	31,30	8,88	20,61

1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	11,72	25,91	8,94	17,74	11,60	31,70	9,28	20,65
20	11,83	26,81	8,96	17,81	11,68	31,77	9,43	21,10
50	-	-	-	-	11,90	31,95	10,35	22,40
100	-	-	-	-	12,20	32,20	10,81	22,71
150	-	-	-	-	12,82	32,61	10,90	23,64
200	-	-	-	-	13,40	33,20	10,99	23,79

Доштоклеєна балка БДК-9 випробовувалась за кута нахилу 25° та режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,6)M_{\max}$. Діаграма деформування найбільш віддалених шарів деревини на різних циклах випробування даної балки наведено на рис. 4.10.

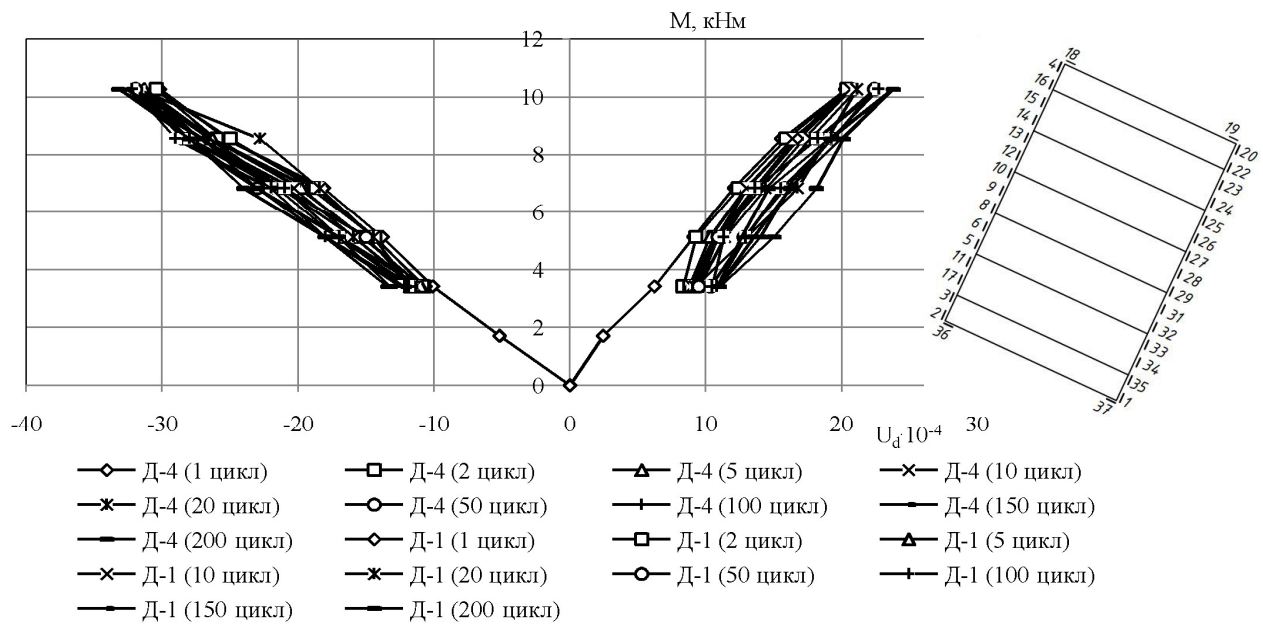


Рисунок 4.10 – Діаграма деформування найбільш віддалених шарів деревини балки БДК-9 за режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,6)M_{\max}$

Деформації крайніх волокон балки БДК-9 розтягнутої зони на першому циклі становили $u_{t,d,cyc,1} = 20,27 \cdot 10^{-4}$, стиснутої $u_{c,d,cyc,1} = 30,18 \cdot 10^{-4}$. Відносні деформації на двохсотому циклі становили $u_{c,d,cyc,200} = 33,20 \cdot 10^{-4}$ та

$u_{t,d,cyc,200} = 23,79 \cdot 10^{-4}$. Приріст відносних деформацій в стиснутій та розтягнутих зонах проходив до 20 циклу, що свідчить про пристосування балки до даного режиму роботи. У зв'язку з цим було прийнято рішення повністю розвантажити дослідну дощатоклеєну балку з наступним доведенням її до руйнування поступовим навантаженням. Діаграма деформування різних шарів деревини балки БДК-9 після малоциклових випробувань наведена в додатку Ж. Руйнівне значення моменту балки БДК-9 після 200 циклів випробувань становило 17,5 кНм.

4.2.3. Прогини балок з клеєної деревини при косому згині за дії одноразових навантажень

Прогини дощатоклеєних балок вимірювались в двох площинах. Обчислення повних прогинів проводилось за формулами 4.1...4.3. Прогини балок фіксувались до моменту 12,6 кНм, після настання якого прогиноміри знімались, так як подальше збільшення навантаження могло призвести до миттєвого руйнування балки і, відповідно, вимірювальних приладів. Графік залежності повних прогинів від згинаючих моментів наведено на рис. 4.11.

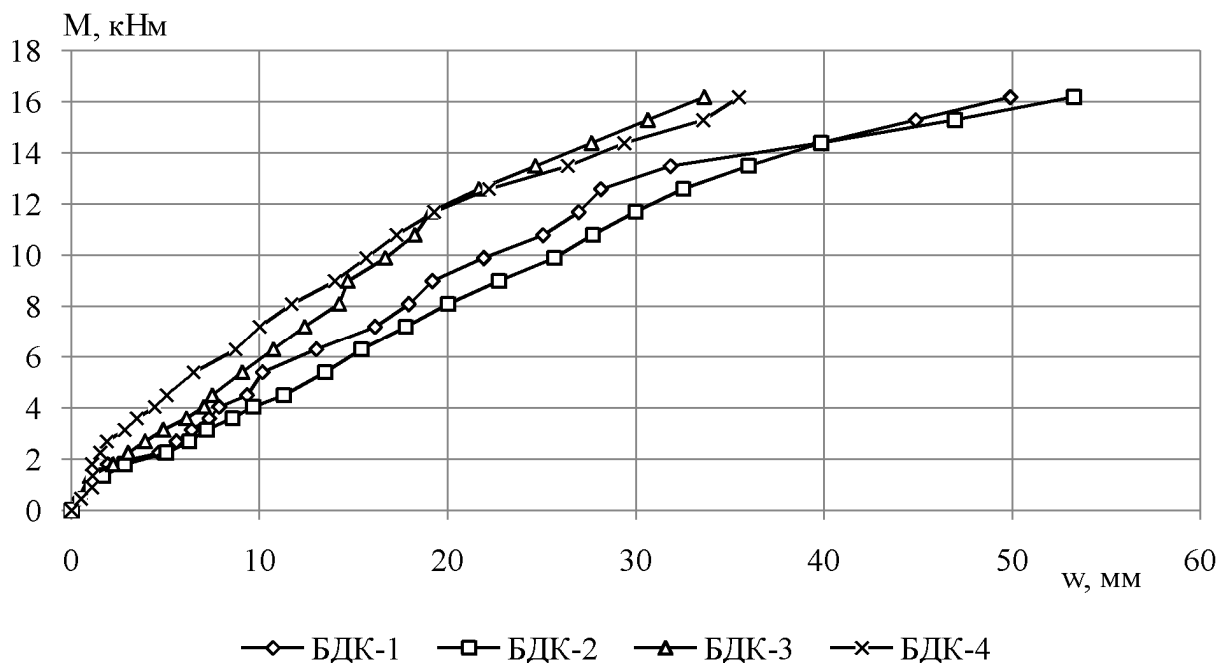


Рисунок 4.11 – Повні прогини балок БДК-1...БДК-4

Максимальні значення повних прогинів за даного моменту для балок при куті нахилу 10° становили $w_{БДК-1} = 27,2\text{мм}$, $w_{БДК-2} = 32,6\text{мм}$, для балок при куті нахилу 25° – $w_{БДК-3} = 22,3\text{мм}$, $w_{БДК-4} = 21,8\text{мм}$

Гранично допустимі прогини дощатоклеєних балок за одноразової дії навантаження обчислювались за формулою 4.4. Оскільки, розрахунковий проліт дослідних балок становив 2700 мм, то гранично допустимий прогин складав 18 мм. Враховуючи це, граничні значення моментів для балок БДК-1 та БДК-2 становили 7,20 кНм та 8,28 кНм, для балок БДК-3 та БДК-4 – 10,35 кНм та 10,80 кНм відповідно.

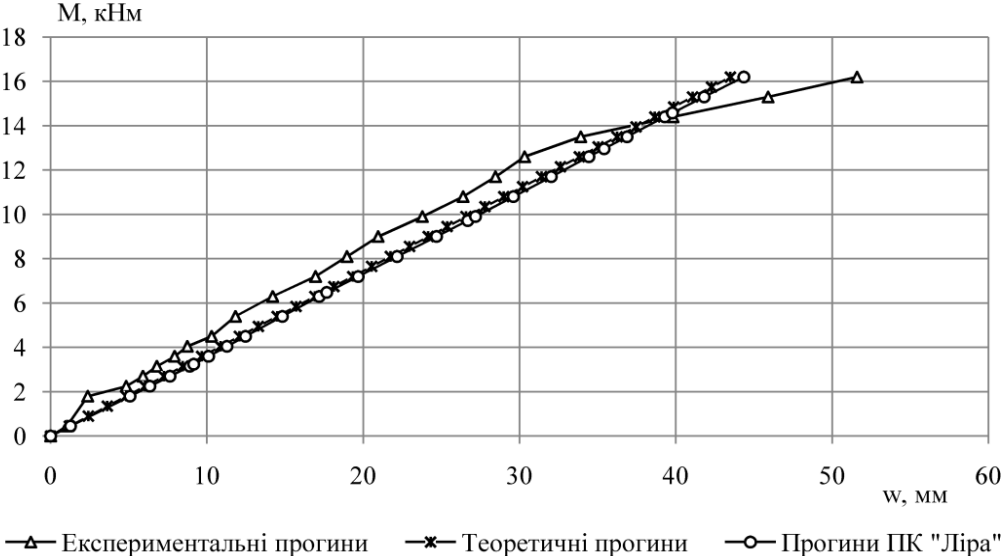
4.2.4. Визначення прогинів балок з клеєної деревини за допомогою методу скінчених елементів в програмному комплексі «Ліра 9.6»

Для порівняння експериментальних значень прогинів балок з клеєної деревини в умовах косоного згину за кутів нахилу 10° та 25° з теоретичними було створено модель дослідної балки в програмному комплексі «Ліра» та проведено її розрахунок. Модель балки створювалась за допомогою прямокутних скінчених елементів розміром $10 \times 10 \times 10$ мм, їх загальна кількість становила 15000. Модуль пружності для розрахунку використовували 10500 МПа, коефіцієнт Пуассона 0,45, густина 510 кг/м^3 . Розрахункова схема, характер випробувань створеної моделі відповідав експериментальній частині випробувань.

Навантаження на балку в ПК «Ліра 9.6» виконувалось аналогічно до розрахунку балок з цільної деревини.

Порівняння прогинів балок з клеєної деревини (табл. 4.8) за кутів нахилу 10° та 25° , які визначені експериментальним шляхом, теоретичним (за формулою 4.5) та за допомогою методу скінчених елементів в ПК «Ліра» проводилось на основі побудованих графіків залежності згинаючих моментів від повних прогинів. При цьому експериментальні прогини прийняті як середні для балок БДК-1 та БДК-2 за кута нахилу 10° та БДК-3, БДК-4 за кута нахилу 25° .

Таблиця 4.8 – Зведена таблиця досліджень прогинів балок з клеєної деревини

Графік залежності повних прогинів від згинаючих моментів	Характер випробування	Кут нахилу, град.	Вид дослідження	Граничний прогин, w_{fin} , мм	Граничний момент, M_{fin} , кНм
1	2	3	4	5	6
 <p>М, кНм</p> <p>18 16 14 12 10 8 6 4 2 0</p> <p>0 10 20 30 40 50 60</p> <p>w, мм</p> <p>—△— Експериментальні прогини —*— Теоретичні прогини —○— Прогини ПК "Ліра"</p>	Косий згин	10°	Теоретичні ПК «Ліра» Теоретичні (формула 4.5) Експериментальні	18	6,60 6,71 7,74

Продовження табл. 4.8

1	2	3	4	5	6
<p>М, кНм</p> <p>w, мм</p> <p>—▲— Експериментальні прогини —*— Теоретичні прогини —○— Прогини ПК "Ліра"</p>	Косий згин	25°	Теоретичні ПК «Ліра»	18	6,49
			Теоретичні (формула 4.5)		5,64
			Експеримен- тальні		10,58
<p>М, кНм</p> <p>w, мм</p> <p>—▲— Експериментальні прогини —*— Теоретичні прогини —○— Прогини ПК "Ліра"</p>	Прямий згин	-	Теоретичні ПК «Ліра»		7,44
			Теоретичні (формула 4.5)		7,17
			Експеримен- тальні		13,60

За кута нахилу 10° , прогини, обчислені теоретичним шляхом та знайдені за допомогою «Ліри» протягом всього завантаження балки практично співпадають. В місці досягнення граничного прогину різниця граничних моментів за цих видів досліджень становить лише 1,64%. В свою чергу різниця між експериментальними та теоретичними граничними моментами становить 12,52%, між експериментальними та «Лірою» – 13,95%. За кута нахилу 25° , прогини, обчислені теоретичним шляхом та знайдені за допомогою «Ліри» протягом всього завантаження балки близькі за значеннями. В місці досягнення граничного прогину різниця граничних моментів в цих випадках становить 13,1%. В свою чергу різниця між експериментальними та теоретичними граничними моментами становить 52,88%, між експериментальними та «Лірою» – 39%.

Порівняння прогинів також було проведено для балок аналогічних розмірів за роботи на прямий згин. Фізико-механічні характеристики в «Лірі» були аналогічні як і за косою згину. Експериментальні прогини прийняті як середні між дослідними балками [116], випробуваними за прямого згину. За прямого згину різниця граничних моментів між експериментальними та теоретичними даними становить 42,28%, між експериментальними та «Лірою» – 45,29%. В свою чергу різниця між теоретичними та прогинами «Лірою» становить лише 3,63 %.

Дослідження дощатоклеєних балок в умовах прямого та косою згину за кутів нахилу 10° та 25° показали, що експериментальні граничні моменти більші за аналогічні величини, визначені теоретичним шляхом та «Лірою». Враховуючи це можна зробити висновок, що теоретичні розрахунки та програмний комплекс «Ліра» дають запас при розрахунках балок за другою групою граничних станів, так як теоретичні розрахунки не в повній мірі враховують фізико-механічні властивості деревини та особливості роботи балок в умовах косою та прямого згину. Дослідження балок за косою та прямого згину при кутах нахилу 10° та 25° показали близькі результати теоретичних значень повних прогинів з прогинами в «Лірі».

4.2.5. Прогини балок з клеєної деревини при косому згині за дії повторних малоциклових навантажень

Дощатоклеєні балки БДК-5, БДК-6 та БДК-7 випробовувались за кутів нахилу 10° . Балка БДК-5 спочатку досліджувалась за режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,4)M_{\max}$ протягом тридцяти циклів (рис. 4.12). На першому циклі завантаження за верхнього рівня $\eta = 0,4M_{\max}$ повний прогин дослідної балки БДК-5 становив $w_{\text{сус},1}^{\max} = 15,52\text{мм}$, на другому $w_{\text{сус},2}^{\max} = 15,59\text{мм}$, п'ятому циклі $w_{\text{сус},5}^{\max} = 15,65\text{мм}$, на десятому $w_{\text{сус},10}^{\max} = 15,90\text{мм}$. Протягом наступних циклів пройшла стабілізація приросту прогинів, які становили на двадцятому $w_{\text{сус},20}^{\max} = 15,97\text{мм}$, на тридцятому $w_{\text{сус},30}^{\max} = 16,18\text{мм}$.

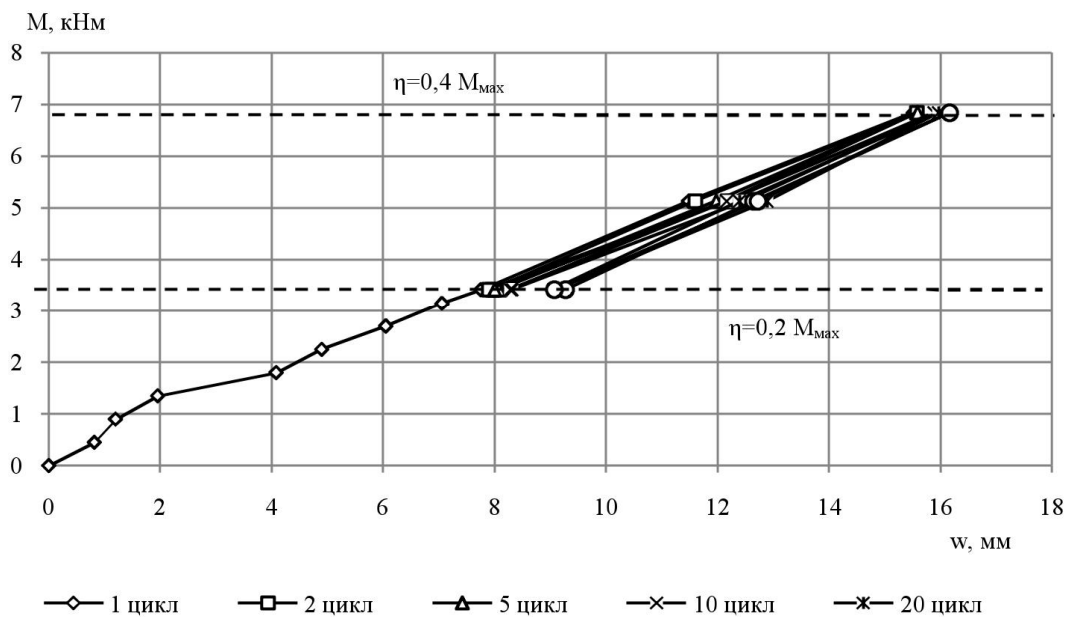


Рисунок 4.12 – Повні прогини балок БДК-5 за режиму роботи $(0,2 - 0,4)M_{\max}$

Приріст повних прогинів балки БДК-5 складав від першого до п'ятого – 0,84%, від п'ятого до десятого – 1,6%, від десятого до двадцятого – 0,44% і від двадцятого до тридцятого – 1,31 %.

За нижнього рівня навантаження $\eta = 0,2M_{\max}$ повний прогин дощатоклеєної балки БДК-5 становив на першому циклі $w_{\text{сус},1}^{\min} = 7,75\text{мм}$, на другому

$w_{\text{cyc},2}^{\text{min}} = 7,96\text{мм}$, на п'ятому $w_{\text{cyc},5}^{\text{min}} = 8,09\text{мм}$, на десятому $w_{\text{cyc},10}^{\text{min}} = 8,28\text{мм}$, на двадцятому $w_{\text{cyc},20}^{\text{min}} = 9,06\text{мм}$. Протягом наступних циклів приріст прогинів стабілізувався і становив на тридцятому циклі $w_{\text{cyc},30}^{\text{min}} = 9,08\text{мм}$. У відсотковому відношенні прирости прогинів від першого до п'ятого становили 4,4%, від п'ятого до десятого – 2,34%, від десятого до двадцятого – 9,4%, від двадцятого до тридцятого – 0,22%. Враховуючи затухання приросту прогинів при нижньому рівні та незначний його приріст на верхньому випробування дослідної балки БДК-5 за режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,4)M_{\text{max}}$ було припинено. Подальше її випробування проводилось за режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,6)M_{\text{max}}$ (рис. 4.13).

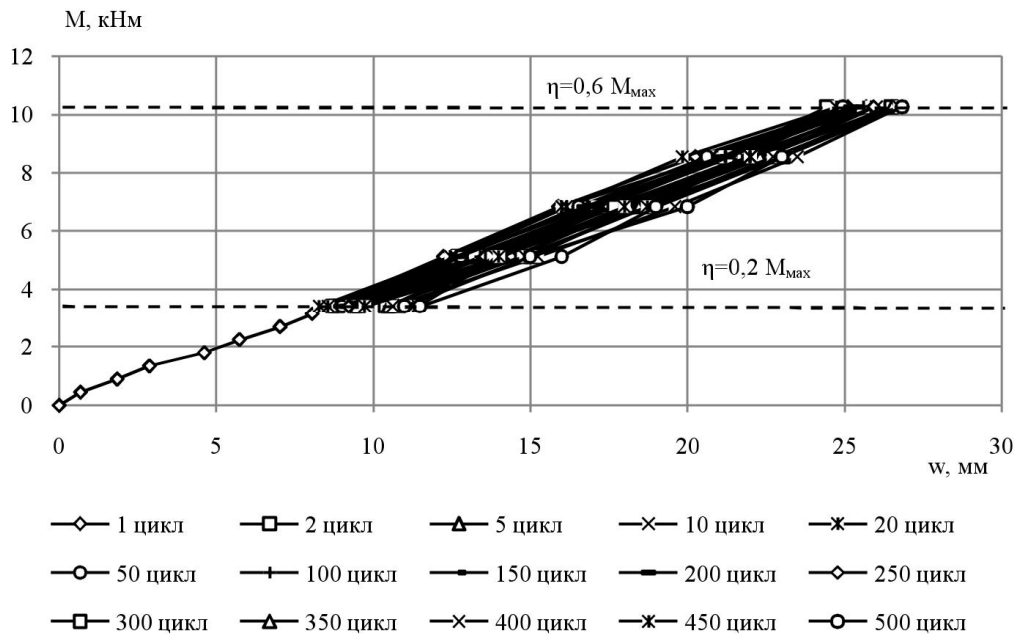


Рисунок 4.13 – Повні прогини балок БДК-5 за режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,6)M_{\text{max}}$

На першому циклі випробування за верхнього рівня навантаження $\eta = 0,6M_{\text{max}}$ повні прогини становили $w_{\text{cyc},1}^{\text{max}} = 25,12\text{мм}$. Протягом перших десяти циклів спостерігався приріст прогинів, який на десятому циклі становив $w_{\text{cyc},10}^{\text{max}} = 26,02\text{мм}$. Протягом наступних циклів навантаження – розвантаження відбулась стабілізація приростів повних значень прогинів балки БДК-5. На сотому циклі повні значення прогинів дорівнювали $w_{\text{cyc},100}^{\text{max}} = 25,61\text{мм}$, на двохсотому

$w_{\text{цикл},200}^{\text{max}} = 25,21\text{мм}$, на трьохсотому $w_{\text{цикл},300}^{\text{max}} = 26,48\text{мм}$, на чотирьохсотому $w_{\text{цикл},400}^{\text{max}} = 26,79\text{мм}$, на п'ятсотому $w_{\text{цикл},500}^{\text{max}} = 26,83\text{мм}$. У відсотковому відношенні приріст повних прогинів протягом перших десяти циклів становив 3,58 %, тоді як за наступних 490 циклів лише 3,11 %.

За нижнього рівня навантаження $\eta = 0,2M_{\text{max}}$ повні значення прогинів балки БДК-5 на першому циклі становили $w_{\text{цикл},1}^{\text{min}} = 8,61\text{мм}$. До десятого циклу спостерігався приріст повних прогинів, яки становив $w_{\text{цикл},10}^{\text{min}} = 9,48\text{мм}$. Після десятого циклу відбулася стабілізація приросту. На сотому циклі повні значення прогинів становили $w_{\text{цикл},100}^{\text{min}} = 9,60\text{мм}$, на двохсотому $w_{\text{цикл},200}^{\text{min}} = 9,72\text{мм}$, на трьохсотому $w_{\text{цикл},300}^{\text{min}} = 10,52\text{мм}$, на чотирьохсотому $w_{\text{цикл},400}^{\text{min}} = 11,01\text{мм}$, на п'ятсотому $w_{\text{цикл},500}^{\text{min}} = 11,13\text{мм}$. Відсотковий приріст прогинів від першого до десятого циклу становив 10,1%, від десятого до сотого – 1,3%, від сотого до двохсотого – 1,25%, від двохсотого до трьохсотого – 8,2%, від трьохсотого до чотирьохсотого 4,65%, від чотирьохсотого до п'ятсотого 1,09%. Таким чином, після десятого циклу спостерігається затухання приросту повних прогинів балки БДК-5 за режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,6)M_{\text{max}}$ як при нижньому, так і при верхньому рівні навантаження. Тому після 500 циклів випробувань дощатоклеєна балка БДК-5 була поступово навантажена до руйнування.

Дощатоклеєна балка БДК-6 випробовувалась за режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,8)M_{\text{max}}$ та кута нахилу 10° (рис. 4.14). За верхнього рівня навантаження $\eta = 0,8M_{\text{max}}$ на першому циклі повний прогин становив $w_{\text{цикл},1}^{\text{max}} = 34,14\text{мм}$. Після п'ятого циклу, прогин на якому складав $w_{\text{цикл},5}^{\text{max}} = 34,43\text{мм}$, відбувалось поступове затухання приросту. На сотому та двохсотому циклі повне значення прогинів становило $w_{\text{цикл},100}^{\text{max}} = 34,63\text{мм}$, на двісті п'ятдесятому $w_{\text{цикл},250}^{\text{max}} = 34,90\text{мм}$. Відсотковий приріст від першого до п'ятого циклу становив 0,85%, від п'ятого до двохсотого 0,58%, від двохсотого до двісті п'ятдесятого 0,78%.

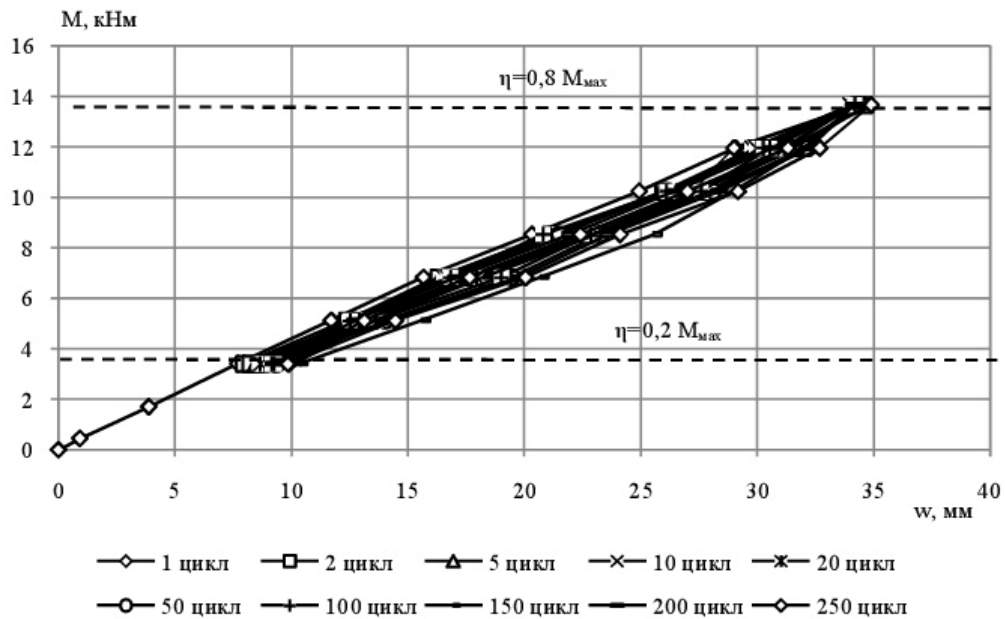


Рисунок 4.14 – Повні прогини балок БДК-6 за режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,8)M_{\max}$

За нижнього рівня навантаження $\eta = 0,2M_{\max}$ на першому циклі повний прогин становив $w_{\text{cyc},1}^{\min} = 8,69 \text{ мм}$. До п'ятдесятого циклу спостерігалось незначне збільшення повного значення прогину за нижнього рівня навантаження дослідної баки БДК-6, який становив $w_{\text{cyc},50}^{\min} = 9,27 \text{ мм}$. Протягом наступних циклів випробувань відбулася стабілізація приростів прогинів, який на двохсотому циклі становив $w_{\text{cyc},500}^{\min} = 9,53 \text{ мм}$, на двісті п'ятдесятому $w_{\text{cyc},250}^{\min} = 9,88 \text{ мм}$. У відсотковому відношенні приріст від першого до п'ятдесятого циклу становив 6,67%, від п'ятдесятого до двохсотого 2,80%, від двохсотого до двісті п'ятдесятого 3,67%. Отже, після п'ятого циклу на верхньому рівні навантаження та після п'ятдесятого на нижньому відбувається стабілізація приростів повних прогинів. Значних приростів протягом всіх циклів випробувань також не спостерігалось, тому після двісті п'ятдесяти циклів дослідна балка БДК-6 поступовим навантаженням була доведена до руйнування.

Поциклова зміна повних значень прогинів балки БДК-7, яка випробовувалась за режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,9)M_{\max}$ та кута нахилу 10° наведена на рис. 4.15.

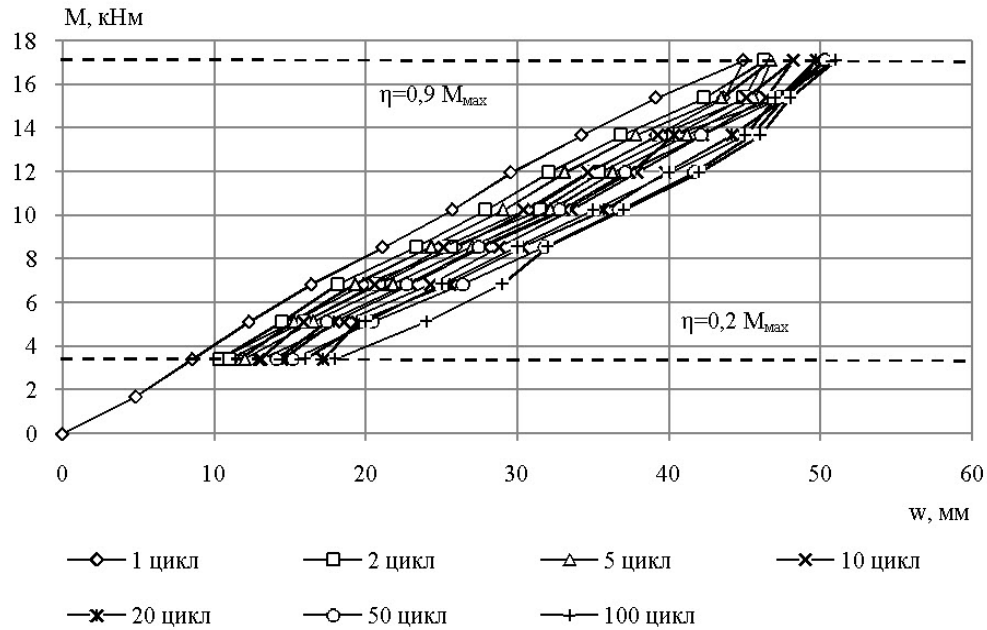


Рисунок 4.15 – Повні прогини балок БДК-7 за режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,9)M_{max}$

За верхнього рівня навантаження $\eta = 0,9M_{max}$ на першому циклі повний прогин становив $w_{cyc,1}^{max} = 44,92\text{мм}$. До десятого циклу спостерігалось збільшення прогинів до $w_{cyc,10}^{max} = 48,9\text{мм}$, на двадцятому циклі він становив $w_{cyc,20}^{max} = 49,71\text{мм}$, п'ятдесятому $w_{cyc,50}^{max} = 50,27\text{мм}$, сотому $w_{cyc,100}^{max} = 51,0\text{мм}$. Відсоткове значення приростів наступне: від першого до десятого – 8,86%, від десятого до двадцятого – 1,66%, від двадцятого до п'ятдесятого – 1,12%, від п'ятдесятого до сотого – 1,45%. За нижнього рівня навантаження $\eta = 0,2M_{max}$ повний прогин балки БДК-7 становив $w_{cyc,1}^{min} = 10,36\text{мм}$. До двадцятого циклу спостерігалось збільшення прогину, який становив $w_{cyc,20}^{min} = 14,12\text{мм}$, на п'ятдесятому циклі $w_{cyc,50}^{min} = 14,49\text{мм}$, на сотому $w_{cyc,100}^{min} = 16,0\text{мм}$. Відсотковий приріст прогинів наступний: від першого до двадцятого циклу – 9,86%, від двадцятого до п'ятдесятого – 2,62%, від п'ятдесятого до сотого – 10,42%. Як видно з графіка 4.49 протягом ста циклів відбувався поступовий приріст повних прогинів як на нижньому, так і на верхньому рівні навантаження. На 103 циклі випробувань балка БДК-7 зруйнувалась.

Дощатоклеєна балка БДК-8 випробовувалась за режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,4)M_{\max}$ та кута нахилу 25° (рис. 4.16). На першому циклі за верхнього рівня навантаження $\eta = 0,4M_{\max}$ повний прогин становив $w_{\text{цикл},1}^{\max} = 15,19\text{мм}$, на п'ятому $w_{\text{цикл},5}^{\max} = 16,0\text{мм}$, десятому $w_{\text{цикл},10}^{\max} = 16,47\text{мм}$ та двадцятому $w_{\text{цикл},20}^{\max} = 16,87\text{мм}$. Приріст спостерігався протягом всіх двадцяти циклів випробувань, проте він був незначним. У відсотковому відношенні він становив від першого до другого циклу 3,2%, від другого до п'ятого 2,04%, від п'ятого до десятого 2,93%, від десятого до двадцятого 2,19%.

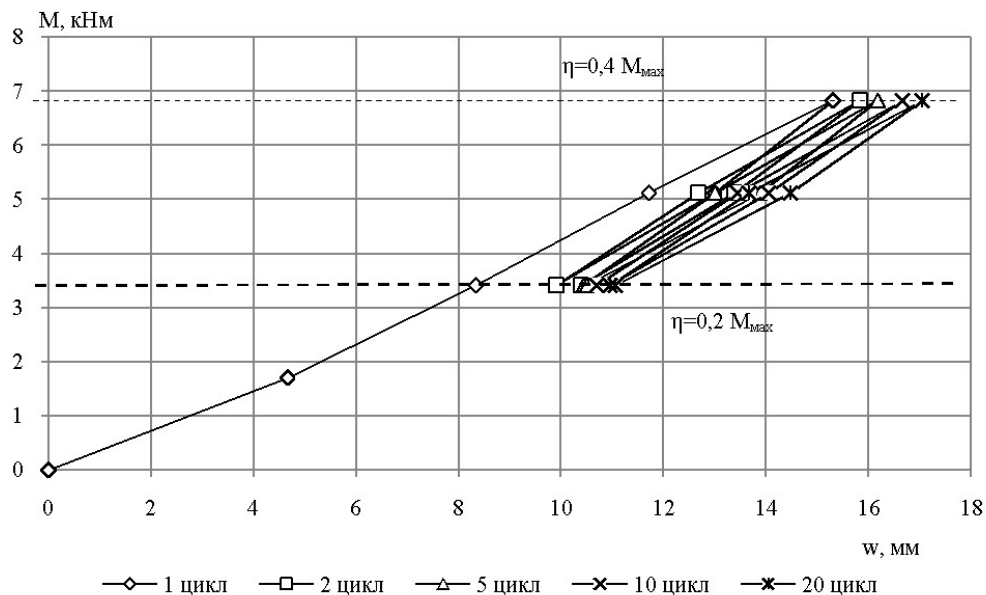


Рисунок 4.16 – Повні прогини балок БДК-8 за режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,4)M_{\max}$

За нижнього рівня навантаження $\eta = 0,2M_{\max}$ на першому циклі повний прогин становив $w_{\text{цикл},1}^{\min} = 8,27\text{мм}$, на другому $w_{\text{цикл},2}^{\min} = 9,75\text{мм}$, на п'ятому $w_{\text{цикл},5}^{\min} = 10,23\text{мм}$, на десятому $w_{\text{цикл},10}^{\min} = 10,47\text{мм}$, на двадцятому $w_{\text{цикл},20}^{\min} = 10,72\text{мм}$. Протягом всіх двадцяти циклів спостерігався незначний приріст повних прогинів, який у відсотковому відношенні становив від першого до другого циклу 17,9%, від другого до п'ятого 4,92%, від п'ятого до десятого 2,39%, від десятого до

двадцятого 2,38%. Таким чином через відсутність значних прогинів дослідну балку БДК-8 було доведено до руйнування поступовим навантаженням.

Дощатоклеєна балка БДК-9 випробовувалась за режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,6)M_{\max}$ та кута нахилу 25° (рис. 4.17). На першому циклі за верхнього рівня навантаження $\eta = 0,6M_{\max}$ повні значення прогинів становили $w_{\text{цик},1}^{\max} = 24,63\text{мм}$. Приріст прогинів спостерігався на перших п'ятдесяти циклах. Так на десятому циклі він становив $w_{\text{цик},10}^{\max} = 28,13\text{мм}$, двадцятому $w_{\text{цик},20}^{\max} = 30,72\text{мм}$, п'ятдесятому $w_{\text{цик},50}^{\max} = 34,13\text{мм}$. Після цього пройшла стабілізація приростів. На сотому циклі повний прогин складав $w_{\text{цик},100}^{\max} = 34,63\text{мм}$, на двохсотому $w_{\text{цик},200}^{\max} = 35,58\text{мм}$. У відсотковому відношенні прирости склали: від першого до десятого циклу – 24,73%, від десятого до двадцятого – 9,21%, від двадцятого до п'ятдесятого – 11,1%, від п'ятдесятого до сотого – 1,46%, від сотого до двохсотого – 2,74%.

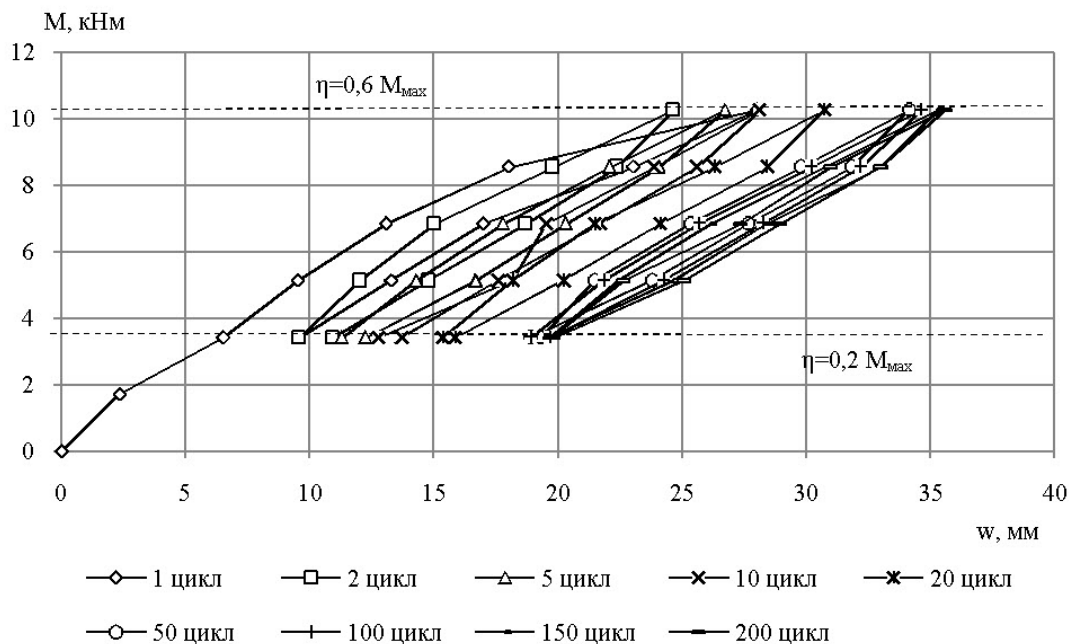


Рисунок 4.17 – Повні прогини балок БДК-9 за режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,6)M_{\max}$

На першому циклі за нижнього рівня навантаження $\eta = 0,2M_{\max}$ повні прогини склали $w_{\text{цик},1}^{\min} = 9,56\text{мм}$. До п'ятдесятого циклу спостерігалось

збільшення прогинів, які становили $w_{cyc,50}^{\min} = 18,89 \text{ мм}$. Після цього пройшла стабілізація приростів і на сотому циклі повний прогин становив $w_{cyc,100}^{\min} = 19,31 \text{ мм}$, на двохсотому $w_{cyc,200}^{\min} = 19,69 \text{ мм}$. У відсотковому відношенні прирости становили: від першого до двадцятого циклу – 60,6%, від двадцятого до п'ятдесятого – 23,1%, від п'ятдесятого до сотого – 2,22%, від сотого до двохсотого – 1,97%. Як видно з графіка та відсоткових приростів повних прогинів після п'ятдесятого циклу на верхньому та нижньому рівні навантаження пройшла стабілізація їх приросту. Тому після двохсотого циклу балка БДК-9 була доведена до руйнування поступовим навантаженням.

4.2.6. Зміна положення нейтральної лінії балок з клеєної деревини за косого згину

Положення нейтральної лінії дощатоклеєних дерев'яних балок за дії одноразових та повторних навантажень знаходились аналогічно до балок з цільної деревини, тобто за допомогою інтерполяції показів тензодатчиків. Площу стиснутої та розтягнутої зон обчислювалися згідно рис. 4.3. та формули 4.7. Результати випробувань показали (табл. 4.8), що на всіх рівнях завантаження за кутів нахилу 10° та 25° нейтральна лінія змінювала своє положення в сторону збільшення площі стиснутої зони деревини. Кут нахилу нейтральної лінії до горизонтальної площини при цьому змінювався в сторону незначного зменшення. Це говорить про те, що як і за випробувань балок з цільної деревини, встановлені в'язі не в повній мірі сприйняли крутний момент дослідних зразків. Незначний поворот нейтральної лінії можна пояснити місцевим зминанням деревини в'язей в місцях прикладання навантаження та в місцях отворів для шпильок, навколо яких здійснювався поворот в'язей протягом збільшення навантаження. Положення нейтральної лінії за малоциклових повторних навантаженнях знаходилось на верхніх рівнях навантаження (табл. 4.9), зміна положення нейтральної лінії при цьому наведено на рис. 4.19.

Таблиця 4.8 – Зміна положення нейтральної лінії на різних рівнях навантаження дощатоклеєних балок БДК-1...БДК-4 за одноразового навантаження

Назва балки	Рівень навантаження, кНм	c , см	d , см	A_c , см ²	A_p , см ²	γ , град	Δ_c , %
БДК-1	0,2М	6,95	8,27	76,10	73,90	8	-
	0,4М	7,25	8,11	76,80	73,20	5	0,91
	0,6М	7,40	8,07	77,35	72,65	4	1,64
	0,8М	7,67	8,0	78,35	71,65	2	2,96
	M_{\max}	7,79	8,0	78,95	71,05	1	3,75
БДК-2	0,2М	6,96	8,25	76,05	73,95	7	-
	0,4М	7,25	8,05	76,50	73,50	5	0,59
	0,6М	7,38	8,05	77,15	72,85	4	1,45
	0,8М	7,74	8,02	78,80	71,20	2	3,62
	M_{\max}	7,80	8,01	79,05	70,95	1	3,94
БДК-3	0,2М	5,48	9,77	76,25	73,75	23	-
	0,4М	5,68	9,77	77,25	72,75	22	1,3
	0,6М	5,78	9,86	77,90	72,10	22	2,16
	0,8М	60,5	9,93	79,90	70,10	21	4,79
	M_{\max}	62,2	9,91	80,65	69,35	20	5,77
БДК-4	0,2М	5,42	9,71	75,65	74,35	23	-
	0,4М	5,61	9,90	77,55	72,45	23	2,51
	0,6М	5,89	9,97	79,30	70,70	22	4,82
	0,8М	6,05	9,97	80,10	69,90	21	5,88
	M_{\max}	6,22	9,90	80,60	69,40	20	6,54

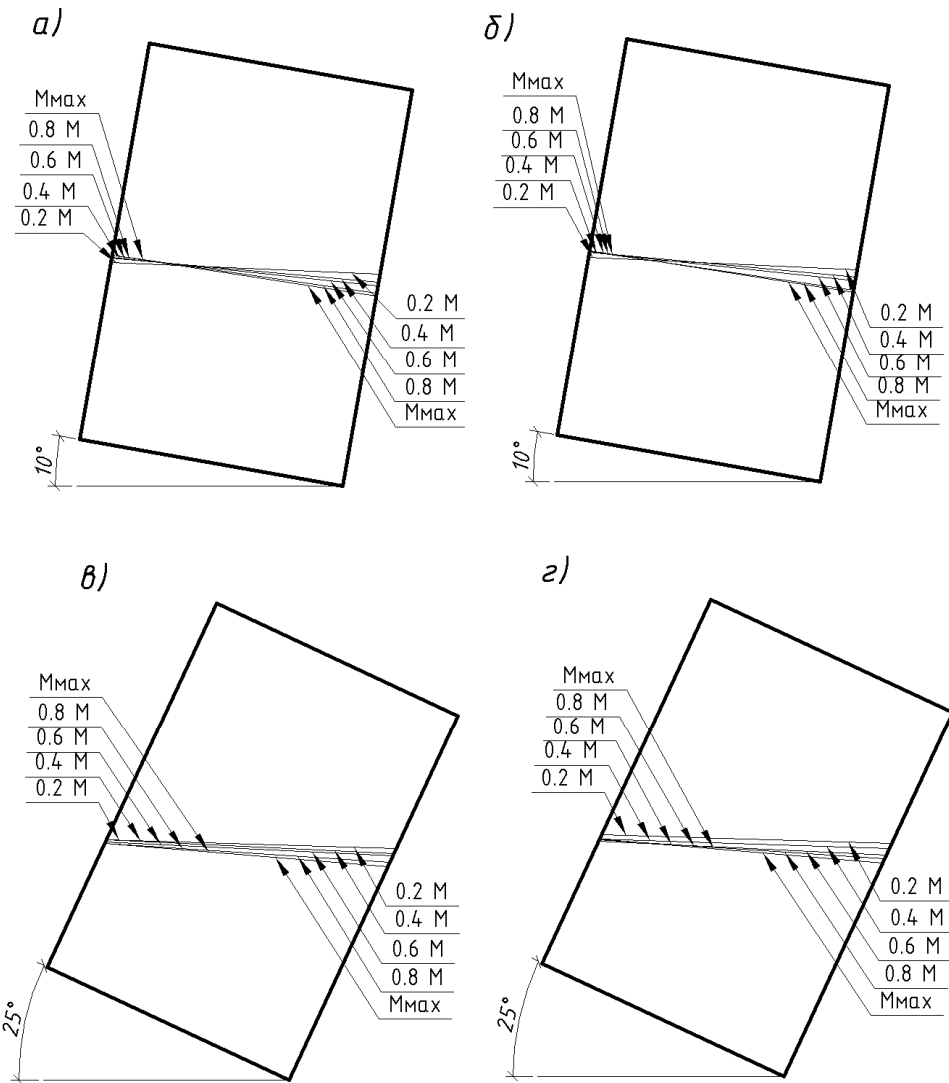


Рисунок 4.18 – Зміна положення нейтральної лінії на різних рівнях навантаження:
балок а – БДК-1 ; б – БДК-2; в – БДК-3; г – БДК-4

Таблиця 4.9 – Зміна положення нейтральної лінії на різних рівнях навантаження
дощатоклесних балок БДК-5...БДК-9 за повторних малоциклових навантажень

Назва балки, режим роботи	Номер циклу	$c, \text{см}$	$d, \text{см}$	$A_c, \text{см}^2$	$A_p, \text{см}^2$	$\gamma, \text{град}$	$\Delta_c, \%$
1	2	3	4	5	6	7	8
БДК-5	1	7,13	8,03	75,8	74,20	5	-
	2	7,16	8,05	76,05	73,95	5	0,33

Продовження табл. 4.9

1	2	3	4	5	6	7	8
БДК-5 $\eta=(0,2-0,4)M_{max}$	5	7,19	8,08	76,35	73,65	5	0,73
	10	7,26	8,09	76,75	73,25	5	1,25
	20	7,40	8,12	77,60	72,40	4	2,37
	25	7,40	8,15	77,50	72,50	4	2,24
БДК-5 $\eta=(0,2-0,6)M_{max}$	1	7,33	8,04	76,85	73,15	4	-
	2	7,46	8,06	77,60	72,40	4	0,98
	5	7,45	8,07	77,60	72,40	4	0,98
	10	7,47	8,09	77,80	72,20	4	1,24
	20	7,48	8,09	77,85	72,15	3	1,30
	50	7,50	8,07	77,90	72,10	3	1,37
	100	7,50	8,10	78,00	72,0	3	1,50
	150	7,53	8,11	78,20	71,80	3	1,76
	200	7,54	8,15	78,45	71,55	3	2,08
	250	7,58	8,16	78,70	71,30	3	2,41
	300	7,66	8,17	79,15	70,85	3	2,99
	350	7,63	8,20	79,15	70,85	3	2,99
	400	7,64	8,24	79,40	70,60	3	3,32
	450	7,65	8,25	79,50	70,50	3	3,45
500	7,67	8,25	79,60	70,40	3	3,58	
БДК-6 $\eta=(0,2-0,8)M_{max}$	1	7,54	8,04	77,90	72,10	3	-
	2	7,55	8,05	78,00	72,00	3	0,13
	5	7,66	8,11	78,85	71,15	3	1,22
	10	7,65	8,19	79,20	70,80	3	1,67
	20	7,85	8,15	80,00	70,00	2	2,70
	50	7,87	8,15	80,10	69,90	2	2,82
	100	7,86	8,18	80,20	69,80	2	2,95
	150	7,85	8,25	80,50	69,50	2	3,34

Продовження табл. 4.9

1	2	3	4	5	6	7	8
	200	7,90	8,22	80,60	69,40	2	3,47
	250	7,93	8,24	80,85	69,15	2	3,79
БДК-7 $\eta=(0,2-0,9)M_{max}$	1	7,70	8,01	78,55	71,45	2	-
	2	7,71	8,09	79,00	71,00	2	0,57
	5	7,76	8,09	79,25	70,75	2	0,89
	10	7,82	8,18	80,00	70,00	2	1,85
	20	7,95	8,07	80,10	69,90	1	1,97
	50	8,01	8,26	81,35	68,65	1	3,56
	100	8,12	8,25	81,85	68,15	1	4,20
БДК-8 $\eta=(0,2-0,4)M_{max}$	1	5,54	9,82	76,80	73,20	23	-
	2	5,60	9,91	77,55	72,45	23	0,98
	5	5,61	9,93	77,70	72,30	23	1,17
	10	5,63	9,92	77,75	72,25	23	1,24
	20	5,68	10,01	78,45	71,55	23	2,15
БДК-9 $\eta=(0,2-0,6)M_{max}$	1	5,73	9,81	77,70	72,30	22	-
	2	5,79	9,86	78,25	71,75	22	0,71
	5	5,80	9,87	78,35	71,65	22	0,84
	10	5,80	9,88	78,40	71,60	22	0,90
	20	5,80	9,89	78,45	71,55	22	0,97
	50	5,81	9,89	78,45	71,55	22	0,97
	100	5,85	9,92	78,85	71,15	22	1,48
	150	5,87	9,95	79,10	70,90	22	1,80
	200	5,88	9,97	79,25	70,75	22	1,99

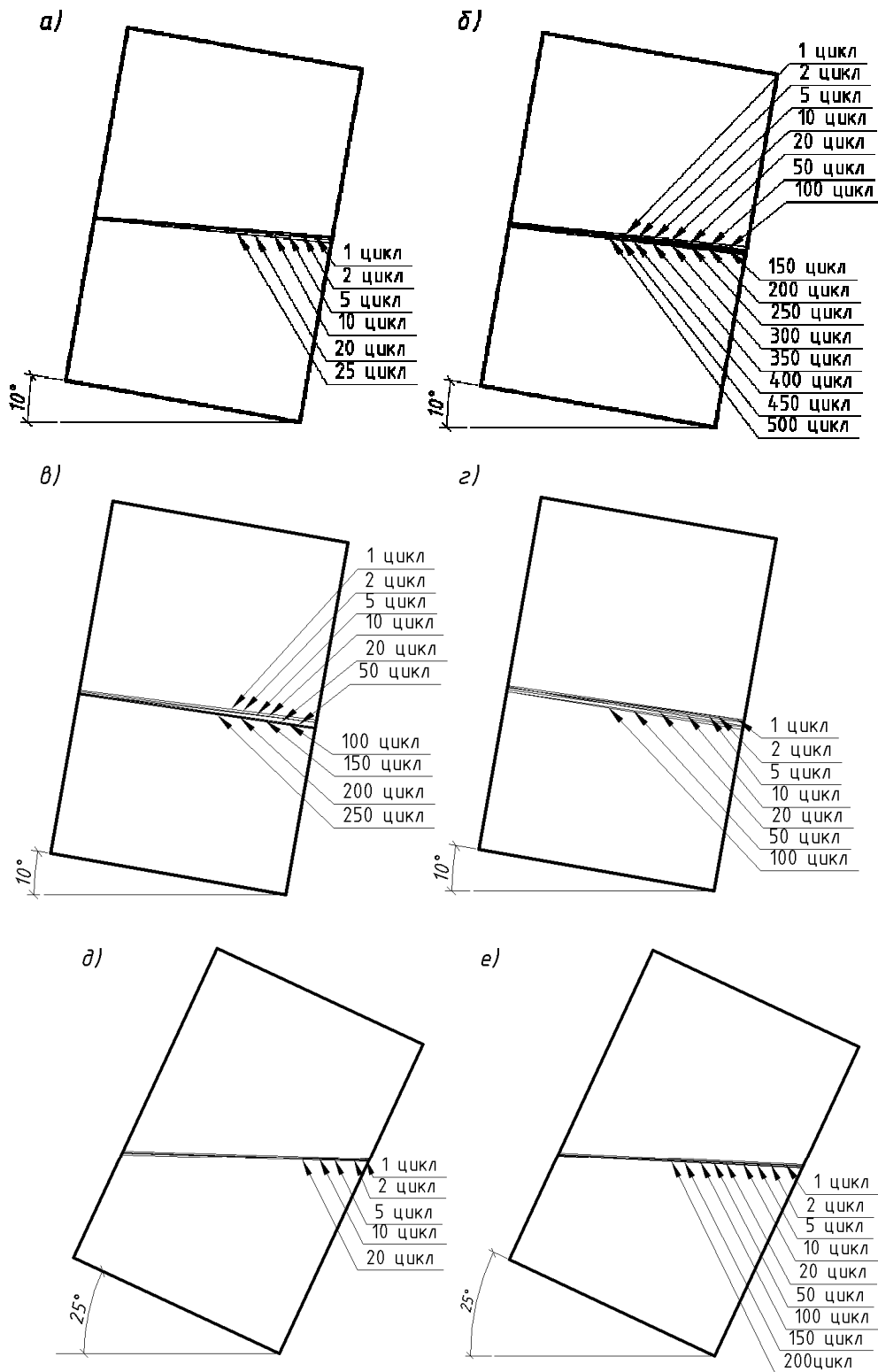


Рисунок 4.19 – Зміна положення нейтральної лінії на різних циклах балок:
 а – БДК-5 за режиму роботи $\eta=(0,2-0,4)M_{max}$; б – БДК-5 за режиму роботи $\eta=(0,2-0,6)M_{max}$; в – БДК-6 за режиму роботи $\eta=(0,2-0,8)M_{max}$; г – БДК-7 за режиму роботи $\eta=(0,2-0,9)M_{max}$; д – БДК-8 за режиму роботи $\eta=(0,2-0,4)M_{max}$; е – БДК-9 за режиму роботи $\eta=(0,2-0,6)M_{max}$

Результати випробувань показали, що на верхньому рівні навантаження протягом всіх циклів нейтральна лінія змінювала своє положення в сторону розтягнутої зони, що призводило до збільшення площі стиснутої зони деревини.

4.3. Висновки до розділу 4

В результаті проведення експериментальних та теоретичних досліджень встановлено:

1. Величини деформацій різних шарів деревини цільнодерев'яних балок, які знаходяться в умовах косоного згину за кутів нахилу 10° та 25° від початку завантаження аж до руйнування.

2. Величини відносних деформацій дощатоклеєних балок за косоного згину залежать від верхнього рівня навантаження при малоциклових випробуваннях, а саме:

а) при режимі роботи $\eta = (0,2 - 0,4)M_{max}$ за кутів нахилу 10° та 25° стабілізація приростів відносних деформацій в стиснутій та розтягнутій зонах проходила до 5 циклу, що говорить про пристосування балки до даного режиму роботи.

б) при режимі роботи $\eta = (0,2 - 0,6)M_{max}$ за кута нахилу 10° стабілізація приростів відносних деформацій стиснутої та розтягнутої зони і, відповідно, пристосування до даного режиму роботи проходило до 12 циклу, за кута нахилу 25° – до 20 циклу.

г) при режимі роботи $\eta = (0,2 - 0,9)M_{max}$ за кута нахилу 10° проходило поступове збільшення відносних деформацій з наступним руйнуванням балки на 103 циклі випробувань.

3. Влаштування в'язей в місцях прикладання навантаження зменшує деформування балок з площини дії сили та збільшує її несучу здатність.

4. Збільшення навантаження в балках з цільної та клеєної деревини за одноразового навантаження та збільшення кількості циклів за малоциклового повторного навантаження призводить до переміщення нейтральної лінії в перерізі

зони чистого згину в сторону розтягнутої зони, в результаті чого збільшується площа стиснутої зони.

6. Руйнування балок з цільної та клеєної деревини за косоного згину розпочиналось із розриву крайніх розтягнутих волокон з наступним поширенням розриву на вище лежачі шари і проходило в зоні чистого згину. Руйнуванню балок передувало утворення складки в стиснутій зоні за рівня навантаження $0,8M_{max}$. За малоциклових випробувань складки утворювались і в місцях прикладання навантаження.

7. Повний прогин дощатоклеєних балок за режимів роботи $\eta = (0,2 - 0,4)M_{max}$, $\eta = (0,2 - 0,6)M_{max}$ та кута нахилу 10° зростав протягом перших десяти циклів випробувань, після чого стабілізувався. За режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,8)M_{max}$ та кута нахилу 10° прирости прогинів відбувались протягом всіх циклів випробувань, проте вони були незначними. За режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,9)M_{max}$ та кута нахилу 10° прирости відбувались протягом всіх циклів випробувань до руйнування на 103 циклі. При куті нахилу 25° за режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,6)M_{max}$ стабілізація пройшла після 50 циклу, за режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,4)M_{max}$ прогини росли, проте їх ріст був незначним.

8. Граничні значення експлуатаційних моментів балок з цільної та клеєної деревини, які працюють в умовах прямого і косоного згину визначені теоретичним шляхом та за допомогою методу скінчених елементів в програмному комплексі «Ліра 9.6» вказують на запас при розрахунках за другою групою граничних станів в порівнянні з експериментальними даними. Для косозігнутих цільнодерев'яних балок він становить 46...54%, для балок з клеєної деревини – 13...45%.

Матеріали розділу опубліковані в статтях [20, 21, 22, 25, 26, 27, 28, 29, 30, 31].

РОЗДІЛ 5

НАПРУЖЕНИЙ СТАН РОЗРАХУНКОВОГО ПЕРЕРІЗУ ЕЛЕМЕНТА, ЩО ЗНАХОДИТЬСЯ В УМОВАХ КОСОГО ЗГИНУ, ЗА ДІЇ ОДНОРАЗОВИХ ТА ПОВТОРНИХ НАВАНТАЖЕНЬ

5.1. Напруження в балках з цільної деревини за дії одноразових навантажень

Напруження стиснутої та розтягнутої зони по висоті перерізу для балок з цільної деревини за кутів нахилу 10° та 25° знаходились за формулами 1.14 та 1.15. Розподіл відносних деформацій та напружень за косоного згину має складний характер (рис. 5.1).

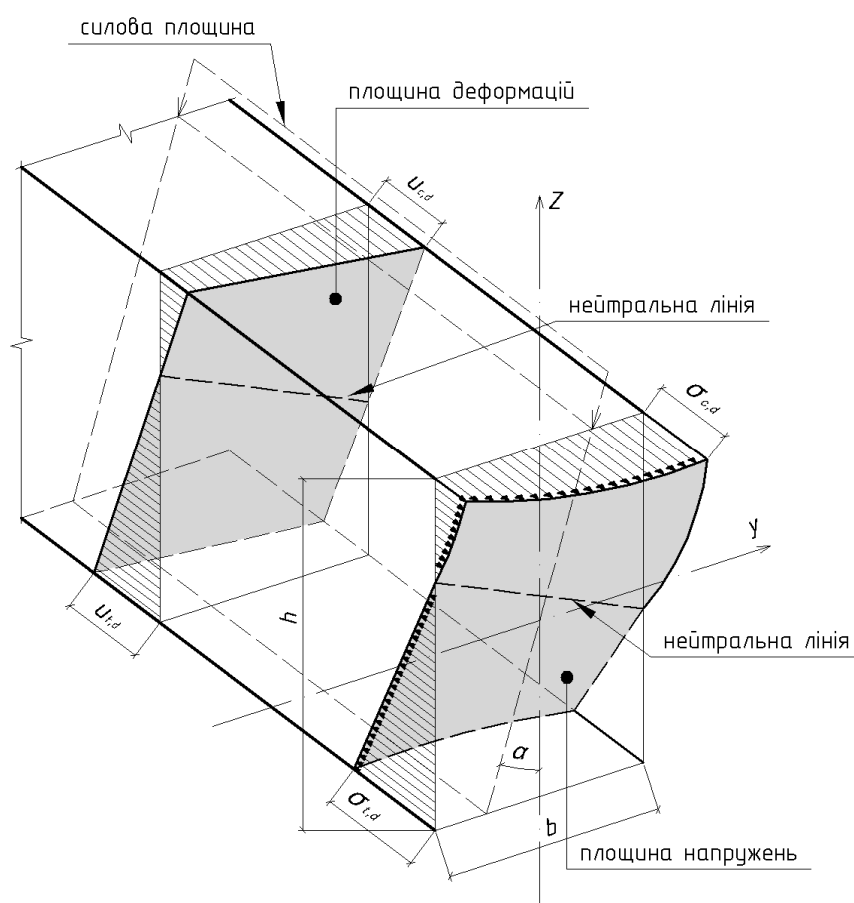


Рисунок 5.1 – Розподіл відносних деформацій та нормальних напружень за косоного згину

Як видно з рис. 5.1, нейтральна лінія поперечного перерізу балок за косоного згину знаходиться під деяким кутом нахилу до горизонтальної площини, а відносні деформації максимальні у точках найбільш віддалених від нейтральної лінії. Тому було прийнято рішення будувати епюри напружень на перпендикулярах, опущених з цих точок на нейтральну лінію (рис. 5.2), так як і величини напружень в цих точках будуть максимальні.

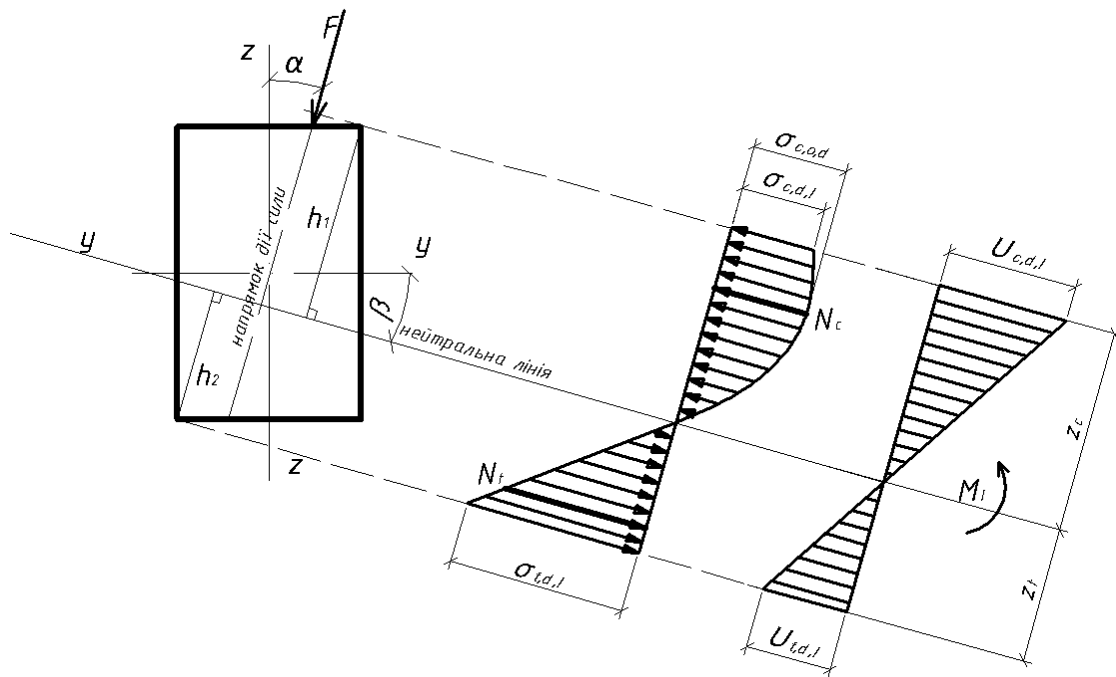


Рисунок 5.2 – До побудови напружень стиснутої та розтягнутої зони поперечного перерізу балки в зоні чистого згину

Аналіз величин напружень та їх розподілу по висоті поперечного перерізу було проведено для балок, які випробовувались відповідно до третьої (оптимальної) групи досліджень балок першої серії (див. табл. 2.2).

Балка Б-5 випробовувалась за кута нахилу 10° . Розвиток напружень в стиснутій та розтягнутій зонах по висоті перерізу балки за різних рівнів навантаження наведено на рис 5.2. Приріст моментів на кожному ступені навантаження дослідної балки Б-5 становив $0,25 \text{ кНм}$. За рівнів навантаження $M = 0,2M_{\max}$ та $M = 0,4M_{\max}$ балки Б-5 епюра напружень стиснутої зони близька

до трикутної. Цей факт і величини напружень за даних рівнів навантаження свідчить про те, що балка при цьому працює в II стадії напружено-деформованого стану (НДС) [24].

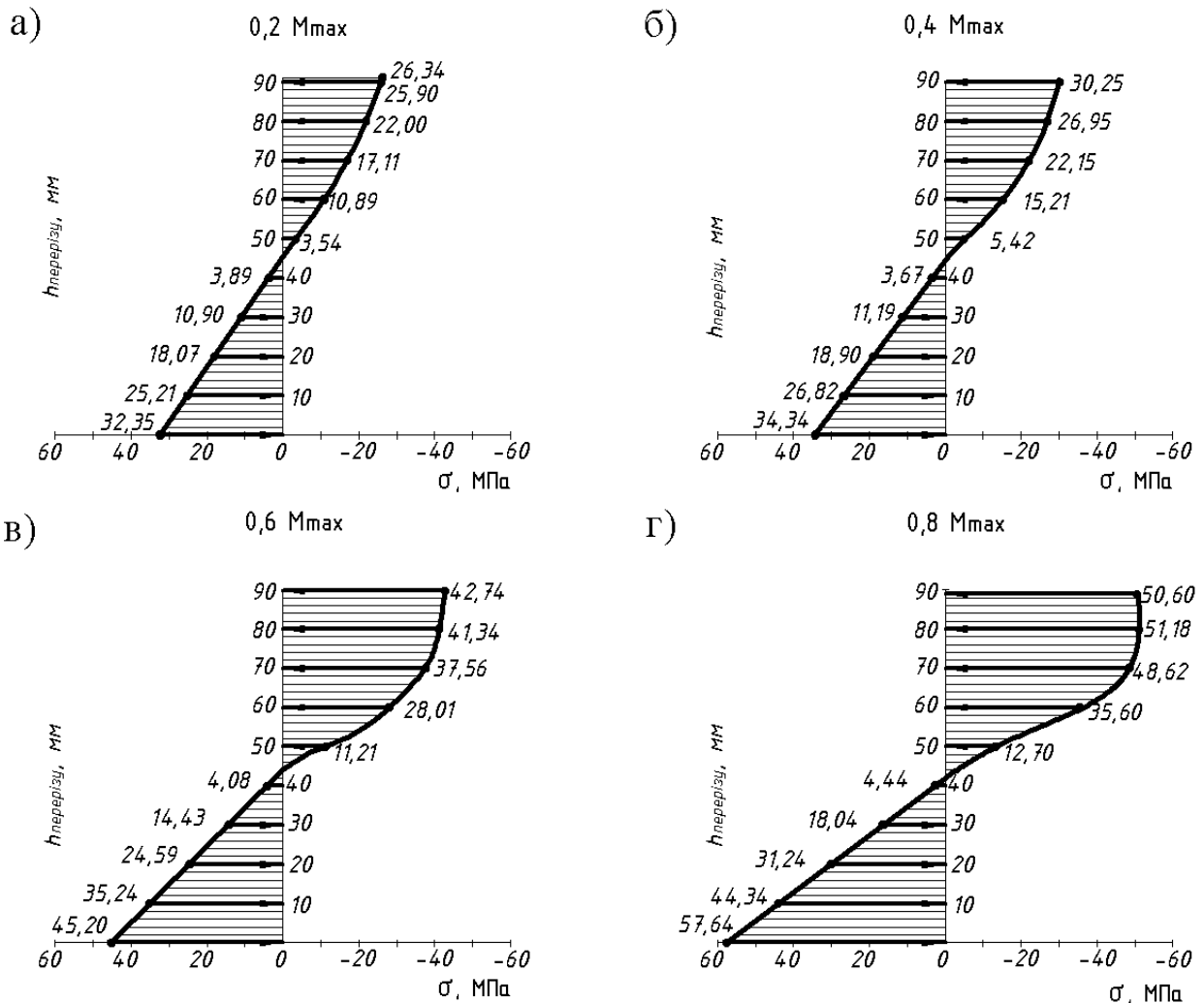


Рисунок 5.3 – Розвиток напружень стиснутої та розтягнутої зони балки Б-5 в зоні чистого згину за рівнів навантаження:

$$а - M = 0,2M_{\max}; \quad б - M = 0,4M_{\max}; \quad в - M = 0,6M_{\max}; \quad Г - M = 0,8M_{\max}$$

За рівня навантаження $M = 0,6M_{\max}$ балки Б-5 спостерігається значне збільшення напружень стиснутої зони до $\sigma_{c,d} = 42,74 \text{ МПа}$, еюра напружень в стиснутій зоні має більш викривлений характер в порівнянні з попередніми рівнями навантаження. Так як максимальні напруження стиснутої зони знаходились в найбільш віддалених волокнах від нейтральної лінії поперечного перерізу балки, балка Б-5 знаходилась в II стадій НДС. За рівня навантаження

$M = 0,8M_{\max}$ максимальні напруження спостерігались на висоті перерізу 80 мм. Напруження найбільш віддалених волокон при цьому були дещо меншими, що свідчить про утворення складки і роботу балки Б-5 в III стадії напружено-деформованого стану. Характер розподілу напружень по висоті поперечного перерізу балки Б-7 (рис. 5.4), яка випробовувалась за кута нахилу 25° , мав аналогіний характер – за рівнів навантаження $M = 0,2M_{\max}$, $M = 0,4M_{\max}$, $M = 0,6M_{\max}$ балка працює в II стадії НДС, за рівня навантаження $M = 0,8M_{\max}$ – в III стадії, на якій утворюється складка в стиснутій зоні [24].

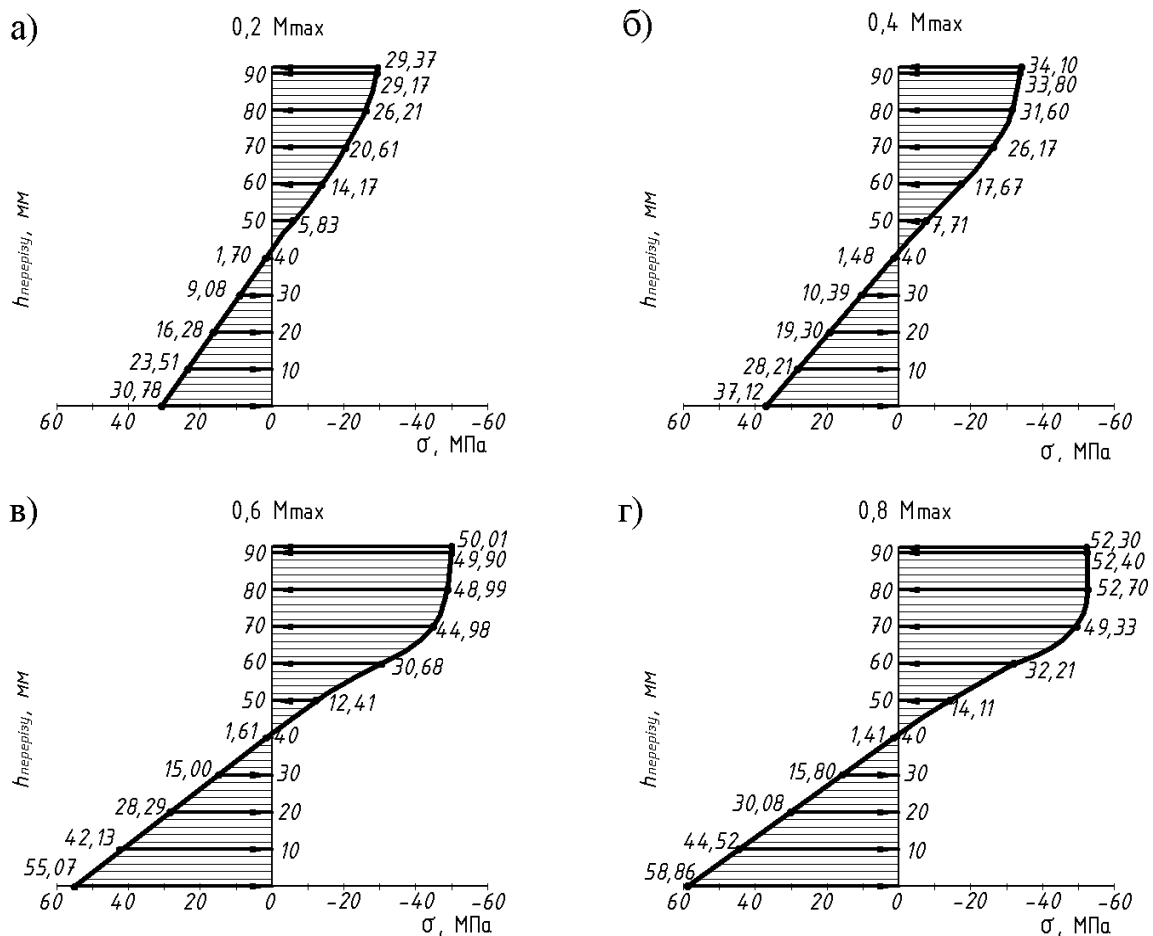


Рисунок 5.4 – Розвиток напружень стиснутої та розтягнутої зони балки Б-7 в зоні чистого згину за рівнів навантаження:

а – $M = 0,2M_{\max}$; б – $M = 0,4M_{\max}$; в – $M = 0,6M_{\max}$; г – $M = 0,8M_{\max}$

5.2. Визначення напружень в балках з цільної деревини за одноразових навантажень методом скінчених елементів в програмному комплексі «Ліра»

З метою порівняння напружень дерев'яних балок в умовах косоного згину, які визначені на основі експериментальних даних, з теоретичними напруженнями було проведено їх розрахунок методом скінчених елементів. Для цього в програмному комплексі «Ліра 9.6» було проведено розрахунок балок, так як експериментальні дослідження на сьогодні в час розвитку програм розрахунку будівельних конструкцій і будівель в цілому, потребують порівняння з результатами чисельних досліджень в програмних комплексах [35, 78, 105, 151]. Також було обчислено напруження згину балок за допомогою формул діючих норм [47]

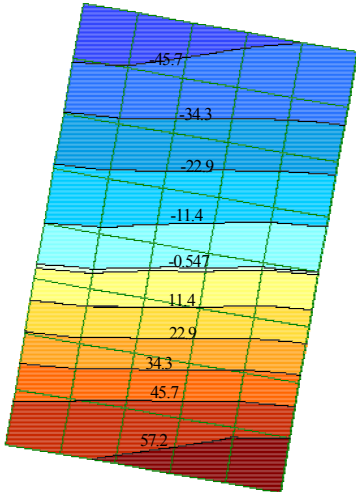
$$\sigma = \frac{M_{y,d}}{W_{y,d}} + \frac{M_{z,d}}{W_{z,d}}, \quad (5.1)$$

де $M_{y,d}, M_{z,d}$ – згинаючі моменти балки відносно осей $y-y$ та $z-z$;

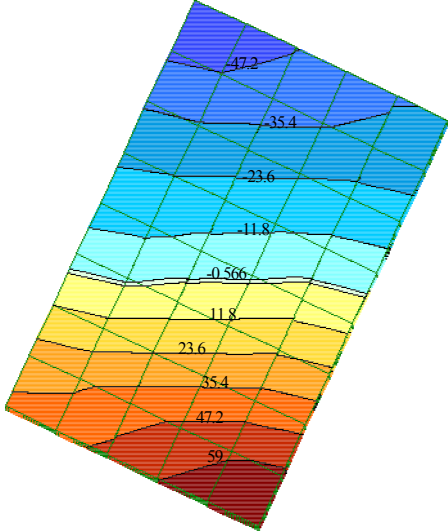
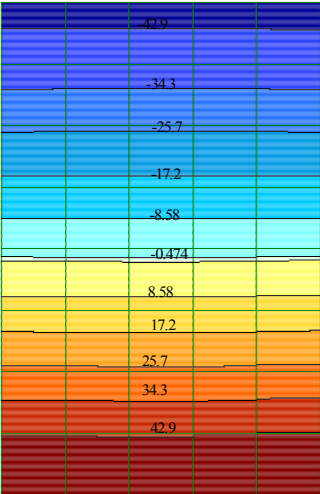
$W_{y,d}, W_{z,d}$ – моменти опору балки відносно осей $y-y$ та $z-z$.

Моделювання балки для розрахунку в ПК «Ліра», наведено в п. 4.1.3. За допомогою програмного комплексу «Ліра» були отримані ізополя напружень балок за косоного згину при кутах нахилу 10° та 25° . Максимальні напруження в стиснутій та розтягнутій зонах балки за даних кутів нахилу були зафіксовані в середині розрахункового прольоту. Розподіл напружень перерізу в середині прольоту наведено в табл. 5.1. Ізополя напружень по всьому деформованому перерізі балки за різних рівнів навантаження та кутів нахилу наведено в додатку М. З метою порівняння даних досліджень прямого згину балок аналогічних розмірів [116] проведено також і їх розрахунок. Результати обчислень величин напружень в поперечному перерізі балок за прямого та косоного згинів наведено в табл.5.1. Експериментальні значення напружень наведені як середні значення на відповідних рівнях завантаження балок Б-5 та Б-6, які випробовувались за кута нахилу 10° , та балок Б-7 і Б-8 за кута нахилу 25° .

Таблиця 5.1 – Напруження балки з цільної деревини за прямого та косоного згину визначені експериментальним, теоретичним шляхом та за допомогою методу скінчених елементів в програмному комплексі «Ліра 9.6»

Розподіл напружень в ПК «Ліра 9.6» (за рівня навантаження $0,8F_{\max}$)	Рівень навантаження	Кут нахилу, град	Напруження, МПа				Напруження згину за ДБН [47], МПа
			Програмний комплекс «Ліра 9.6»		Експериментальні		
			$\sigma_{t,d}$	$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{t,d}$	$\sigma_{c,d}$	
1	2		3	4	5	6	7
	$0,2F_{\max}$	10	16,6	13,2	32,6	27,2	26,17
	$0,4F_{\max}$		29,9	23,8	35,2	31,3	52,34
	$0,6F_{\max}$		43,3	34,5	46,1	43,5	78,51
	$0,8F_{\max}$		68,7	54,8	58,9	51,2	104,68

Продовження табл. 5.1

1	2	3	4	5	6	7	8
	$0,2F_{\max}$	25	17,7	14,2	32,4	30,10	24,79
	$0,4F_{\max}$		35,4	28,3	39,2	34,80	49,58
	$0,6F_{\max}$		53,2	42,5	57,8	51,20	74,34
	$0,8F_{\max}$		70,9	56,7	60,1	53,40	97,98
	$0,2F_{\max}$	—	12,9	11,9	30,99	26,71	11,72
	$0,4F_{\max}$		25,8	23,7	46,58	41,82	23,44
	$0,6F_{\max}$		38,6	35,6	61,18	52,82	35,16
	$0,8F_{\max}$		51,5	47,5	61,88	56,31	46,88

Величини напружень стиснутої та розтягнутої зони балки за кутів нахилу 10° та 25° на малих рівнях навантаження ($0,2F_{\max}$ та $0,4F_{\max}$) обчислені в «Лірі» значно менші за аналогічні величини визначені експериментальним шляхом, тоді як на вищих рівнях навантаження ($0,6F_{\max}$ та $0,8F_{\max}$) проходить «вирівнювання» цих величин. В свою чергу напруження згину після рівня навантаження $0,2F_{\max}$ значно перевищували значення напружень як в стиснутій, так і в розтягнутій зонах визначених в «Лірі» та експериментально. Це можна пояснити влаштуванням в'язей, які під час випробування обмежували деформативність балок з їх площини, частково сприймали зовнішнє навантаження та, відповідно, значно збільшували її несучу здатність в порівнянні з результатами випробувань балок за прямого згину [28, 116].

За прямого згину та рівнів навантаження від $0,2F_{\max}$ до $0,6F_{\max}$ експериментальні значення максимальних напружень, обчислених в «Лірі» значно перевищують експериментальні величини напружень за цих же рівнів навантаження. Проте спостерігається тенденція до зменшення різниці між ними із збільшенням навантаження. Мінімальна різниця максимальних значень напружень в «Лірі» та експериментальних напружень зафіксована за рівня навантаження $0,8F_{\max}$. В свою чергу напруження згину протягом всіх рівнів завантаження дуже близькі за значенням до максимальних напружень стиснутої зони балки, які визначені в програмному комплексі «Ліра». Розподіл напружень за прямого згину в ПК «Ліра» показав, що із збільшенням відстані від нейтральної лінії збільшується величина напружень. Напруження поперечного перерізу балки поділили її на паралельні між собою шари в межах яких відбувається поступове їх збільшення по мірі віддаленості від нейтральної лінії. За косоного згину ці шари були дещо викривленої форми, при чому із збільшенням кута їх викривленість зростала, що свідчить про виникнення неоднорідного розподілу напружень шарів балки в «Лірі».

За косоного та прямого згину максимальні напруження розтягнутої зони, обчислені в програмному комплексі «Ліра», зафіксовані у найбільш віддалених

шарах деревини від нейтральної лінії, як і за експериментальних випробувань. Обчислені в «Лірі» напруження стиснутої зони є максимальними також в найбільш віддалених шарах. Згідно розподілу напружень відповідно до експериментальних даних, аналогічна ситуація спостерігається до рівня навантаження $0,6F_{\max}$ включно. За наступного рівня навантаження $0,8F_{\max}$, на якому утворюється складка, максимальні напруження за експериментальними даними зафіксовані дещо нижче найбільш віддалених волокон деревини. Тому можна зробити висновок, що розрахунки дерев'яних балок в ПК «Ліра» не в повній мірі враховують особливості їх реальної роботи на прямий та косий згин. В свою чергу площа стиснутої зони протягом всіх рівнів навантаження була більшою за площу розтягнутої, як і за експериментальних випробувань.

5.3. Напруження в балках з клеєної деревини за одноразових навантажень

Дощатоклеєні дерев'яні балки БДК-1 та БДК-2 випробовувались в умовах косоного згину за кута нахилу 10° . Приріст моменту протягом збільшення навантаження на дані балки становив $0,45 \text{ кНм}$. На основі оброблених величин відносних деформацій дощатоклеєних балок від початку завантаження до руйнування за формулами 1.14 та 1.15 були знайдені величини напружень різних шарів деревини дослідних зразків по висоті перерізу. Епюра розвитку напружень по висоті перерізу балок будувалась на основі визначених напружень та рис.5.2.

На рис. 5.5 наведені епюри напружень стиснутої та розтягнутої зон балки БДК-1 за різних рівнів навантаження. За рівня навантаження $M = 0,2M_{\max}$ максимальні напруження стиснутої зони становили $\sigma_{c,d,\max} = 20,20 \text{ МПа}$, характер епюри напружень в стиснутій зоні має характер близький до прямолінійного, тому можна стверджувати, що балка працює в II стадії напружено-деформованого стану [24]. За рівня навантаження $M = 0,4M_{\max}$ та $M = 0,6M_{\max}$ спостерігається збільшення максимальних значень напружень стиснутої зони. Характер епюри

напружень за даних рівнів навантаження набуває більш криволінійного характеру. Враховуючи це, можна зробити висновок, що за даних рівнів навантаження дощатоклеєна балка працює в II стадії НДС [24]. За рівня навантаження $M = 0,8M_{\max}$ максимальна величина напружень $\sigma_{c,d,\max} = 49,20 \text{ МПа}$ зафіксована на висоті 140 мм. Величина напружень стиснутої зони в найбільш віддаленому шарі перерізу балки була дещо меншою і становила $\sigma_{c,d,\max} = 48,10 \text{ МПа}$. Величини даних напружень та характер епюри напружень говорять про утворення складки в балці БДК-1 та її роботу в III стадії НДС [24].

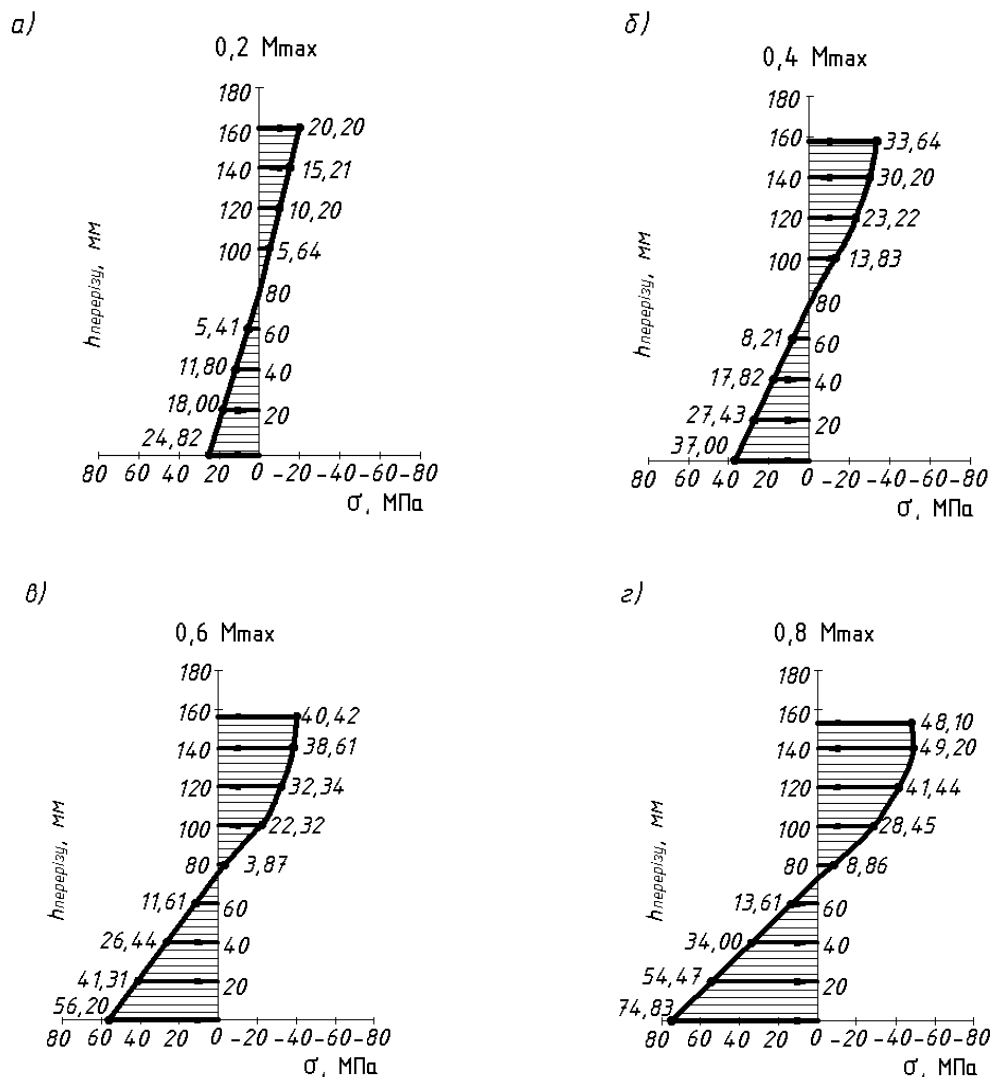


Рисунок 5.5 – Розвиток напружень стиснутої та розтягнутої зони балки БДК-1 в зоні чистого згину за рівнів навантаження:

а – $M = 0,2M_{\max}$; б – $M = 0,4M_{\max}$; в – $M = 0,6M_{\max}$; г – $M = 0,8M_{\max}$

Характер епюри напружень в розтягнутій зоні на всіх рівнях навантаження мав прямолінійний характер. Максимальні напруження спостерігались в максимально віддалених шарах деревини від нейтральної лінії.

Балка БДК-3 випробовувалась за одноразового навантаження та кута нахилу 25° . Розвиток напружень стиснутої та розтягнутої зони та їх величини (рис. 5.6) вказує на схожу роботу до балки БДК-1 – за рівнів $M = 0,2M_{\max}$, $M = 0,4M_{\max}$, $M = 0,6M_{\max}$ дощатоклеєна балка БДК-3 працює в II стадії напружено-деформованого стану. За рівня навантаження $M = 0,8M_{\max}$ в стиснутій зоні чистого згину утворюється складка і балка працює в III стадії НДС [24].

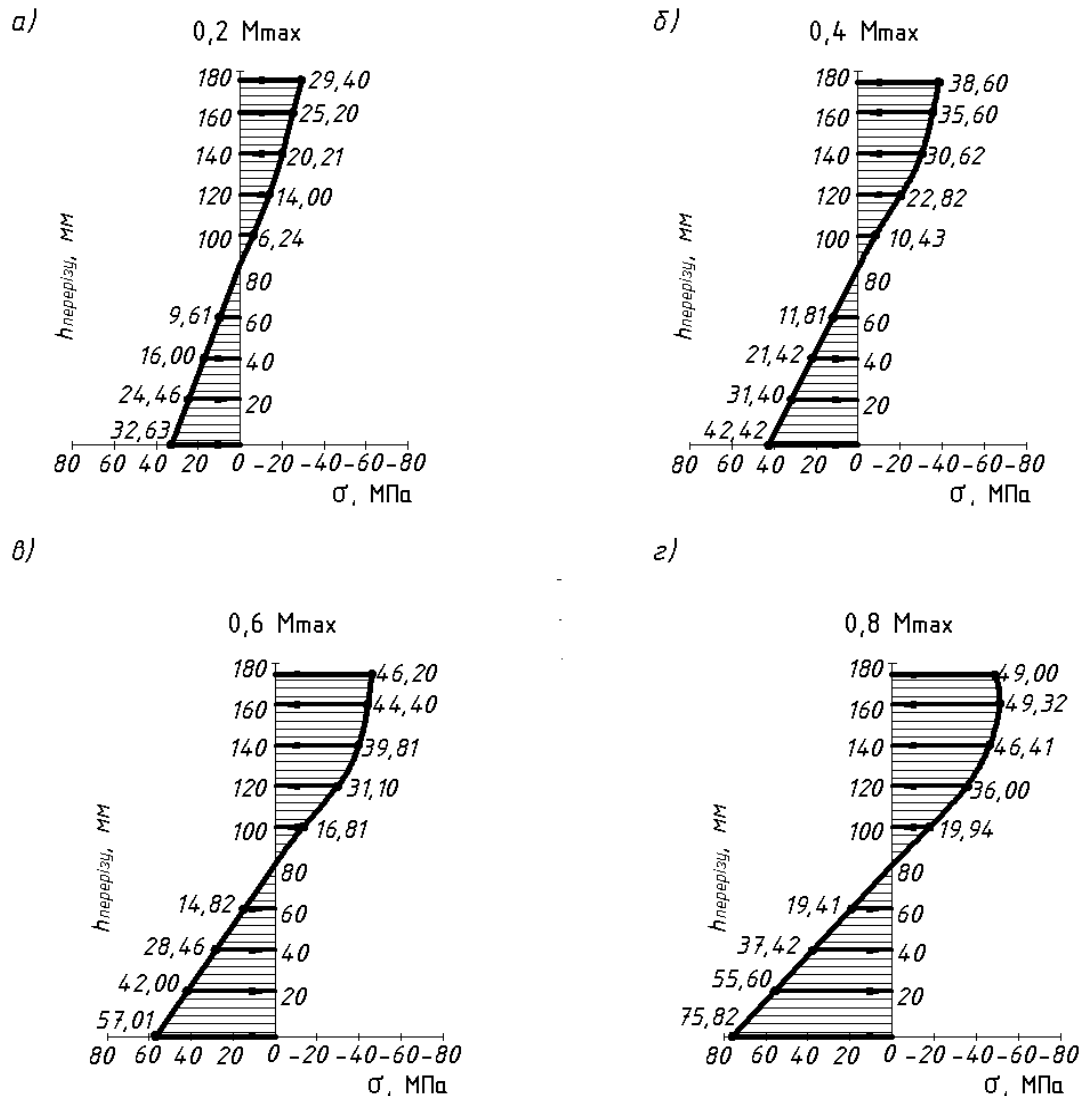


Рисунок 5.6 – Розвиток напружень стиснутої та розтягнутої зони балки БДК-3 в зоні чистого згину за рівнів навантаження:

а – $M = 0,2M_{\max}$; б – $M = 0,4M_{\max}$; в – $M = 0,6M_{\max}$; г – $M = 0,8M_{\max}$

5.4. Визначення напружень в балках з клесної деревини за одноразових навантажень методом скінчених елементів в програмному комплексі «Ліра»

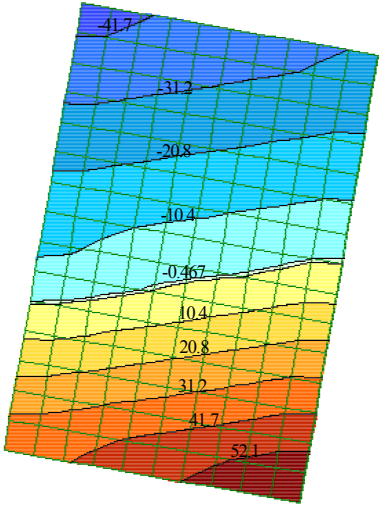
З метою порівняння напружень дерев'яних балок в умовах косоного згину, які визначені на основі експериментальних даних, з теоретичними напруженнями було проведено їх розрахунок методом скінчених елементів. Для цього в програмному комплексі «Ліра 9.6» було проведено розрахунок дощатоклеєних балок. З метою порівняння експериментальних досліджень прямого згину дощатоклеєних балок аналогічних розмірів [116] з даними в «Лірі» проведено також і їх розрахунок. Моделювання балки та її фізико-механічні характеристики, які були використані для розрахунку в ПК «Ліра», наведені в п. 4.2.4.

Ізополя нормальних напружень дощатоклеєних балок за прямого та косоного згину при кутах нахилу 10° та 25° (див. додаток М) показали, що максимальні напруження в стиснутій та розтягнутій зонах моделі було зафіксовано в середині прольоту. Величини напружень в поперечному перерізу балки збільшуються по мірі віддалення від нейтральної лінії, площа стиснутої зони, як і в експериментальних даних, більша площі розтягнутої зони.

За допомогою фрагментації перерізу в «Лірі» в середині прольоту було отримано величини напружень різних шарів деревини, які порівнювались з експериментальними даними (табл. 5.2). Величини напружень, які визначені на основі експериментальних даних балок БДК-1...БДК-4 наведені як їх середні значення на різних рівнях навантаження.

Максимальні напруження розтягнутої зони дощатоклеєної балки, обчислені в «Лірі» зафіксовані у найбільш віддалених шарах деревини від нейтральної лінії, як і в експериментальних даних. Характер розподілу напружень в стиснутій зоні в ПК«Ліра» та експериментальних даних мав схожий характер до рівня навантаження $0,6F_{\max}$ включно. За рівня навантаження $0,8F_{\max}$ максимальні експериментальні величини напружень стиснутої зони, при обробці експериментальних даних, були зафіксовані дещо нижче максимально віддалених шарів деревини, тоді як в «Лірі» – в максимально віддалених шарах.

Таблиця 5.2 – Напруження балки з клеєної деревини за прямого та косоного згину визначені експериментальним, теоретичним шляхом та за допомогою методу скінчених елементів в програмного комплексу «Ліра 9.6»

Розподіл напружень в ПК «Ліра 9.6» (за рівня навантаження $0,8F_{\max}$)	Рівень навантаження	Кут нахилу, град	Напруження, МПа				Напруження згину за ДБН [47], МПа
			Програмний комплекс «Ліра 9.6»		Експериментальні		
			$\sigma_{t,d}$	$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{t,d}$	$\sigma_{c,d}$	
1	2		3	4	5	6	7
	$0,2F_{\max}$	10	24,0	18,0	24,9	21,4	10,81
	$0,4F_{\max}$		36,2	27,2	39,0	33,4	21,62
	$0,6F_{\max}$		48,1	36,0	58,1	40,1	32,43
	$0,8F_{\max}$		62,6	46,8	74,1	49,25	43,25

Продовження табл. 5.2

1	2	3	4	5	6	7	8
	$0,2F_{\max}$	25	26,6	19,6	32,6	29,3	15,48
	$0,4F_{\max}$		39,7	29,3	41,9	37,9	30,96
	$0,6F_{\max}$		53,2	39,3	56,9	45,9	46,44
	$0,8F_{\max}$		66,4	49,0	74,90	49,28	61,93
	$0,2F_{\max}$	—	15,7	12,2	31,57	24,02	14,88
	$0,4F_{\max}$		31,7	24,6	43,36	33,98	29,76
	$0,6F_{\max}$		47,4	36,9	51,61	45,5	44,64
	$0,8F_{\max}$		63,1	49,1	55,63	49,24	59,52

Величини напружень стиснутої зони балок, визначені експериментальним шляхом та за допомогою програмного комплексу «Ліра 9.6» близькі за своїми значеннями протягом всіх рівнів навантаження. Відсоткова різниця між напруженнями, визначені даними методами після рівня навантаження $0,4F_{\max}$ зменшується і на рівні $0,8F_{\max}$ становить лише 4,98%. В розтягнутій зоні більшу збіжність значень напружень, які визначені експериментальним шляхом та за допомогою «Ліри» показують на нижчих рівнях навантаження. На рівні навантаження $0,2F_{\max}$ різниця між ними становить 3,62%, тоді як на рівні $0,8F_{\max}$ – 16,7%. Напруження згину значно відрізнялися від напружень стиснутої та розтягнутої зон визначені різними методами, проте за своїми значеннями вони ближчі до напружень стиску.

Як і у випадку досліджень дощатоклеєних балок в умовах косоного згину за кута нахилу 10° , оброблені результати за кута 25° показують, що із збільшенням рівня навантаження відсоткова різниця напружень стиснутої зони, визначена експериментальним шляхом та за допомогою «Ліри» зменшується і на рівні навантаження $0,8F_{\max}$ становить лише 0,6%, тоді як на рівні навантаження $0,2F_{\max}$ – 33,1%. Напруження розтягнутої зони, визначені цими ж способами, протягом всіх рівнів навантажень були близькими за значеннями із максимальною відсотковою різницею на рівні навантаження $0,2F_{\max}$, яка становить 18,4%.

Величини максимальних напружень поперечного перерізу дощатоклеєної балки за прямого згину поділили її на паралельні між собою шари в межах яких відбувається поступове збільшення величин напружень по мірі віддаленості від нейтральної лінії, як і для балок з цільної деревини. За косоного згину ці шари були дещо викривленої форми, при чому із збільшенням кута їх викривленість зростала, що свідчить про виникнення неоднорідного розподілу напружень шарів балки в «Лірі». За прямого згину протягом рівнів навантаження від $0,2F_{\max}$ до $0,6F_{\max}$ експериментальні значення максимальних напружень значно перевищують величини напружень в «Лірі» за цих же рівнів навантаження, проте спостерігається тенденція до зменшення різниці між ними із збільшенням

навантаження. Мінімальна різниця максимальних значень напружень стиску в «Лірі» та експериментальних напружень зафіксована за рівня навантаження $0,8F_{\max}$ і становить 0,65%. Напруження розтягнутої зони протягом всіх рівнів навантаження відрізнялись між собою від 50,3% на рівні $0,2F_{\max}$ до 11,8% на рівні $0,8F_{\max}$.

Різниця між експериментальними величинами напружень та напружену ПК «Ліра» в стиснутій та розтягнутій зонах пояснюється тим, що програмний комплекс не в повній мірі враховує реальну роботу згинальних елементів з деревини.

5.5. Напруження в балках з клеєної деревини за дії повторних малоциклових навантажень

Дощатоклеєні балки БДК-5, БДК-6, БДК-7 випробовувались в умовах косоного згину за кута нахилу 10° та дії малоциклових повторних навантажень. Дослідження напруженого стану дощатоклеєних балок за дії малоциклових навантажень проводилось порівнянням напружень найбільш віддалених шарів деревини поперечного перерізу балки в середині її прольоту на нижніх та верхніх рівнях навантаження. Порівняння проводили між напруженнями на першому та останньому циклі випробування за певного режиму роботи дощатоклеєних балок.

Балка БДК-5 працювала за режиму роботи $(0,2 - 0,4)M_{\max}$. Нижній рівень навантаження $0,2M_{\max}$ відповідав згинаючому моменту $3,44 \text{ кНм}$. Приріст моменту протягом випробувань від $0,2M_{\max}$ та $0,4M_{\max}$ проводили ступенями з рівнем ступеня $0,45 \text{ кНм}$. На верхньому рівні навантаження значення згинаючого моменту становило відповідно $6,88 \text{ кНм}$. Розподіл напружень по висоті перерізу балки за рівня навантаження $0,2M_{\max}$ на першому та тридцятому циклах наведено на рис. 5.7.

Максимальні напруження за рівня навантаження $(0,2 - 0,4)M_{max}$ дощатоклеєної балки БДК-5 зафіксовані в найбільш віддалених її шарах поперечного перерізу від нейтральної лінії.

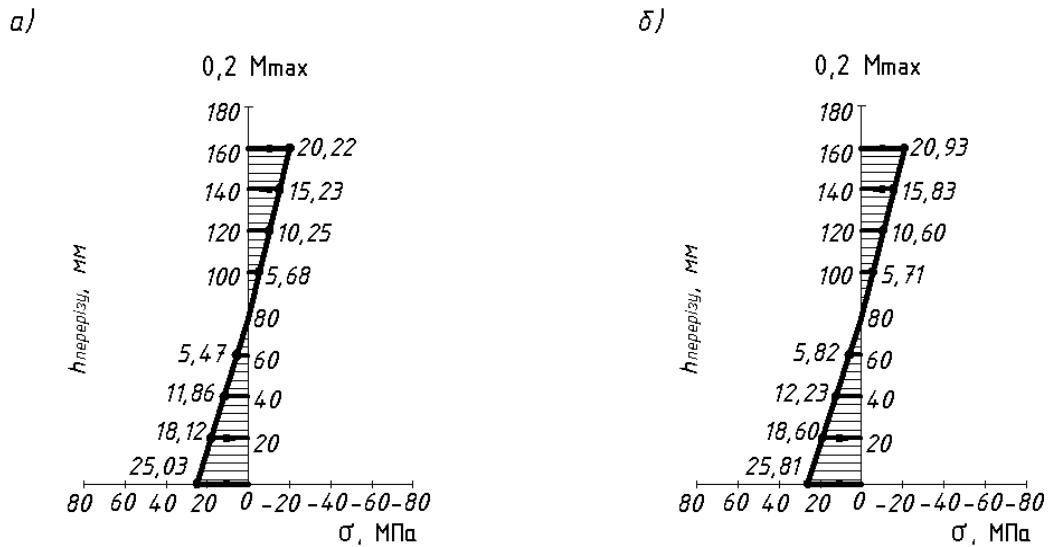


Рисунок 5.7 – Розвиток напружень стиснутої та розтягнутої зони дощатоклеєної балки БДК-5 за малоциклових навантажень в зоні чистого згину на нижньому рівні навантаження $0,2M_{max}$:

а – на першому циклі; б – на тридцятому циклі

Як видно з рис. 5.7, максимальні напруження стиснутої зони на першому циклі за рівня навантаження $0,2M_{max}$ становили $\sigma_{c,d,max,1} = 20,22 \text{ МПа}$, на тридцятому $\sigma_{c,d,max,30} = 20,93 \text{ МПа}$. Відсотковий приріст напружень становить 3,4%. Незначний приріст напружень та близька до трикутної форма епюри стиснутої зони говорить про роботу дощатоклеєної балки БДК-5 за даного режиму в II групі НДС [24]. Максимальні напруження розтягнутої зони протягом тридцяти циклів зросли від $\sigma_{t,d,max,1} = 25,03 \text{ МПа}$ до $\sigma_{t,d,max,1} = 25,81 \text{ МПа}$, що у відсотковому відношенні становить 3,02%. Розвиток напружень дощатоклеєної балки БДК-5 на верхньому рівні навантаження $0,4M_{max}$ наведено на рис 5.8.

Максимальні напруження розтягнутої зони на першому циклі становили $\sigma_{t,d,max,1} = 36,92 \text{ МПа}$, на тридцятому циклі $\sigma_{t,d,max,30} = 37,12 \text{ МПа}$. У відсотковому

відношенні протягом тридцяти циклів максимальні напруження розтягнутої зони виростили всього на 0,54 %.

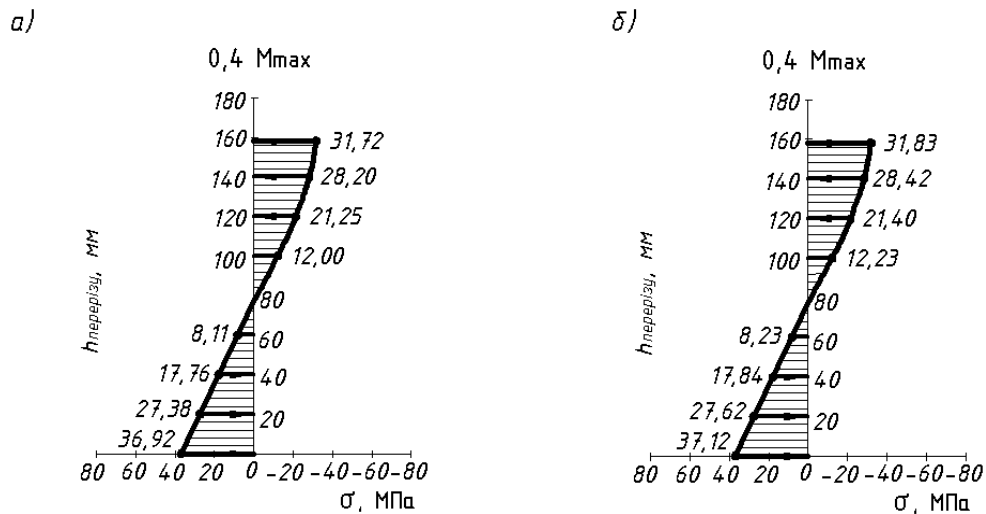


Рисунок 5.8 – Розвиток напружень стиснутої та розтягнутої зони дощатоклеєної балки БДК-5 за малоциклових навантажень в зоні чистого згину на верхньому рівні навантаження $0,4M_{max}$:

а – на першому циклі; б – на тридцятому циклі

Максимальні напруження стиснутої зони, які були зафіксовані на першому циклі та верхньому рівні навантаження становили $\sigma_{c,d,max,1} = 31,72 \text{ МПа}$, на тридцятому циклі $\sigma_{c,d,max,30} = 31,83 \text{ МПа}$, що у відсотковому відношенні становить 0,35%. Епюра розвитку напружень набула більшої криволінійності в порівнянні з рівнем навантаження $0,2M_{max}$. Величини напружень та характер епюри напружень говорить про те, що балка БДК-5 на рівні навантаження $0,4M_{max}$ знаходилась в II стадії НДС [24].

Балка БДК-5 також досліджувалась за режиму роботи $(0,2 - 0,6)M_{max}$. Нижній рівень навантаження $0,2M_{max}$ дорівнював $3,44 \text{ кНм}$, верхній рівень $0,6M_{max} = 10,32 \text{ кНм}$. Приріст моменту протягом випробувань від $0,2M_{max}$ та $0,6M_{max}$ проводили ступенями з рівнем ступеня $0,45 \text{ кНм}$. Розподіл напружень по

висоті перерізу балки за рівня навантаження $0,2M_{max}$ на першому та п'ятисотому циклах за режиму роботи $(0,2 - 0,6)M_{max}$ наведено на рис. 5.9.

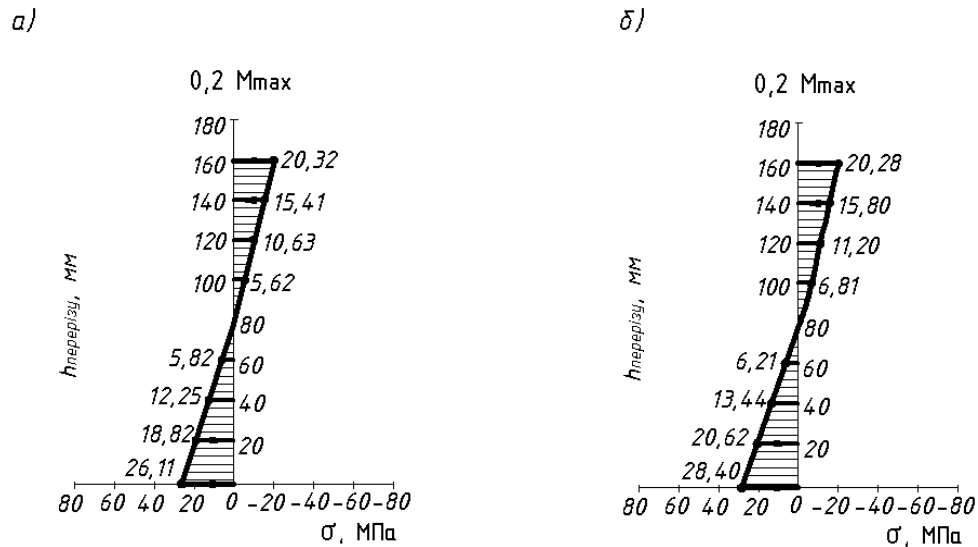


Рисунок 5.9 – Розвиток напружень стиснутої та розтягнутої зони дощатоклеєної балки БДК-5 за малоциклових навантажень та режиму роботи $(0,2 - 0,6)M_{max}$ в зоні чистого згину на нижньому рівні навантаження $0,2M_{max}$:

а – на першому циклі; б – на п'ятисотому циклі.

Максимальні напруження стиснутої зони балки БДК-5 за нижнього рівня навантаження $0,2M_{max}$ на першому циклі становили $\sigma_{c,d,max,1} = 20,32 \text{ МПа}$, на п'ятисотому циклі $\sigma_{c,d,max,500} = 20,28 \text{ МПа}$. В розтягнутій зоні максимальні напруження протягом всіх циклів випробувань вирости від $\sigma_{t,d,max,1} = 26,11 \text{ МПа}$ на першому циклі до $\sigma_{t,d,max,1} = 28,40 \text{ МПа}$ на п'ятисотому.

Розвиток напружень стиснутої та розтягнутої зони дощатоклеєної балки БДК-5 на верхньому рівні навантаження $0,6M_{max}$ наведено на рис. 5.10. Епюра стиснутої зони за даного рівня навантаження набула криволінійного характеру з максимальними напруженнями в найбільш віддалених шарах деревини від нейтральної лінії поперечного перерізу балки зони чистого згину. Максимальні напруження стиснутої зони на першому циклі становили $\sigma_{c,d,max,1} = 40,12 \text{ МПа}$, на

п'ятисотому циклі $\sigma_{c,d,max,500} = 42,26 \text{ МПа}$, у відсотковому відношенні приріст становить 5,06%.

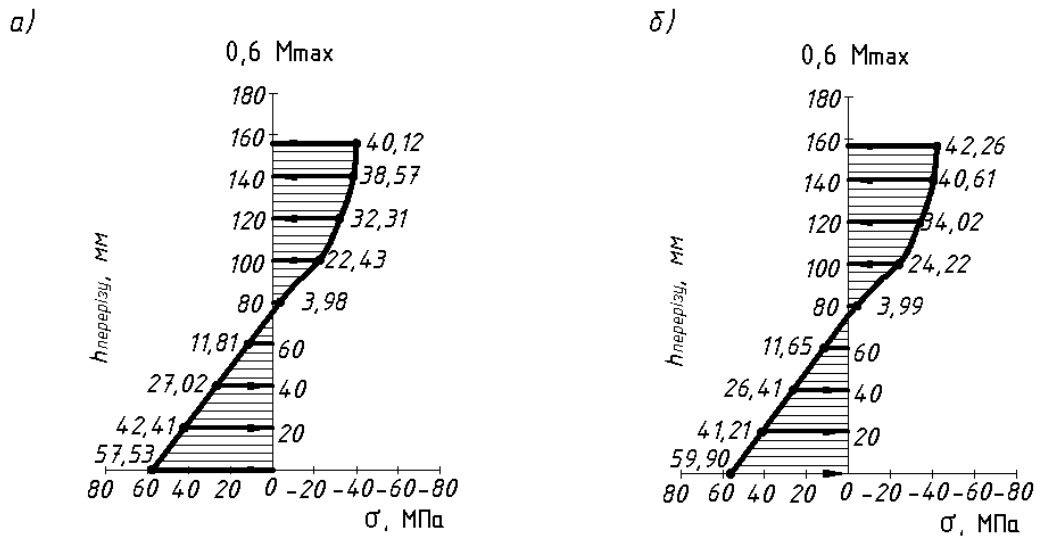


Рисунок 5.10 – Розвиток напружень стиснутої та розтягнутої зони дощатоклеєної балки БДК-5 за малоциклових навантажень та режиму роботи $(0,2 - 0,6)M_{max}$ в зоні чистого згину на верхньому рівні навантаження $0,6M_{max}$:

а – на першому циклі; б – на п'ятисотому циклі

Максимальні напруження розтягнутої зони також зафіксовані у найбільш віддалених шарах деревини від нейтральної лінії та становили $\sigma_{t,d,max,1} = 57,53 \text{ МПа}$ на першому циклі та $\sigma_{t,d,max,500} = 59,90 \text{ МПа}$ на п'ятисотому, що у відсотковому відношенні складає 3,96%.

Характер епюри напружень стиснутої та розтягнутої зон та, власне, їх величини говорять про роботу балки БДК-5 на рівні навантаження $0,6M_{max}$ в II стадії НДС [24].

Балка БДК-6 працювала за режиму роботи $(0,2 - 0,8)M_{max}$. Нижній рівень навантаження $0,2M_{max}$ відповідав згинаючому моменту $3,44 \text{ кНм}$. Приріст моменту протягом випробувань від $0,2M_{max}$ та $0,8M_{max}$ проводили ступенями з рівнем ступеня $0,45 \text{ кНм}$. На верхньому рівні навантаження значення згинаючого моменту становило відповідно $13,76 \text{ кНм}$. Розподіл напружень стиснутої та

розтягнутої зони по висоті перерізу балки за рівня навантаження $0,2M_{max}$ на першому та двісті п'ятдесятому циклах наведено на рис. 5.11.

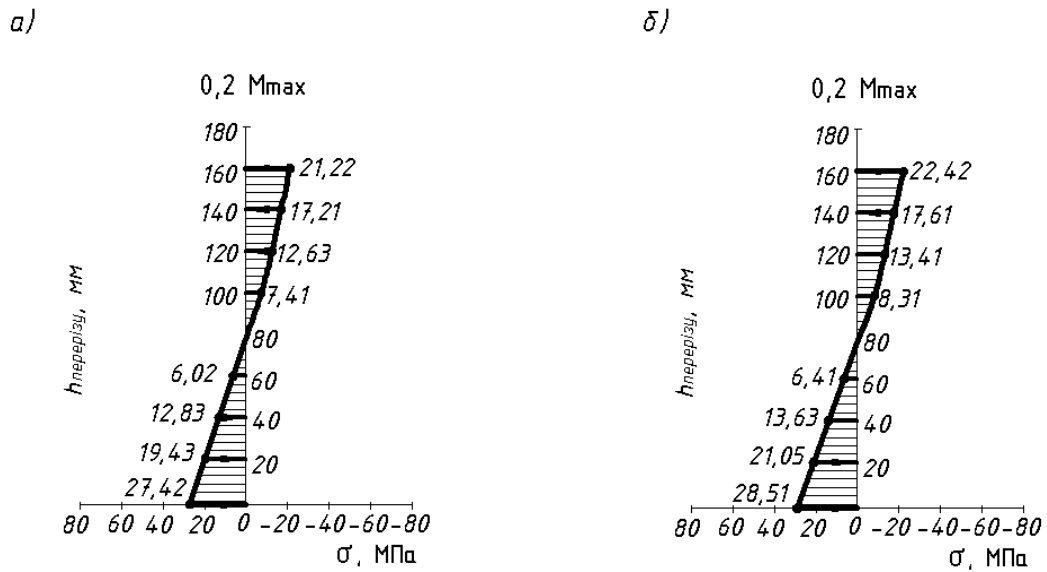


Рисунок 5.11 – Розвиток напружень стиснутої та розтягнутої зони дощатоклеєної балки БДК-6 за малоциклових навантажень в зоні чистого згину на нижньому рівні навантаження $0,2M_{max}$:

а – на першому циклі; б – на двісті п'ятдесятому циклі

Максимальні напруження стиснутої зони балки БДК-6 за нижнього рівня навантаження $0,2M_{max}$ були зафіксовані у найбільш віддалених шарах деревини та становили на першому циклі $\sigma_{c,d,max,1} = 21,22 \text{ МПа}$, на двісті п'ятдесятому циклі $\sigma_{c,d,max,250} = 22,42 \text{ МПа}$. В розтягнутій зоні максимальні напруження протягом всіх циклів випробувань вирости від $\sigma_{t,d,max,1} = 27,42 \text{ МПа}$ на першому циклі до $\sigma_{t,d,max,250} = 28,51 \text{ МПа}$ на двісті п'ятдесятому. Приріст напружень стиснутої зони протягом всіх циклів навантаження-розвантаження становив 5,35%, розтягнутої зони 3,82%.

Розвиток напружень стиснутої та розтягнутої зони дощатоклеєної балки БДК-6 на верхньому рівні навантаження $0,8M_{max}$ наведено на рис. 5.12. Епюра стиснутої зони за даного рівня навантаження має криволінійний характер з максимальними напруженнями на висоті перерізу 140 мм, які становили на

першому циклі $\sigma_{c,d,max,1} = 49,01 \text{ МПа}$, на двісті п'ятдесятому циклі $\sigma_{c,d,max,250} = 49,22 \text{ МПа}$, що у відсотковому відношенні становить 0,43%.

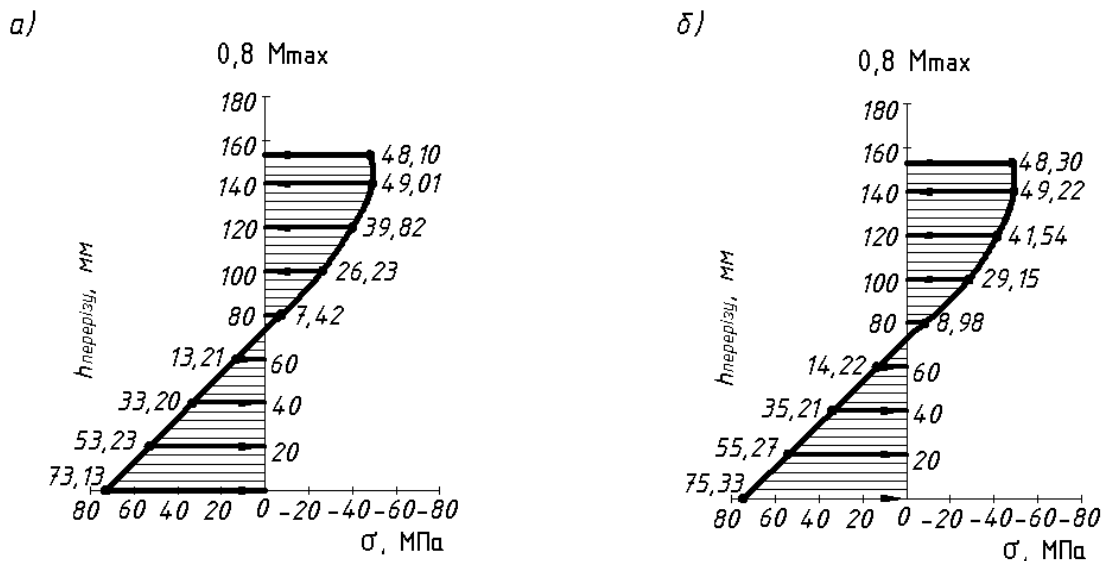


Рисунок 5.12 – Розвиток напружень стиснутої та розтягнутої зони дощатоклеєної балки БДК-6 за малоциклових навантажень в зоні чистого згину на верхньому рівні навантаження $0,8M_{max}$:

а – на першому циклі; б – на двісті п'ятдесятому циклі

Напруження стиснутої зони в найбільш віддалених волокнах балки БДК-6 були дещо меншими максимальних і становили на першому циклі $\sigma_{c,d,max,1} = 48,10 \text{ МПа}$, на двісті п'ятдесятому циклі $\sigma_{c,d,max,250} = 48,30 \text{ МПа}$. Незначне зменшення напружень стиснутої зони у максимально віддалених шарах деревини говорить про утворення складки та роботу дощатоклеєної балки БДК-6 в III стадії НДС [24].

Максимальні напруження розтягнутої зони балки БДК-6 зафіксовані у найбільш віддалених шарах і становили на першому циклі $\sigma_{t,d,max,1} = 73,13 \text{ МПа}$, на двісті п'ятдесятому циклі $\sigma_{t,d,max,250} = 75,33 \text{ МПа}$. Відсотковий приріст напружень розтягнутої зони протягом всіх циклів випробувань становить 2,92%.

Дощатоклеєні балки БДК-8 та БДК-9 випробовувались за дії малоциклових навантажень та кута нахилу 25° . Балка БДК-8 працювала за режиму роботи

$(0,2 - 0,4)M_{max}$. Нижній рівень навантаження $0,2M_{max}$ відповідав згинаючому моменту $3,54кНм$. Приріст моменту протягом випробувань від $0,2M_{max}$ та $0,4M_{max}$ проводили ступенями з рівнем ступеня $0,45кНм$. На верхньому рівні навантаження значення згинаючого моменту становило відповідно $7,08кНм$. Розподіл напружень по висоті перерізу балки за рівня навантаження $0,2M_{max}$ на першому та тридцятому циклах наведено на рис. 5.13.

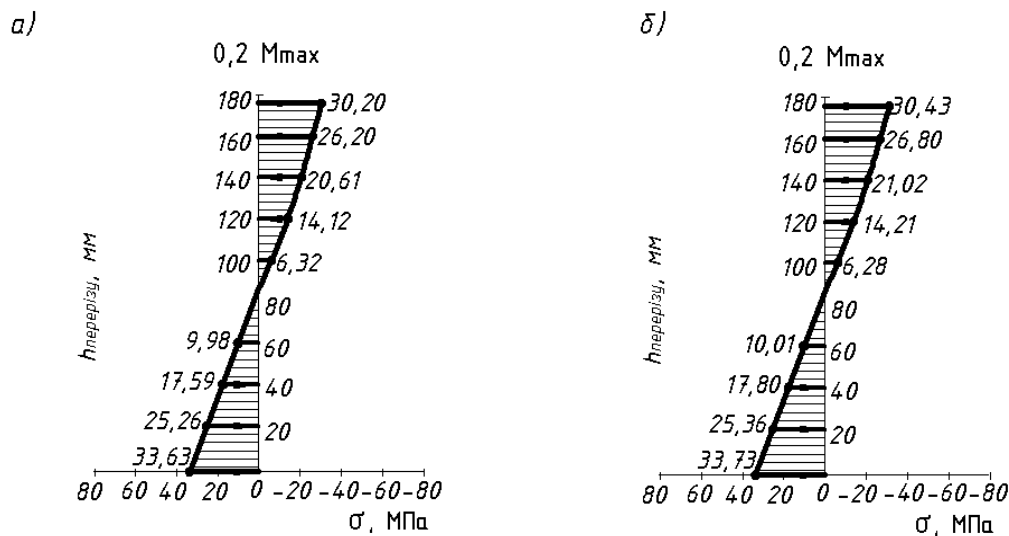


Рисунок 5.13 – Розвиток напружень стиснутої та розтягнутої зони дощатоклеєної балки БДК-8 за малоциклових навантажень в зоні чистого згину на нижньому рівні навантаження $0,2M_{max}$:

а – на першому циклі; б – на двадцятому циклі

Максимальні напруження стиснутої зони балки БДК-8 на першому циклі становили $\sigma_{c,d,max,1} = 30,20МПа$, на двадцятому $\sigma_{c,d,max,20} = 30,43МПа$. Відсотковий приріст напружень протягом цих циклів становить лише $0,76\%$. В розтягнутій зоні приріст напружень становить $0,30\%$ з напруженнями на першому $\sigma_{t,d,max,1} = 33,63МПа$ та двадцятому $\sigma_{t,d,max,20} = 33,73МПа$ циклах.

Розвиток напружень стиснутої та розтягнутої зони дощатоклеєної балки БДК-8 на верхньому рівні навантаження $0,4M_{max}$ наведено на рис. 5.14. Максимальні напруження стиснутої зони балки БДК-8 на першому циклі

становили $\sigma_{c,d,max,1} = 39,82 \text{ МПа}$, на двадцятому $\sigma_{c,d,max,20} = 40,01 \text{ МПа}$. Відсотковий приріст напружень протягом цих циклів становить 0,48%. Епюра напружень стиснутої зони в порівнянні з нижнім рівнем навантаження $0,2M_{max}$ стала більш криволінійною.

В розтягнутій зоні максимальні напруження балки БДК-8 на першому циклі становили $\sigma_{t,d,max,1} = 43,42 \text{ МПа}$, на двадцятому циклі $\sigma_{t,d,max,20} = 43,67 \text{ МПа}$. Як в стиснутій, так і в розтягнутій зонах балки БДК-8 за режиму роботи $(0,2 - 0,4)M_{max}$ максимальні напруження фіксувались в максимально віддалених шарах деревини. Балка за даного режиму роботи, враховуючи характер епюри напружень та власне величин напружень, працювала в II стадії НДС [24].

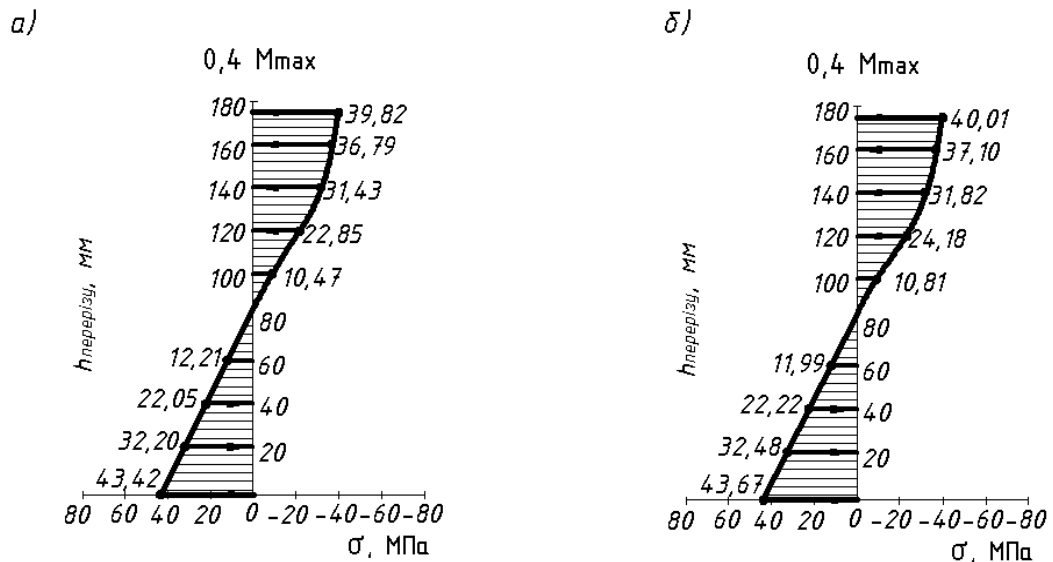


Рисунок 5.14 – Розвиток напружень стиснутої та розтягнутої зони дощатоклеєної балки БДК-8 за малоциклових навантажень в зоні чистого згину на верхньому рівні навантаження $0,4M_{max}$:

а – на першому циклі; б – на двадцятому циклі

Дощатоклеєна балка БДК-9 працювала за режиму роботи $(0,2 - 0,6)M_{max}$. Нижній рівень навантаження $0,2M_{max}$ відповідав згинаючому моменту $3,54 \text{ кНм}$. Приріст моменту протягом випробувань від $0,2M_{max}$ та $0,6M_{max}$ проводили ступенями з рівнем ступеня $0,45 \text{ кНм}$. На верхньому рівні навантаження значення

згинаючого моменту становило відповідно $10,62 \text{ кНм}$. Максимальні напруження за рівнів навантаження $(0,2 - 0,6)M_{\text{max}}$ дощатоклеєної балки БДК-9 зафіксовані в найбільш віддалених її шарах поперечного перерізу. Розподіл напружень по висоті перерізу балки за рівня навантаження $0,2M_{\text{max}}$ на першому та двохсотому циклах наведено на рис. 5.15.

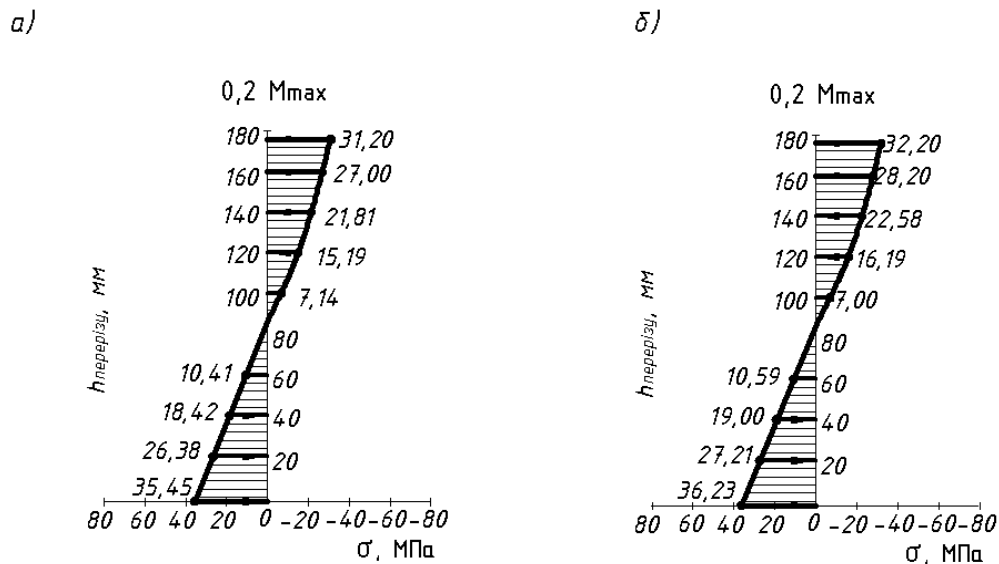


Рисунок 5.15 – Розвиток напружень стиснутої та розтягнутої зони дощатоклеєної балки БДК-9 за малоциклових навантажень в зоні чистого згину на нижньому рівні навантаження $0,2M_{\text{max}}$:

а – на першому циклі; б – на двохсотому циклі.

Максимальні напруження стиснутої зони балки БДК-9 на першому циклі становили $\sigma_{c,d,\text{max},1} = 31,20 \text{ МПа}$, на двохсотому $\sigma_{c,d,\text{max},200} = 32,20 \text{ МПа}$. Відсотковий приріст напружень протягом цих циклів становить 3,1%. В розтягнутій зоні приріст напружень становить 2,15% з напруженнями на першому $\sigma_{t,d,\text{max},1} = 35,45 \text{ МПа}$ та двохсотому $\sigma_{t,d,\text{max},200} = 36,23 \text{ МПа}$ циклах.

Розвиток напружень стиснутої та розтягнутої зони дощатоклеєної балки БДК-9 на верхньому рівні навантаження $0,6M_{\text{max}}$ наведено на рис.5.16. Максимальні напруження стиснутої зони балки БДК-9 на першому циклі становили $\sigma_{c,d,\text{max},1} = 46,11 \text{ МПа}$, на двохсотому $\sigma_{c,d,\text{max},200} = 46,24 \text{ МПа}$. Відсотковий

приріст напружень протягом цих циклів становить 0,28%. Епюра напружень стиснутої зони мала явно виражений криволінійний характер з максимальним значенням у найбільш віддалених шарах деревини поперечного перерізу.

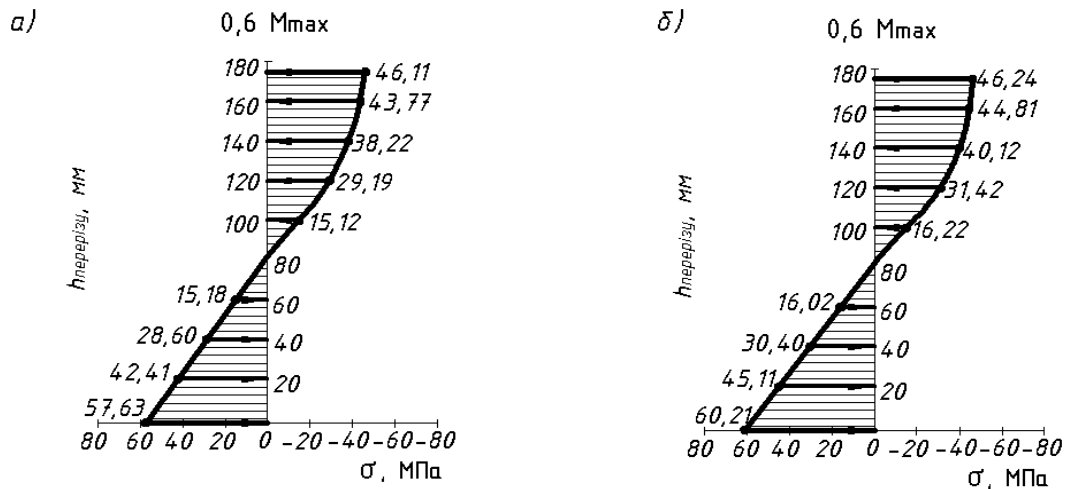


Рисунок 5.16 – Розвиток напружень стиснутої та розтягнутої зони дощатоклеєної балки БДК-9 за малоциклових навантажень в зоні чистого згину на верхньому рівні навантаження $0,6M_{max}$:

а – на першому циклі; б – на двохсотому циклі.

В розтягнутій зоні максимальні напруження зросли від першого циклу $\sigma_{t,d,max,1} = 57,63 \text{ МПа}$ до $\sigma_{t,d,max,200} = 60,21 \text{ МПа}$ на двохсотому циклі, що у відсотковому відношення становить 4,29%. Враховуючи характер розподілу напружень стиснутої та розтягнутої зони перерізу балки та величини напружень можна зробити висновок, що дощатоклеєна балка БДК-9 за режиму роботи $(0,2 - 0,6)M_{max}$ працювала у II стадії НДС [24].

5.6. Руйнування балок з клеєної деревини за дії одноразових та малоциклових навантажень

Дощатоклеєні балки БДК-1...БДК-4, які випробовувались за дії одноразових навантажень і кутів нахилу 10° та 25° руйнувались в зоні чистого згину. До рівня навантаження 0,6 від руйнівного дослідні балки працювали пружно-пластично.

Після даного рівня навантаження у стиснутій зоні дощатоклеєних балок почали зростати пластичні деформації, що на епюрах напружень відображається її вираженою криволінійністю. Розвиток пластичних деформацій супроводжувався утворенням складок в стиснутій зоні. Візуально утворення складок можна було спостерігати на навантаженнях близьких до руйнівного. Руйнування дощатоклеєних балок за дії одноразового навантаження розпочиналось з крайньої дошки розтягнутої зони (рис. 5.17), після чого з наступним збільшенням навантаження відбувалось миттєве руйнування всієї балки (рис. 5.18).



Рисунок 5.17 – Початок руйнування дощатоклеєної балки БДК-2 – тріщина крайньої дошки розтягнутої зони

Дощатоклеєні балки БДК-5...БДК-9, які випробовувались в умовах косоного згину за кутів нахилу 10° та 25° та різних рівнів малоциклових навантажень, руйнувались, як і балки після дії одноразових навантажень, в зоні чистого згину. Розвиток пластичних деформацій спостерігався після рівня навантаження 0,6 від руйнівного. Як і у випадках випробувань одноразовими навантаженнями, за дії малоциклових повторних навантажень спостерігалось утворення складок в зоні чистого згину. Крім цього в балці БДК-5, яка працювала за режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,6)M_{\max}$, на 350 циклі фіксувалось утворення складок під дерев'яними підкладками у місцях прикладання навантаження, які наведені на рис. 5.19. Руйнування балки БДК-5 наведено на рис. 5.20. Характер навантаження та несуча здатність дощатоклеєних балок наведена у табл. 5.3. Характер руйнування дощатоклеєних балок за різних кутів нахилу та режимів роботи наведено в додатку К.



Рисунок 5.18 – Характер руйнування дощатоклеєної балки БДК-2 після дії одноразових навантажень

а)



б)



Рисунок 5.19 – Утворення складок в балці БДК-5:

а) в місці прикладання навантаження під дерев'яною підкладкою; б) в зоні чистого згину



Рисунок 5.20 – Характер руйнування балки БДК-5 після дії повторних малоциклових навантажень

Таблиця 5.3 – Зведена таблиця випробувань дощатоклеєних балок

Назва балки	Кут нахилу, град	Характер навантаження	Несуча здатність за ДБН [47]	Експериментальна несуча здатність, кНм	Несуча здатність за деформаційною моделлю, кНм	
					косий згин	прямий згин [116]
1	2	3	4	5	6	7
БДК-1	10°	Одноразове статичне	7,35	17,1	18,72	27,72
БДК-2	10°	Одноразове статичне	7,35	17,28	18,72	27,72
БДК-3	25°	Одноразове статичне	7,94	17,55	17,1	27,72
БДК-4	25°	Одноразове статичне	7,94	17,82	17,1	27,72
БДК-5	10°	Повторні навантаження, режим $\eta = (0,2 - 0,4)M_{\max}$ та $\eta = (0,2 - 0,6)M_{\max}$	–	Протягом прикладання повторних навантажень не втратила несучої здатності. Зруйнована статичним навантаженням на 531 циклі за моменту 20,4 кНм	–	–

Продовження табл. 5.3

1	2	3	4	5	6	7
БДК-6	10°	Повторні навантаження, режим $\eta = (0,2 - 0,8)M_{\max}$	—	Протягом прикладання повторних навантажень не втратила несучої здатності. Зруйнована статичним навантаженням на 251 циклі за моменту 19,8 кНм.	—	—
БДК-7	10°	Повторні навантаження, режим $\eta = (0,2 - 0,9)M_{\max}$	—	Зруйнувалась на 103 циклі навантаження	—	—
БДК-8	25°	Повторні навантаження, режим $\eta = (0,2 - 0,4)M_{\max}$	—	Протягом прикладання повторних навантажень не втратила несучої здатності. Зруйнована статичним навантаженням на 21 циклі за моменту 17,7 кНм.	—	—
БДК-9	25°	Повторні навантаження, режим $\eta = (0,2 - 0,6)M_{\max}$	—	Протягом прикладання повторних навантажень не втратила несучої здатності. Зруйнована статичним навантаженням на 201 циклі за моменту 17,5 кНм.	—	—

Несуча здатність дощатоклеєної балки, що наведена в табл. 5.3, відповідно до діючих норм [47] обчислювалась за формулами

$$M_y = f_{m,d} \cdot W_y / \cos\alpha, \quad (5.2)$$

$$M_z = f_{m,d} \cdot W_z / \sin\alpha, \quad (5.3)$$

де $f_{m,d}$ – розрахунковий опір деревини на згин;

W_y, W_z – моменти опору розрахункового перерізу відносно осей $y-y$ та $z-z$ відповідно.

Розрахунковий опір деревини першого сорту (з якого виготовлені дощатоклеєні балки) на згин відповідно до [40] становить

$$f_{m,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{m,g,k}}{\gamma_m} = 0,8 \cdot \frac{32}{1,25} = 20,5 \text{ МПа}, \quad (5.4)$$

де k_{mod} – перехідний коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження;

γ_m – коефіцієнт надійності для характеристики матеріалу;

$f_{m,g,k}$ – характеристичне значення міцності балок з клеєної деревини класу міцності GL32.

Моменти опору поперечного перерізу балки становлять

$$W_y = \frac{b \cdot h^2}{6} = 375 \text{ см}^3, \quad (5.5)$$

$$W_z = \frac{h \cdot b^2}{6} = 250 \text{ см}^3, \quad (5.6)$$

де b, h – ширина та висота поперечного перерізу балки відповідно.

Враховуючи формули 5.2...5.6 максимальні згинаючі моменти, що може сприйняти балка за кута нахилу 10° становлять $M_y = 7,35 \text{ кНм}$, $M_z = 27,58 \text{ кНм}$, за кута нахилу 25° – $M_y = 7,94 \text{ кНм}$, $M_z = 11,34 \text{ кНм}$. Максимальний згинаючий момент, що може сприйняти переріз балки за кута нахилу 10° становить $M = 7,35 \text{ кНм}$, за кута нахилу 25° – $M = 7,94 \text{ кНм}$.

5.7. Розрахунок балок з клеєної деревини прямокутного перерізу за деформаційною моделлю в умовах косоного згину

Розроблена методика розрахунку дерев'яних балок прямокутного перерізу за деформаційною моделлю заснована на таких передумовах:

- для розрахунку використовується нормальний переріз до поздовжньої осі елемента в середині прольоту балки;
- напруження в нормальному перерізі обчислювались за допомогою двох функцій 1.14 та 1.15 [24];
- розглядаються елементи, в який поперечний переріз елемента зазнає впливу дії косоного згину без кручення;
- середні значення тимчасового опору дерев'яних елементів прийняті як розрахункові;
- деформації стиснутої зони прийняті зі знаком мінус, розтягнутої – зі знаком плюс.

За критерій втрати несучої здатності перерізу прийнято:

- руйнування розтягнутої зони деревини за досягнення найбільш розтягнутим шаром граничних значень відносних деформацій;
- екстремальний критерій – втрата рівноваги між внутрішніми та зовнішніми зусиллями.

Напруження в нормальному перерізі балки обчислювались за допомогою функцій [34]

$$f_1(u) = \sigma_{c,d} = k_1 \cdot u_{c,d} + k_2 \cdot u_{c,d}^2 = E_c \frac{1}{\rho} z + k_2 \left(\frac{1}{\rho}\right)^2 z^2, \quad (5.7)$$

$$f_2(u) = \sigma_{t,d} = E \cdot u_{t,d} = E_t \frac{1}{\rho} z, \quad (5.8)$$

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

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

k_1, k_2 – коефіцієнти поліному;

$f_1(u)$ – напруження розтягнутої зони;

$f_2(u)$ – напруження стиснутої зони;

z – відстань від нейтральної лінії до довільної точки в стиснутій та розтягнутій зонах;

E_c, E_t – модуль пружності деревини за стиску та розтягу відповідно;

$\frac{1}{\rho}$ – кривизна згинального елемента, яка обчислювалась згідно [85].

Рівняння рівноваги для перерізу, наведеного на рис. 5.2 мають вигляд

$$\sum M_{н.л.} = 0; M = M_c + M_t, \quad (5.9)$$

$$\sum N = 0; N_c = N_t, \quad (5.10)$$

де M, M_c, M_t – згинальні моменти від зовнішнього навантаження, зусиль у стиснутій та розтягнутій зоні відповідно;

N_t, N_c – рівнодіючі внутрішніх зусиль у розтягнутій та стиснутій зонах відповідно.

На основі деформацій відповідно до рис.5.2 напруження в нормальному перерізі описуємо двома функціями 5.7 та 5.8 на трьох різних ділянках: перша ділянка – ділянка розтягу від низу елемента до нейтральної лінії; друга ділянка – від нейтральної лінії до максимального напруження в стиснутій зоні; третя ділянка – від максимального напруження в стиснутій зоні до верху елемента. Враховуючи функції 5.7 та 5.8, коефіцієнти поліномів 1.16 та 1.17, а також рівняння рівноваги 5.9 та 5.10. зусилля стиску в нормальному перерізі елемента буде дорівнювати

$$N_c = N_{c1} + N_{c2}, \quad (5.11)$$

де N_{c1}, N_{c2} – зусилля стиску елемента на різних ділянках перерізу, які дорівнюють

$$N_{c1} = \int_0^{z_1} f_1(u) dA = \int_0^{z_1} f_1(u) b dz = b \int_0^{z_1} \left(E_c \frac{1}{\rho} z + k_2 \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 z^2 \right) dz = b \left(E_c \frac{1}{\rho} \frac{z_{1c}^2}{2} + k_2 \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 \frac{z_{1c}^3}{3} \right), \quad (5.12)$$

де $dA = b \cdot dz$.

$$\begin{aligned}
N_{c2} &= \int_{z_1}^{z_2} f_1(u) dA = \int_{z_1}^{z_2} f_1(u) \cdot f(b) dz = \int_{z_1}^{z_2} \left(E_c \frac{1}{\rho} z_c + k_2 \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 z_c^2 \right) \cdot (a_1 z_c + a_2) dz = \\
&= \int_{z_1}^{z_2} \left(E_c \frac{1}{\rho} a_1 z_c^2 + E_c \frac{1}{\rho} z_c a_2 + k_2 \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 a_1 z_c^3 + k_2 \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 a_2 z_c^2 \right) dz = E_c \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{2c}^3}{3} + E_c \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{2c}^2}{2} + \\
&+ k_2 \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 a_1 \frac{z_{2c}^4}{4} + k_2 \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 a_2 \frac{z_{2c}^3}{3} - E_c \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{1c}^3}{3} - E_c \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{1c}^2}{2} - k_2 \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 a_1 \frac{z_{1c}^4}{4} - k_2 \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 a_2 \frac{z_{1c}^3}{3},
\end{aligned} \quad (5.13)$$

де $dA = f(b) \cdot dz$; $f(b) = a_1 z_c + a_2$; $a_1 = \frac{b}{z_{1c} - z_{2c}}$; $a_2 = -\frac{z_{2c} \cdot b}{z_{1c} - z_{2c}}$;

b – ширина перерізу балки.

Підставивши формули 5.12 та 5.13 у 5.11 отримаємо

$$\begin{aligned}
N_c &= b \left(E_c \frac{1}{\rho} \frac{z_{1c}^2}{2} + k_2 \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 \frac{z_{1c}^3}{3} \right) + E_c \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{2c}^3}{3} + E_c \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{2c}^2}{2} + k_2 \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 a_1 \frac{z_{2c}^4}{4} + k_2 \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 a_2 \frac{z_{2c}^3}{3} \\
&- E_c \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{1c}^3}{3} - E_c \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{1c}^2}{2} - k_2 \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 a_1 \frac{z_{1c}^4}{4} - k_2 \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 a_2 \frac{z_{1c}^3}{3}
\end{aligned} \quad (5.14)$$

Зусилля розтягу в нормальному перерізі згинального елемента

$$N_t = N_{t1} + N_{t2}, \quad (5.15)$$

де N_{t1}, N_{t2} – зусилля стиску елемента на різних ділянках перерізу, які дорівнюють

$$N_{t1} = \int_0^{z_1} f_2(u) dA = \int_0^{z_1} f_2(u) b dz = \int_0^{z_1} E_t \frac{1}{\rho} z_t b dz = E_t \frac{1}{\rho} b \frac{z_{1t}^2}{2}, \quad (5.16)$$

$$\begin{aligned}
N_{t2} &= \int_{z_1}^{z_2} f_2(u) dA = \int_{z_1}^{z_2} f_2(u) \cdot f(b) dz = \int_{z_1}^{z_2} E_t \frac{1}{\rho} z_t \cdot (a_1 z_t + a_2) dz = \int_{z_1}^{z_2} \left(E_t \frac{1}{\rho} a_1 z_t^2 + \right. \\
&+ \left. E_t \frac{1}{\rho} a_2 z_t \right) dz = E_t \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{2t}^3}{3} + E_t \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{2t}^2}{2} - E_t \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{1t}^3}{3} - E_t \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{1t}^2}{2}
\end{aligned} \quad (5.17)$$

Підставивши формули 5.16 та 5.17 у 5.15 отримаємо

$$N_t = E_t \frac{1}{\rho} b \frac{z_{1t}^2}{2} + E_t \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{2t}^3}{3} + E_t \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{2t}^2}{2} - E_t \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{1t}^3}{3} - E_t \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{1t}^2}{2} \quad (5.18)$$

Згинальний момент від нейтральної лінії для стиснутої зони в нормальному перерізі дорівнює

$$M_c = M_{c1} + M_{c2}, \quad (5.19)$$

де M_{c1}, M_{c2} – моменти стиснутої зони елемента на різних ділянках перерізу, які дорівнюють

$$M_{c1} = \int_0^{z_1} f_1(u) z_c dA = \int_0^{z_1} f_1(u) z_c b dz = b \int_0^{z_1} (E_c \frac{1}{\rho} z_c^2 + k_2 (\frac{1}{\rho})^2 z_c^3) dz = b (E_c \frac{1}{\rho} \frac{z_{1c}^3}{3} + k_2 (\frac{1}{\rho})^2 \frac{z_{1c}^4}{4}), \quad (5.20)$$

$$\begin{aligned} M_{c2} &= \int_{z_1}^{z_2} f_1(u) z_c dA = \int_{z_1}^{z_2} f_1(u) z_c \cdot f(b) dz = \int_{z_1}^{z_2} (E_c \frac{1}{\rho} z_c^2 + k_2 (\frac{1}{\rho})^2 z_c^3) \cdot (a_1 z_c + a_2) dz = \\ &= \int_{z_1}^{z_2} (E_c \frac{1}{\rho} a_1 z_c^3 + E_c \frac{1}{\rho} z_c^2 a_2 + k_2 (\frac{1}{\rho})^2 a_1 z_c^4 + k_2 (\frac{1}{\rho})^2 a_2 z_c^3) dz = E_c \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{2c}^4}{4} + E_c \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{2c}^3}{3} + \\ &+ k_2 (\frac{1}{\rho})^2 a_1 \frac{z_{2c}^5}{5} + k_2 (\frac{1}{\rho})^2 a_2 \frac{z_{2c}^4}{4} - E_c \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{1c}^4}{4} - E_c \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{1c}^3}{3} - k_2 (\frac{1}{\rho})^2 a_1 \frac{z_{1c}^5}{5} - k_2 (\frac{1}{\rho})^2 a_2 \frac{z_{1c}^4}{4} \end{aligned} \quad (5.21)$$

Підставивши формули 5.20 та 5.21 у 5.19 отримаємо

$$\begin{aligned} M_c &= b (E_c \frac{1}{\rho} \frac{z_{1c}^3}{3} + k_2 (\frac{1}{\rho})^2 \frac{z_{1c}^4}{4}) + E_c \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{2c}^4}{4} + E_c \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{2c}^3}{3} + k_2 (\frac{1}{\rho})^2 a_1 \frac{z_{2c}^5}{5} + k_2 (\frac{1}{\rho})^2 a_2 \frac{z_{2c}^4}{4} - \\ &- E_c \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{1c}^4}{4} - E_c \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{1c}^3}{3} - k_2 (\frac{1}{\rho})^2 a_1 \frac{z_{1c}^5}{5} - k_2 (\frac{1}{\rho})^2 a_2 \frac{z_{1c}^4}{4} \end{aligned} \quad (5.22)$$

Згинальний момент від нейтральної лінії для розтягнутої зони в нормальному перерізі дорівнює

$$M_t = M_{t1} + M_{t2}, \quad (5.23)$$

де M_{t1}, M_{t2} – моменти розтягнутої зони елемента на різних ділянках перерізу, які дорівнюють

$$M_{t1} = \int_0^{z_1} f_2(u) dA = \int_0^{z_1} f_2(u) b z_t dz = \int_0^{z_1} E_t \frac{1}{\rho} z_t^2 b dz = E_t \frac{1}{\rho} b \frac{z_{1t}^3}{3}, \quad (5.24)$$

$$\begin{aligned} M_{t2} &= \int_{z_1}^{z_2} f_2(u) z_t dA = \int_{z_1}^{z_2} f_2(u) z_t \cdot f(b) dz = \int_{z_1}^{z_2} E_t \frac{1}{\rho} z_t^2 \cdot (a_1 z_t + a_2) dz = \int_{z_1}^{z_2} (E_t \frac{1}{\rho} a_1 z_t^3 + E_t \frac{1}{\rho} a_2 z_t^2) dz = \\ &= E_t \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{2t}^4}{4} + E_t \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{2t}^3}{3} - E_t \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{1t}^4}{4} - E_t \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{1t}^3}{3} \end{aligned} \quad (5.25)$$

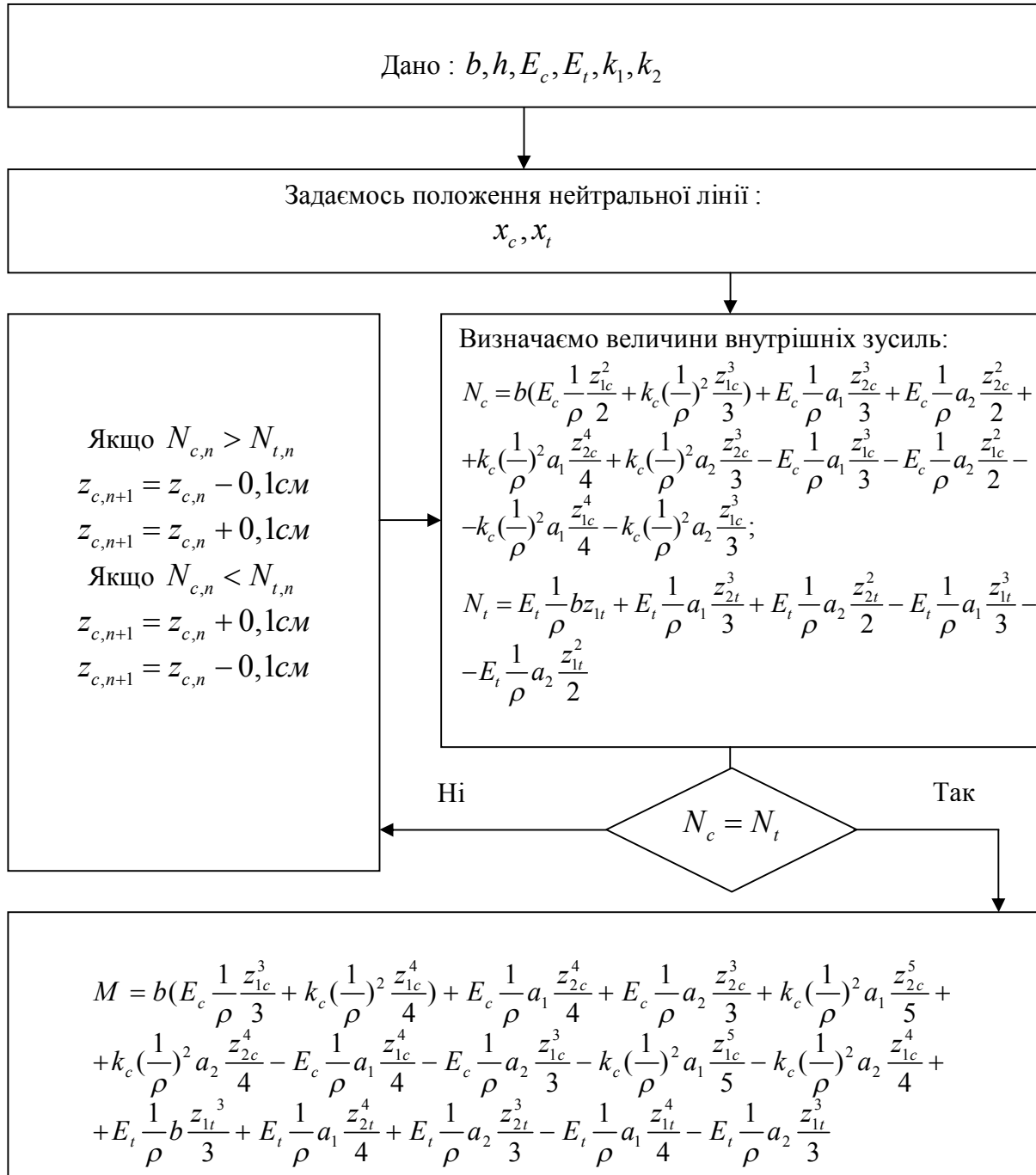
Підставивши формули 5.24 та 5.25 у 5.23 отримаємо

$$M_t = E_t \frac{1}{\rho} b \frac{z_{1t}^3}{3} + E_t \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{2t}^4}{4} + E_t \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{2t}^3}{3} - E_t \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{1t}^4}{4} - E_t \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{1t}^3}{3} \quad (5.26)$$

Для визначення згинаючого моменту за формулою 5.9, який може сприйняти балка, необхідно значення відносних деформацій за яких виконується умова рівноваги зусиль $N_c = N_t$ підставити у формули 5.19, 5.23. Враховуючи це і наступні значення міцності, деформацій та модулів пружності: $E_c = 18000 \text{ МПа}$,

$E_t = 16000 \text{ МПа}$ (визначені експериментальним шляхом), $u_{c,fin,d} = 36 \cdot 10^{-4}$,
 $u_{t,fin,d} = 45 \cdot 10^{-4}$, $f_{c,o,d} = 49,25 \text{ МПа}$, згинаючий момент, який може сприйняти
 балка поперечним перерізом $100 \times 150 \text{ мм}$ за кута нахилу 10° становить
 $M = 18,72 \text{ кНм}$, за кута нахилу 25° – $M = 17,1 \text{ кНм}$.

Алгоритм для визначення згинального моменту за деформаційною моделлю наведений нижче.



Для підбору поперечного перерізу балки, яка знаходиться в умовах косоного згину, використовуємо наступний алгоритм:

1. Задаємо співвідношенням $h/b=1,5$. Враховуючи рекомендації [118], оптимальним співвідношенням для прямокутного перерізу, який працює на косий згин є $h/b=ctg\alpha$ за міцністю та $h/b=\sqrt{ctg\alpha}$ за прогином. Враховуючи це, співвідношення $h/b=1,5$.

2. Знаходимо згинаючий момент за деформаційною моделлю для балки, яка працює за прямого згину [116]

$$M_0 = M_c + M_t, \quad (5.27)$$

$$M_c = by_c^2 \left(\frac{k_1 \cdot u_{c,d}}{3} + \frac{k_c \cdot u_{c,d}^2}{4} \right), \quad (5.28)$$

$$M_t = \frac{1}{3} b \cdot y_t^2 \cdot E \cdot u_{t,d}, \quad (5.29)$$

де y_c, y_t – висота стиснутої та розтягнутої зони поперечного перерізу балки

$$y_c = 0,547h, \quad (5.30)$$

$$y_t = 0,453h \quad (5.31)$$

Враховуючи 5.30 та 5.31 формули 5.28 та 5.29 наберуть вигляду

$$M_c = b(0,547h)^2 \cdot \left(\frac{k_1 \cdot u_{c,d}}{3} + \frac{k_c \cdot u_{c,d}^2}{4} \right) = 0,299bh^2 \left(\frac{k_1 \cdot u_{c,d}}{3} + \frac{k_c \cdot u_{c,d}^2}{4} \right), \quad (5.32)$$

$$M_t = \frac{1}{3} b \cdot (0,453h)^2 \cdot E \cdot u_{t,d} = 0,068bh^2 E u_{t,d} \quad (5.33)$$

Підставимо 5.32 та 5.33 в 5.27, враховуючи, що $h=1,5b$, отримаємо

$$\begin{aligned} M_0 &= b(1,5b)^2 \left(0,299 \left(\frac{k_1 \cdot u_{c,d}}{3} + \frac{k_c \cdot u_{c,d}^2}{4} \right) + 0,068 E u_{t,d} \right) = \\ &= 2,25b^3 \left(0,299 \left(\frac{k_1 \cdot u_{c,d}}{3} + \frac{k_c \cdot u_{c,d}^2}{4} \right) + 0,068 E u_{t,d} \right) \end{aligned} \quad (5.34)$$

3) Знаходимо ширину поперечного перерізу b (з формули 5.34)

$$b = \sqrt[3]{\frac{M_0}{2,25(0,299\left(\frac{k_1 \cdot u_{c,d}}{3} + \frac{k_c \cdot u_{c,d}^2}{4}\right) + 0,068Eu_{t,d})}} \quad (5.35)$$

Згинаючий момент балки M_0 визначаємо за допомогою введення коефіцієнта нахилу поперечного перерізу балки k_α

$$M_0 = \frac{M_\alpha}{k_\alpha}, \quad (5.36)$$

де M_α – максимальний згинаючий момент, що діє в поперечному перерізі балки за кута нахилу α .

Коефіцієнт нахилу поперечного перерізу балки k_α визначаємо з графіка (рис. 5.21), який побудований на основі визначених згинаючих моментів, що може сприйняти балка під різними кутами нахилу (10° та 25°) за деформаційною моделлю відповідно до методики, наведеної вище (див. блок-схему).

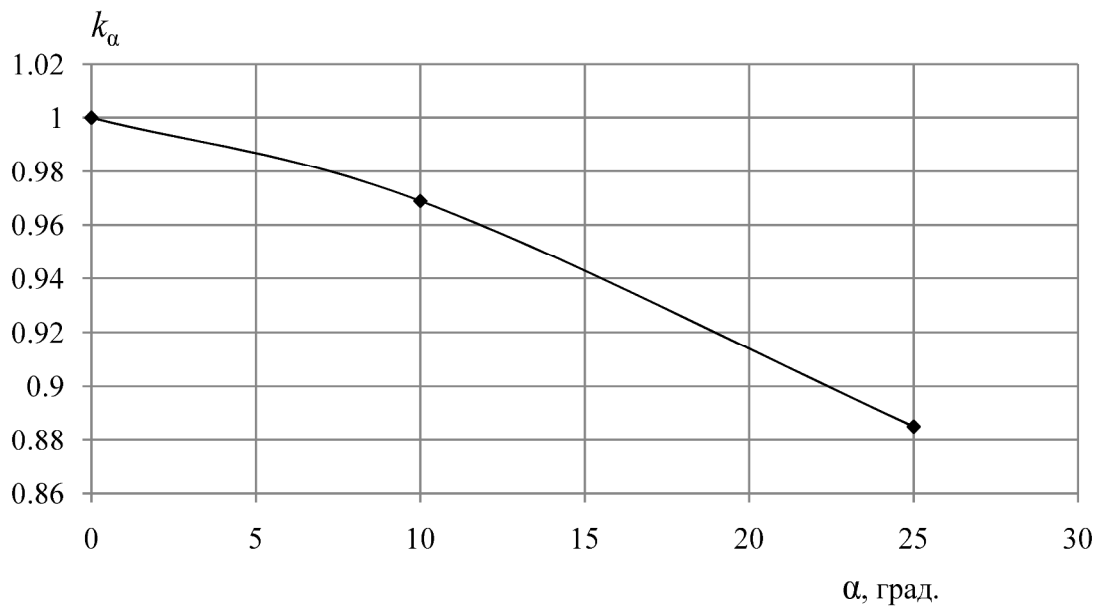


Рисунок 5.21 – Графік залежності кута нахилу балки від коефіцієнта k_α

Відносні деформації $u_{c,d}$ знаходимо із співвідношення [116]

$$\frac{u_{c,d}}{h_c} = \frac{u_{t,d}}{h_t} \quad (5.37)$$

$$u_{c,d} = \frac{u_{t,d} \cdot y_c}{y_t} \quad (5.38)$$

4. Знайшовши ширину поперечного перерізу b за формулою 5.35, відповідно до прийнятого співвідношення $h/b = 1,5$ знаходимо висоту перерізу h .

Приклад підбору поперечного перерізу елемента, який знаходиться в умовах косоного згину, наведений в додатку Н.

5.8. Висновки до розділу 5

В результаті проведення експериментальних та теоретичних досліджень можна зробити наступні висновки:

1. Встановлено величини напружень та форми епюри напружень в поперечному перерізі балок з цільної та клеєної деревини, які знаходяться в умовах косоного згину на різних рівнях завантаження та визначено несучу здатність косозігнутих елементів.

2. Аналіз характеру роботи, величин та форми епюр напружень показує, що за рівнів навантажень $0,2M_{max}$, $0,4M_{max}$ та $0,6M_{max}$ дерев'яні балки працюють за косоного поперечного згину в другій стадії напружено-деформованого стану. За рівня навантаження $0,8M_{max}$ косозігнуті балки з цільної та клеєної деревини працюють в III стадії, на якій утворюється складка в стиснутій зоні.

3. Розподіл величин напружень по висоті перерізу балок розрахований методом скінчених елементів в програмному комплексі «Ліра 9.6» показує збіжність з експериментальними даними до рівня навантаження $0,6F_{max}$ включно, а максимальні значення напружень зафіксовані у найбільш віддалених від нейтральної лінії шарах деревини. За рівня навантаження $0,8F_{max}$ в реальних умовах у стиснутій зоні балки утворюється складка, що призводить до деякого зміщення в сторону нейтральної лінії максимального значення напруження в епюрі. Цей факт метод скінчених елементів в ПК «Ліра» не враховує, так як за

рівня навантаження $0,8F_{max}$ максимальні напруження зафіксовані у найбільш віддалених шарах перерізу балки.

4. Розроблена методика розрахунку дерев'яних балок за роботи на косий поперечний згин з використанням деформаційної моделі, яка враховує розподіл напружень в стиснутій та розтягнутих зонах розрахункового нормального поперечного перерізу балки, в тому числі утворення складки в стиснутій зоні чистого згину.

5. Діючі норми розрахунку дерев'яних балок, які знаходяться в умовах роботи за косою згину не враховують реальну роботу таких елементів, зокрема утворення складки в стиснутій зоні чистого згину, та дають значний запас міцності в порівнянні з розрахунком за деформаційною моделлю: за кута нахилу 10° – в 2,49 рази, за кута нахилу 25° – в 2,15 рази.

Матеріали розділу опубліковані в працях [31, 35, 105].

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Проведений аналіз існуючих експериментально-теоретичних досліджень показав, що робота дерев'яних балок за дії одноразових та малоциклових повторних навантажень в умовах косоного згину практично не вивчалась та обмежується загально прийнятими правилами опору матеріалів без врахуванням особливостей роботи дерев'яних балок в таких умовах. Представлена в діючих нормах формула для розрахунку за косоного згину враховує роботу таких елементів лише у пружній стадії, хоча в реальних умовах дерев'яні елементи працюють у пружно-пластичній стадії.
2. Вдосконалена методика експериментальних досліджень та вивчена робота клейових швів за дії одноразових та малоциклових повторних навантажень. Встановлено вплив різних режимів повторних навантажень на роботу клейового шва. За режимів роботи $\eta = (0,2 - 0,4)F_{ck}$, $\eta = (0,2 - 0,5)F_{ck}$, $\eta = (0,2 - 0,6)F_{ck}$ проходила стабілізація приростів відносних деформацій до 15 циклу, що свідчить про пристосування зразків до даних рівнів навантаження. За вищих режимів роботи $\eta = (0,2 - 0,8)F_{ck}$, $\eta = (0,2 - 0,9)F_{ck}$ відносні деформації невпинно зростали, що призводило до руйнування зразків до 22 циклу. Визначена межа міцності дослідних зразків відповідає вимогам державного стандарту України. Характер руйнування зразків по деревині вказує на те, що обраний клей в повній мірі забезпечує монолітність з'єднання дощок у виготовлених балках.
3. Розроблено методику та проведено дослідження балок з цільної деревини в умовах косоного згину за різних схем передачі навантаження. На основі проведеного аналізу отриманих величин відносних деформацій поперечного перерізу дерев'яних елементів за косоного згину при кутах нахилу 10° та 25° , прогинів, несучої здатності, визначена оптимальна схема випробувань – влаштування в'язей в місцях прикладання зосереджених навантажень та на опорах. Руйнування всіх балок проходило в зоні чистого згину. За рівня навантаження $0,8M_{max}$ спостерігалось утворення складок в стиснутій зоні чистого згину.

4. Розроблено методику та проведено експериментально-теоретичні дослідження дощатоклеєних балок в умовах косоного згину. Проведений аналіз зміни положення нейтральної лінії показав, що починаючи з навантаження $0,1M_{max}$ відбувається переміщення нейтральної лінії в перерізі зони чистого згину в сторону розтягнутої зони, що призводить до збільшення площі стиснутої зони на 3,75...6,54 %. За збільшення кількості циклових навантажень в балках з клеєної деревини за кутів нахилу 10° та 25° на верхніх рівнях навантаження також змінювалось положення нейтральної лінії, що призводить до збільшення площі стиснутої зони.

5. На основі експериментальних випробувань дощатоклеєних балок в умовах косоного згину за різних режимів роботи малоциклових повторних навантажень і кутів нахилу 10° та 25° встановлено, що стабілізація приростів відносних деформації та повних прогинів за режимів роботи $\eta=(0,2-0,4)M_{max}$, $\eta=(0,2-0,6)M_{max}$ проходить до 20 циклу, що свідчить про пристосування балок до даних рівнів навантаження. При верхньому рівні навантаження за режиму роботи $\eta=(0,2-0,8)M_{max}$ та кута нахилу 10° відносні деформації найбільш віддалених шарів поперечного перерізу балки протягом випробувань поступово збільшувались і приріст від першого до 250 циклу в стиснутій зоні склав 2,4 %, в розтягнутій – 5,02 %. При режимі роботи $\eta=(0,2-0,9)M_{max}$ за кута нахилу 10° протягом 100 циклів випробувань приріст відносних деформацій найбільш віддалених шарів поперечного перерізу балки невинно зростав і в стиснутій зоні становив 8,58 %, а в розтягнутій – 10,76 %. За рахунок високого верхнього рівня навантаження величини відносних деформацій стиснутої та розтягнутої зони були близькими до максимальних, незначний ріст яких призвів до руйнування балки.

6. Проведено розрахунок балок з цільної та клеєної деревини методом скінчених елементів. Результати показали, що граничні значення моментів, визначені даним методом, менші за аналогічні експериментальні величини для балок з цільної деревини на 46% та 54% за кутів нахилу 10° та 25° відповідно, для балок з клеєної деревини – на 15% та 39% за кутів нахилу 10° і 25° відповідно. Розподіл напружень в розтягнутій зоні поперечного перерізу моделей балок показав

аналогічну картину з експериментальними даними. Максимальні значення напружень спостерігаються в найбільш віддалених від нейтральної лінії шарах балки, а площа стиснутої зони більша за розтягнуту. Значення максимальних напружень стиснутої зони, визначених методом скінчених елементів, за рівня навантаження $0,8F_{max}$ в найбільш віддалених шарах відрізняється від реальних експериментальних даних і вказує на те, що даний метод не враховує в повній мірі особливості роботи дерев'яних балок за косоного згину, а саме утворення складки в стиснутій зоні безпосередньо перед руйнуванням.

7. Вперше обґрунтовано передумови та розроблено методику розрахунку дерев'яних балок в умовах косоного згину в основу якої покладена розрахункова деформаційна модель, що враховує дійсну роботу деревини стиснутої зони згинального елемента, яка дозволяє оцінювати напружено-деформований стан нормальних перерізів на всіх стадіях роботи від початку завантаження і до руйнування за дії одноразових навантажень. За даною методикою визначена несуча здатність косозігнутих дощатоклеєних балок при кутах нахилу 10° та 25° .

8. Проведено аналіз розвитку напружень в стиснутій та розтягнутих зонах поперечного перерізу балки в умовах косоного згину за дії одноразових та повторних малоциклових навантажень. Встановлено, що руйнування косозігнутих балок з клеєної деревини розпочинається з утворення складки в стиснутій зоні чистого згину, після чого відбувається руйнування крайньої дошки розтягнутої зони. Тріщина з крайньої дошки поширюється на верхні шари клеєної балки, що призводить до руйнування зразка в цілому. Утворення складки в стиснутій зоні балки на епюрах напружень підтверджується деяким зменшенням величин напружень в найбільш віддалених від нейтральної лінії волокнах деревини. Аналіз характеру роботи, величин напружень та форми епюри напружень показав, що за рівнів навантажень $0,2M_{max}$, $0,4M_{max}$ та $0,6M_{max}$ дерев'яні балки працюють в другій стадії напружено-деформованого стану без складки в стиснутій зоні. За рівня навантаження $0,8M_{max}$ косозігнуті балки з цільної та клеєної деревини працюють в III стадії напружено-деформованого стану з утворенням складки в стиснутій зоні.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Антипов Д. В. Прочность и деформативность клеедеревянной балки с учетом времени, влажности и температуры эксплуатации: автореф. дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Антипов Денис Вячеславович. – Воронеж, 2010. – 23 с.
2. Арленинов Д. К. Конструкции из дерева и пластмасс. Учеб. для техн. вузов / Д. К. Арленинов, Ю. Н. Буслаев, В. П. Игнатъев. – М.: Издательство АСВ, 2002. – 280 с.
3. Ашкенази Е. К. Анизотропия конструкционных материалов / Е. К. Ашкенази, Э. В. Ганов. – Ленинград: Машиностроение, 1980. – 247 с.
4. Бабич Є. М. Бетонні та залізобетонні елементи в умовах малоциклових навантажень: монографія / Є. М. Бабич, Ю. О. Крусь. – Рівне, РДТУ, 1999. – 119 с.
5. Бабич Є. М. Розрахунок згинальних залізобетонних елементів при дії малоциклових навантажень: рекомендації / Є. М. Бабич, Ю. О. Крусь, О. М. Кухнюк. – Рівне, РДТУ, 2001. – 31 с.
6. Бабич Є. М., Погореляк А. П. Прочность бетона после действия малоцикловой сжимающей нагрузки / Є. М. Бабич, А. П. Погореляк // Известие вузов. Сер. Строительство и архитектура: сб. науч. трудов. – 1976. С. 33–36.
7. Бабич В. І. Таблиці для проектування будівельних конструкцій: довідник / В. І. Бабич, В. І. Огородник, В. В. Романюк. – Рівне, РДТУ, 1999. – 506 с.
8. Беляев Н. М. Сопротивление материалов / Н. М. Беляев. – М.: Наука, 1965. – 856 с.
9. Белянкин Ф. П. Механические характеристики дуба и сосны при разных гидротермических состояниях / Ф. П. Белянкин. – К.: Акад. наук Укр. ССР, 1939. – 72 с.
10. Белянкин Ф. П. Длительное сопротивление дерева / Ф. П. Белянкин. – М.: Госстройиздат, 1934. – 218 с.

11. Бойко М. Д. Влияние температурно-влажностного состояния древесины на ее прочность / М. Д. Бойко. – М: Гос. изд-во литературы по строительству и архитектуре, 1952. – 96 с.
12. Бойко О. В. Оцінка міцності наскісно зігнутих балок на основі дволінійних розрахункових діаграм деформування бетону та арматури: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Бойко Ольга Вікторівна. – Полтава, 2010. – 230 с.
13. Боровиков А. М. Влияние температуры и влажности на упругость, вязкость и пластичность древесины: дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Боровиков Артур Михайлович. – Воронеж, 1970. – 310 с.
14. Вареник К. А. Расчет центрально-сжатых деревянных элементов с учетом ползучести: дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Вареник Кирилл Александрович. – Великий Новгород, 2015. – 167 с.
15. Василенко В. Б. Напружено-деформований стан перфорованих прогонів Z - подібного профілю в умовах косоного згину: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Василенко Вадим Борисович. – Рівне, 2015. – 207 с.
16. Васильев А. Ю. Долговечность плоских и пространственных сквозных деревянных конструкций: дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Васильев Александр Юрьевич. – Харьков, 2015. – 181 с.
17. Васильев А. Ю. Влияние температурно-влажностных режимов на прочность древесины после длительной ее эксплуатации / А. Ю. Васильев, А. В. Прыгунков // Современные строительные конструкции из металла, дерева и пластмасс: сб. науч. трудов. – Одесса: ОГАСА, 2015. – С. 110–113.
18. Волынский В. Н. Взаимосвязь и изменчивость физико-механических свойств древесины / В. Н. Волынский. – Архангельск: АГТУ, 2000. – 196 с.
19. Гомон С. С. Дослідження роботи клейових швів конструкцій з деревини за дії повторних навантажень/ С. С. Гомон, А. П. Павлюк, Л. П. Гомон // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2014. – Вип. 29. – С.117–122.

20. Гомон С. С. Деформативність балок з цільної деревини в умовах косоного згину / С. С. Гомон, А. П. Павлюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2014. – Вип. 33. – С.135–140.
21. Гомон С. С. Жорсткість балок з цільної деревини за косоного згину в залежності від характеру обпирання і прикладання навантаження / С. С. Гомон, А. П. Павлюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2014. – Вип. 32. – С. 143–149.
22. Гомон С. С. Робота дерев'яних балок в умовах косоного згину / С.С. Гомон, А.П. Павлюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2015. – Вип. 31. – С. 422–428.
23. Гомон С. С. Дослідження роботи деревини на сколювання вздовж волокон за дії повторних навантажень / С. С. Гомон, А. П. Павлюк, О. В. Ющук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2015. – Вип. 30. – С.116–122.
24. Гомон С. С. Стадії напружено деформованого стану нормальних перерізів роботи деревини на згин / С. С. Гомон // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2011. – Вип. 21. – С. 176–180.
25. Гомон С. С. Зміна положення нейтральної лінії балок з цільної деревини за косоного згину в залежності від характеру обпирання і прикладання навантаження / С. С. Гомон, А. П. Павлюк, М. В. Поліщук // Будівлі та споруди спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції: зб. наук. праць. – Київ, 2016. – С. 120–127.
26. Гомон С. С. Работа изгибаемых элементов из клееной древесины при малоцикловых нагрузках / С. С. Гомон, Т. А. Сасовський // Новые материалы, оборудование и технологии в промышленности: сб. науч. трудов. – Могилев: ГУ ВПО «Белорусско-Российский университет», 2016. – С. 130–139.

27. Гомон С. С. Изменение положения нейтральной линии балок из цельной древесины за косоугольного изгиба / С. С. Гомон, А. П. Павлюк // Образование, наука и производство в XXI веке: современные тенденции развития: Материалы юбилейной международной конференции. – Могилев, 2016. – С. 89–90.
28. Гомон С. С. Жорсткість балок з цільної деревини в умовах прямого та косоугольного згину / С. С. Гомон, А. П. Павлюк // Всеукраїнська науково-практична інтернет-конференція з міжнародною участю «Ресурсозберігаючі технології в проектуванні, землепорядкуванні та будівництві». Матеріали конференції. – Кременчук: КрНУ, 2017. – С. 191–202.
29. Гомон С. С. Работа балок из цельной и клееной древесины при косоугольном изгибе / С. С. Гомон, А. П. Павлюк // Вестник Белорусско-Российского университета: сб. науч. трудов. – Могилев, 2017. – №3(56) – С.111–121.
30. Гомон С. С. Жорсткість балок з клеєної деревини в умовах косоугольного згину / С. С. Гомон, А. П. Павлюк // Будівельні конструкції: теорія і практика: зб. наук. праць. – Київ, КНУБА, 2017. – Вип. 1. – С. 69–74.
31. Гомон С. С. Работа дощатоклеєних дерев'яних балок в умовах косоугольного згину при дії одноразових та повторних навантажень / С. С. Гомон, А. П. Павлюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2017. – Вип. 34. – С.118–128.
32. Гомон С. С. Конструкції із дерева та пластмас. Навчальний посібник / С. С. Гомон. – Рівне: НУВГП, 2016. – С. 212.
33. Гомон С. С. Особливості роботи будівельних конструкцій з деревини при дії повторних навантажень за критерієм деформаційного руйнування / С. С. Гомон // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2014. – Вип. 28. – С. 152–157.
34. Гомон С. С. Діаграми механічного стану деревини сосни за одноразового короткочасного деформування до повної втрати міцності матеріалу / С. С. Гомон, С. С. Гомон, Т. А. Сасовський // Ресурсоекономні матеріали,

- конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2012. – Вип. 23. – С. 161–166.
35. Гомон С. С., Павлюк А. П. Робота балок з клеєної деревини в умовах косого згину / С. С. Гомон, А. П. Павлюк // Вісник Львівського національного аграрного університету: зб. наук. праць. – Львів, 2018. – Вип. 19. – С. 84–89.
36. ГОСТ 15613.1-84. Древесина клееная массивная. Методы определения предела прочности клеевого соединения при скалывании вдоль волокон. – М.: Стройиздат, 1981. – 6 с.
37. ГОСТ 2140-81 Видимые пороки древесины. – М.: Стройиздат, 1981. – 120 с.
38. ГОСТ 8486-86 Пиломатериалы хвойных пород. Технические условия. – М.: Стройиздат, 1986. – 8 с.
39. ГОСТ 21554.4-78 Методы определения предела прочности при продольном сжатии. М.: Стройиздат, 1973. – 6 с.
40. ГОСТ 9620-94 Древесина слоистая клееная. Отбор образцов и общие требования при испытании. – М.: Стройиздат, 1994. – 4 с.
41. ГОСТ 9622-87 Древесина слоистая клееная. Методы определения предела прочности и модуля упругости при растяжении. – М.: Стройиздат, 1987. – 7 с.
42. ГОСТ 21554.6-78 Пиломатериалы и заготовки. Метод определения прочности при скалывании вдоль волокон. – М.: Стройиздат, 1986. – 9 с.
43. Гранкин К. В. К расчёту сжато-изгибаемых клеедеревяных конструкций по деформированной схеме с помощью учёта геометрической нелинейности в комплексе SCAD Office 11.5 и Lira Soft 9.6 / К. В. Гранкин // Интернет-журнал «НАУКОВЕДЕНИЕ». – Том 8, №4 (2016) <http://naukovedenie.ru/PDF/03TVN416.pdf>.
44. Гринь И. М. Строительные конструкции с применением пластических масс: 2-е дополненное и исправленное издание / И. М. Гринь, М. И. Илик, Е. А. Поберезкин. – Х.: Издательство Харьковского университета, 1968. – С. 104.

45. Гурин О. В. Накопление повреждений в деревянных конструкциях и контроль их качества: автореф. дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Гурин Олег Владимирович. – Москва, 1993. – 26 с.
46. Дарков А. В. Сопротивление материалов / А. В. Дарков, Г. С. Шпирко. – М.: Высшая школа, 1975. – 654 с.
47. ДБН В.2.6-161:2017. Конструкції будинків і споруд. Дерев'яні конструкції. Основні положення. – К.: Мінрегіон України, 2017. – 111 с.
48. Деловая М. И. Деформирование изгибаемых клееных деревянных элементов при статическом нагружении: дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Деловая Маргарита Ивановна. – Курск, 2001. – 166 с.
49. Демчина Б. Г. Експериментальне дослідження роботи дощатоклеєних балок, армованих металевою та неметалевою арматурою / Б. Г. Демчина, Т. Й. Бляхар, А. Р. Кравз, Д. О. Орешкин, М. І. Сурмай // Н.У. «Львівська політехніка»: зб. наук. праць. – Львів, 2011. – №697: серія «теорія і практика будівництва» – С. 87–92.
50. Демчина Б. Г. Експериментальне дослідження зчеплення металевої та неметалевої арматури з клеєною деревиною / Демчина Б. Г., М. І. Сурмай, Г. М. Олексин, А. Р. Кравз, Т. Й. Бляхар // Вісник НУВГП: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2010. – Вип. 4 (52): серія «Технічні науки». – С. 112–119.
51. Денеш Н. Д. Влияние пониженной температуры на прочность элементов деревянных конструкций / Н. Д. Денеш // Исследование в области деревянных конструкций: сб. науч. трудов. – М., 1985. – С. 124–130.
52. ДСТУ EN 380-2008 Лісоматеріали конструкційні. Загальні настанови щодо методів випробування на статичне навантаження. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 8 с.
53. ДСТУ EN 384-2001 Лісоматеріали конструкційні. Визначення характеристичних значень механічних властивостей. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 8 с.

54. ДСТУ EN 336-2003 Піломатеріали конструкційні із хвойних порід та тополі. Розміри. Допустимі відхилення. – К.: Мінрегіонбуд України, 2004. – 8 с.
55. ДСТУ EN 518:2003 Лісоматеріали конструкційні. Сортування. Вимоги до стандартів на візуальне сортування за міцністю. – К.: Мінрегіонбуд України, 2004. – 9 с.
56. ДСТУ 3129:2015 Деревина. Методи відбору зразків і загальні вимоги до фізико-механічних випробувань невеликих бездефектних зразків. – К.: Мінрегіон України, 2016. – 9 с.
57. ДСТУ Б В.2.6-151:2010 Конструкції дерев'яні клеєні. Загальні технічні умови. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 21 с.
58. ДСТУ 4922:2008 Лісоматеріали та пилопродукція. Методи визначення вологості. – К.: Мінрегіонбуд України, 2019. – 11 с.
59. ДСТУ EN 338 Лісоматеріали конструкційні. Класи міцності. – К.: Мінрегіонбуд України, 2004. – 10 с.
60. Елхин А. Н. Влияние отрицательных температур на механические свойства древесины при различной влажности: дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Елхин Андрей Николаевич. – Омск, 1954. – 350 с.
61. Журавлев Д. А. Изгиб деревянной призматической балки скрученной конфигурации / Д. А. Журавлев, А. А. Журавлев, Г. Е. Шапиро // Известия Ростовского государственного строительного университета: сб. науч. трудов. – Ростов-на-Дону, 2010. – № 14/2010. – С. 21–29.
62. Замыцкий О. Н. Разработка метода оценки технического состояния деревоклееных элементов строительных конструкций по показателям надежности: автореф. дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Замыцкий Олег Николаевич. – Орёл, 2010. – 24 с.
63. Знаменский Е. М. Несущая способность элементов деревянных конструкций при статическом и динамическом нагружении / Е. М. Знаменский. – М.: Стройиздат, 1956. – 123 с.

64. Знаменский Е. М. Совершенствование нормирования расчетных характеристик элементов деревянных конструкций / Е. М. Знаменский // Тр. ЦНИИСК. Разработка и совершенствование деревянных конструкций: сб. науч. трудов.– М: ЦНИИСК им. Кучеренко, 1989. – С. 36–47.
65. Знаменский Е. М. К нормированию расчетных сопротивлений конструкционной древесины / Е. М. Знаменский // В кн. «Исследование зависимости прочности деревянных конструкций от технологии их изготовления». – М: ЦНИИСК им. Кучеренко, 1982. – С. 28–35.
66. Зернюк О. В. Напряжено-деформований стан залізобетонних елементів таврового профілю при косому згині від дії експлуатаційних навантажень: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Зернюк Олена В'ячеславівна. – Полтава, 1997. – 169 с.
67. Зубарев Г. Н. Конструкции из дерева и пластмасс. Учебное пособие для студ. вузов / Г. Н. Зубарев, Ф. А. Бойтемиров, В. М. Головина. – М.: Издательский центр «Академия», 2004. – С. 262–265.
68. Иванов Л. А. Анатомия растений для лесоводов, лесотехнологов и лесоинженеров / Л. А. Иванов. – М.-Л.: Гос. с.-х. изд-во, 1931. – 136 с.
69. Иванов С. П. Работоспособность клеевых соединений элементов в грунтовых и водных условиях: автореф. дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Иванов Сергей Петрович. – Воронеж, 1994. – 28 с.
70. Иванов Ю. М. Две области деформирования древесины и предел пластического течения / Ю. М. Иванов // Труды института леса: сб. научн. трудов. – М.: АН СССР, 1953. – Т.9 – С. 431–444.
71. Иванов Ю. М. Деформации древесины под действием повторной статической нагрузки при сжатии вдоль волокон / Ю. М. Иванов // Вопросы прочности и изготовления деревянных конструкций: сб. научн. трудов. – М.: ЦНИПС, 1952. – С. 7–47.
72. Иванов Ю. М. Сопротивление древесины сосны сжатию под разными углами к волокнам / Ю. М. Иванов // Труды института леса: сб. научн. трудов. – М.: АН СССР, 1953. – Т.9 – С. 347–371.

73. Иванов Ю. М. Безопасность д.к. с учетом длительного действия нагрузки: исследование в области д.к. Сборник научных трудов / Ю. М. Иванов. – М.: ЦНИИСК им. Кучеренко, 1985. – 183 с.
74. Калугин А. В. Деревянные конструкции / А. В. Калугин. – М: Издательство АСВ, 2003. – 224 с.
75. Квасников Е. Н. К вопросу о долговечности и надежности элементов деревянных конструкций / Е. Н. Квасников // Повышение надежности и долговечности строительных конструкций: межвуз. темат. сб. трудов. – Л.:ЛИСИ, 1972. – №2. – С. 25–46.
76. Квасников Е. Н. О прочности и надежности деревянных балок и ферм / Е. Н. Квасников // Повышение надежности и долговечности строительных конструкций: сб. научн. трудов. – Л., 1972. – С.47–67.
77. Киркач Б. М. Розрахунки на міцність стержнів при складному деформуванні / Б. М. Киркач, В. І. Конохов, В. Л. Хавін. – Х: НТУ «ХП», 2010. – 120 с.
78. Кириленко В. Ф. Клееные деревянные и деревофанерные конструкции для покрытий спортивных сооружений // В. Ф. Кириленко, Е. А. Пинчук // Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського. – К., 2010. – Вип. 6. – С. 21–29.
79. Кліменко В. З. Конструкції з клеєної деревини. Світовий досвід / В. З. Кліменко // Промислове будівництво та інженерні споруди: зб. наук. праць. – К., 2009. – № 1. – С. 39–43.
80. Ковальчук Л. М. Исследование процесса накопления и развития повреждений в цельной и клееной древесине при циклической нагрузке методом акустической эмиссии / Л. М. Ковальчук, О. В. Гурии. – М., 1990. – С.148–154.
81. Королев В. И. Исследование влияния сучков на прочность клееной древесины при статическом изгибе / В. И. Королев // Научные труды МЛТИ: сб. научн. трудов. – М., 1978. – С. 8–19.

82. Королев В. И. Контроль качества клееной древесины / В. И. Королев, Т. И. Ващилко, Е. И. Дмитриев // Научные труды МЛТИ: сб. научн. трудов. – М., 1981. – Вып. 117 – С. 14–18.
83. Коцегубов В. П. Некоторые вопросы долговременного сопротивление сосны сжатию вдоль волокон / В. П. Коцегубов. Исследование прочности и деформативности древесины. – М.: Гос. Из-во лит., 1956. – 171 с.
84. Коченов В. М. Несущая способность элементов и соединений деревянных конструкций / В. М. Коченов. – М.: Гос. Из-во лит., 1953. – 320 с.
85. Кочкаръов Д. В. Робота та несуча здатність залізобетонних елементів за дії осової стискуючої сили та згину в двох площинах: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Кочкаръов Дмитро Вікторович – Рівне, 2002. – 191 с.
86. Лабудин Б. В. Сопротивление элементов клееной древесины местному смятию под углом к волокнам / Б. В. Лабудин, Р. Б. Орлович, Т. Н. Базенков // Лесной журнал. – М., 1991. – №3. – С. 59–63.
87. Лабудин Б. В. Совершенствование деревянных клееных конструкций с пространственно-регулярной структурой: дисс. ... докт. техн. наук: 05.23.01 / Лабудин Борис Васильевич . – Архангельск, 2006. – 310 с.
88. Леонтьев Н. Л. О поперечной деформации древесины / Н. Л. Леонтьев // Труды ЦНИИМОД: сб. научн. трудов. – М., 1950. – С. 56–63.
89. Леонтьев Н. Л. Влияния влажности на физико-механические свойства древесины / Н. Л. Леонтьев. – М.: Гослесбумиздат, 1962. – 114 с.
90. Леонтьев Н. Л. Упругие деформации древесины / Н.Л. Леонтьев. М.: Лесная промышленность, 1952. – 117 с.
91. Ли В. Д. Конструкции из дерева и пластмасс. Учебное пособие по курсовому и дипломному проектированию / В. Д. Ли. – Томск: Изд-во ТГАСУ, 2012. – С. 136–141.
92. Манапов А. З. Статическое моделирование работы деревянных конструкций / А. З. Манапов, Р. А. Галимшин // Известия КГАСУ: сб. научн. трудов. –Казань, 2011. – С. 171–176.

93. Масалов А. В. Трещиностойкость изгибаемых клееных деревянных элементов: автореф. дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Масалов Александр Васильевич. – Воронеж, 1992. – 21 с.
94. Михайловський Д. В. Світовий досвід і перспективи розвитку багатоповерхового будівництва з деревини / Д. В. Михайловський // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури: зб. наук. праць. – Одеса, 2016. – Вип. 61. – С. 270–277.
95. Михайловський Д. В. Аналіз техніко-технологічних властивостей клеєної деревини як перспективного матеріалу для будівельних конструкцій / Д. В. Михайловський, М. С. Коваленко, Д. М. Матющенко // Чернігівський науковий часопис Чернігівського державного інституту економіки і управління. Сер. 2: Техніка і природа: зб. наук. праць. – Чернігів, 2011. – Вип. 2. – С. 122–127.
96. Муравльов В. В. Оцінка жорсткості та деформативності дерев'яних балок з урахуванням зсувних депланацій перерізів: автореф. дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Муравльов Володимир В'ячеславович. – Полтава, 2004. – 25 с.
97. Найчук А. Я. Прочность элементов деревянных конструкций в условиях сложного неоднородного напряженного состояния: дисс. ... докт. техн. наук: 05.23.01 / Найчук Анатолий Яковлевич. – Москва, 2006. – 378 с.
98. Найчук А. Я. К вопросу о несущей способности деревянных клееных балок со сквозными трещинами / А. Я. Найчук // Промышленное и гражданское строительство: сб. научн. трудов. – М., 2004. – №6. – С. 38–40.
99. Найчук А. Я. Некоторые особенности расчета клееных деревянных конструкций / А. Я. Найчук, Е. Н. Серов, И. Ф. Захаревич // Современные металлические и деревянные конструкции (нормирование, проектирование и строительство): сб. науч. трудов. – Брест, 2009. – С. 205–211.
100. Найчук А. Я. Клееная древесина – строительный материал будущего / А. Я. Найчук, С. Н. Васильев // Архитектура и строительство: сб. научн. трудов. – М., 2009. – №3. – С. 10–15.

101. Найчук А. Я. Некоторые особенности расчета клееных деревянных конструкций / А. Я. Найчук, Е. Н. Серов, И. Ф. Захаркевич // Современные металлические и деревянные конструкции: сб. научн. трудов. – Брест: БрГТУ, 2009. – С. 205–211.
102. Освенский Б. А. Экспериментально-теоретические исследования прочности древесины сосны и лиственницы при растяжении поперек волокон. / Б. А. Освенский, В. С. Миронов // Прочность и деформативности древесных и полимерных материалов: сб. трудов. – М.: МИСИ, 1974. – №105. – С. 15–26.
103. Павліков А. М. Розрахунок міцності залізобетонних елементів при косому згині за ДБН В.2.6-98:2009 / А. М. Павліков, О. В. Гарькава, А. В. Горбун, А. В. Баляба, П. А. Детюченко // Збірник наукових праць Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка. Сер.: Галузеве машинобудування, будівництво. Полтава, 2012. – Вип. 5. – С. 111–115.
104. Павлюк А. П. Методика дослідження балок з цільної та клеєної деревини в умовах косоного згину / А. П. Павлюк, С. С. Гомон // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2016. – Вип. 32. – С. 231–236.
105. Павлюк А. П. Робота балок з цільної деревини в умовах прямого та косоного згину / А. П. Павлюк // Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві: зб. наук. праць. – Луцьк, 2016. – Вип. 5 – С. 259–266.
106. Панферов К. В. Деформации древесины под действием повторной статической нагрузки при сжатии вдоль волокон / К. В. Панферов // Вопросы прочности и изготовления деревянных конструкций: сб. научн. трудов ЦНИПС. – М., 1952. – С. 48–67.
107. Прыгунков А. В. Несущая способность д.к. после длительной эксплуатации и способы её повышения при реконструкции: автореф. дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Прыгунков Андрей Васильевич. – Полтава, 1997. – 22 с.

108. Писаренко Г. С. Справочник по сопротивлению материалов / Г. С. Писаренко, А. П. Яковлев, В. В. Матвеев. – К: Наукова думка, 1988. – 734 с.
109. П. Моін. Підвищення несучої здатності складених клеєних елементів шляхом влаштування несиметричного армування: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Пурызданхах Моін. – Харків, 2014. – 240 с.
110. Рекомендации по испытанию деревянных конструкций. ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1976. – 28 с.
111. Рекомендации по контролю качества клеевых соединений деревянных клееных конструкций / ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1981. – 18 с.
112. Репин В. А. Деревянные балки с рациональным армированием: дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Репин Владимир Анатольевич. – Владимир, 2000. – 191 с.
113. Родин Б. Е. Влияние влажности древесины на прочность, деформативность и несущую способность элементов деревянных конструкций / Б. Е. Родин // Строительные конструкции и строительная механика: сб. науч. трудов. – Саранск, 1969. – С. 64–97.
114. Ромашко В. М. Деформаційно-силова модель опору бетону та залізобетону: монографія / В. М. Ромашко. – Рівне, 2016. – 424 с.
115. Рощина С. И. Применение высоких деревоклееных балок в покрытии зданий текстильных цехов / С. И. Рощина, М. С. Лисятников, В. И. Мелехов, Б. В. Лабудин, М. В. Лукин // Технология текстильной промышленности: сб. научн. трудов. – Иваново, 2016. – №5 (365). – С. 267–271.
116. Сасовський Т. А. Напружено-деформований стан балок із клеєної деревини за дії малоциклових навантажень: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Сасовський Тарас Анатолійович. – Рівне, 2016. – 200 с.
117. Свеницкий Г. В. О пределе пластического течения при поперечном изгибе и при сжатии с изгибом / Г. В. Свеницкий // Вопросы прочности и

- изготовления деревянных конструкций: сб. науч. трудов ЦНИПС. – М., 1952. – С. 80–99.
118. Семко О. В. Теоретичні передумови визначення параметрів напружено-деформованого стану сталезалізобетонних конструкцій при косому згинанні / О. В. Семко, О. П. Воскобійник, А. О. Пойда // Строительство. Материаловедение. Машиностроение. Серия: Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения: сб. науч. трудов. – Дніпропетровськ, 2012. – Вып. 65. – С. 562-566.
119. Семко О. В. Експериментальні дослідження косозгинальних залізобетонних балок трапецієвидного перерізу із жорсткою арматурою / О. В. Семко, О. П. Воскобійник, А. О. Пойда // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури: зб. наук. праць. – Одеса, 2012. – Вип. 47. – С. 288–294.
120. Семко О. В. Натурні випробування сталезалізобетонного ригеля на косий згин / О. В. Семко, О. П. Воскобійник, А. О. Пойда, Д. В. Бібік // Строительство. Материаловедение. Машиностроение. Серия: Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения: сб. науч. трудов. – Дніпропетровськ, 2011. – Вып. 61. – С. 411–415.
121. Слицкоухов Ю. В. Конструкции из дерева и пластмасс / Ю. В. Слицкоухов, В. Д. Буданов, М. М. Гапоев. – М.: Стройиздат, 1986. – С. 192–195.
122. Сморгчов А. А. Влияние коэффициента асимметрии цикла на предел выносливости клееных деревянных балок / А. А. Сморгчов, А. С. Прокофьев, А. С. Фрейдин. – М.: Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1955. – 25 с.
123. СНиП II-25-80 Деревянные конструкции. ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1980 – 42 с.

124. Солнцев А. А. Физико-механические свойства замороженной древесины / А. А. Солнцев // Информационный листок ЦНИИМОД. – М., 1939. – №84. – С. 5–9.
125. Стоянов В. В. Підвищення міцності й деформативності дерев'яних балок / В. В. Стоянов, О. І. Давиденко // Сучасне промислове та цивільне будівництво: зб. наук. праць. – Донецьк, 2009. – Том 5, №1. – С. 23–27.
126. Сурмай М. І. Міцність та деформативність дощатоклеєних балок армованих склопластиковою та базальтовою арматурою: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Сурмай Михайло Ігорович. – Львів, 2015. – 185 с.
127. Тутурин С. В. Механическая прочность древесины: дисс. ... докт. техн. наук: 01.02.04 / Тутурин Сергей Викторович. – Москва, 2005. – 318 с.
128. Уголев Б. П. Древесиноведение с основами лесного товароведения / Б. П. Уголев. – М.: Лесн.промышленность, 1986. – 368 с.
129. Устарханов О. М. Экспериментальное исследования несущей способности дощатоклееной балки, армированной специальным способом / О. М. Устарханов, Р. И. Вишталов, М. Х. Калиева, Т. О. Устарханов // Вестник Дагестанского государственного технического университета. Технические науки: сб. научн. трудов. – Махачкала, 2013. – №2 (29) – С. 81–86.
130. Устарханов О. М. Пути повышения несущей способности дощатоклееных балок / О. М. Устарханов, А. К. Юсупов, Р. И. Вишталов, М. Х. Калиева // Вестник ДГТУ. Технические науки: сб. научн. трудов. – Махачкала, 2007. – №13. – С. 87–90.
131. Федоров Д. Ф. Деформативність і тріщиностійкість косозігнутих залізобетонних елементів прямокутного профілю з урахуванням нелінійних властивосте бетону: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Федоров Дмитро Федорович. – Полтава, 2012. – 199 с.
132. Федосенко И. Г. Влияние влажности на прочность при статическом изгибе уменьшенных образцов древесины / И. Г. Федосенко // Труды БГТУ.

- Лесная и деревообрабатывающая промышленность: сб. научн. трудов. – Минск, 2011. – №2. – С. 208–211.
133. Фесик С. П. Справочник по сопротивлению материалов / С. П. Фесик. – К: Будівельник, 1982. – 280 с.
134. Флаксерман А. Н. Влияние наклона волокон на механические свойства древесины сосны / А. Н. Флаксерман // Труды научно-исследовательских институтов промышленности: сб. научн. трудов. – М., 1931. – Вып. 446. – 45 с.
135. Фоломин А. И. Влияние замораживания древесины сосны на предел ее прочности при сжатии вдоль волокон / А. И. Фоломин. – М., 1953. – С. 50–57.
136. Фурсов В. В. Працездатність дерев'яних конструкцій під впливом різноманітних навантажень та експлуатаційного середовища: автореф. дис. докт. тех. наук: 05.23.01 / Фурсов Вадим Вікторович. – Полтава, 1996. – 48 с.
137. Фурсов В. В. К расчету клееной древесины в условиях сложного напряженного состояния / В. В. Фурсов // Современные конструкции из металла и древесины: сб. научн. трудов. – Одесса, 1999. – С. 216–221.
138. Фурсов В. В. Исследование сложного напряженного состояния в клееной древесине / В. В. Фурсов, Р. Ф. Абдурахимов, Д. Л. Чередник // Науковий вісник будівництва. – Х.: ХГДУБА, 1998. – Вып. №3. – С. 30–36.
139. Фурсов В. В. Экспериментальное исследование натуральных балок из клееной древесины / В. В. Фурсов, М. Пурызданхах. – Х.: ХНУСИА, 2010. – С. 169–172.
140. Фурсов В. В. Испытание клееных балок электрофизических установок / В. В. Фурсов, Н. Н. Ковлев, Ю. О. Васильев // Современные металлические и деревянные конструкции: сб. науч. Трудов Международного симпозиума. – Брест: БрГТУ, 2009. – С. 336–341.
141. Хрулев В. М. Деревянные конструкции и детали / В. М. Хрулев, К. Я. Мартинов, С. В. Лукачев. – М.: Стройиздат, 1983. – С. 177–178.

142. Хухрянский П. Н. Прочность древесины / П. Н. Хухрянский. – М.: Гослесбум-издат, 1955. – 152 с.
143. Шевчук В. Л. Экспериментальные исследования реологических свойств клееной древесины / В. Л. Шевчук, И. Ф. Захаркевич // Вестник Брестского государственного технического университета: сб. научн. трудов.– Брест, 2015. – Вип №1. – С. 73–74.
144. Щуко В. Ю. Клееные армированные деревянные конструкции: Учебное пособие / В. Ю. Щуко, С. И. Рощина. – Владимир: СПБ ГИ ОРД, 2009. – 128 с.
145. Щуко В. Ю. Клееные армированные деревянные конструкции. Учебное пособие / В. Ю. Щуко, С. И. Рощина. – Владимир: ВлГУ, 2008. – 82 с.
146. Щуко В. Ю. Конструкции из дерева и пластмасс, облегченные дощатые конструкции. Учебное пособие / В. Ю. Щуко, Л. А. Еропов, Е. А. Смирнов. – Владимир: ВлГУ, 1990. – 56 с.
147. Ягнюк Б. Н. Проектирование деревянных конструкций по методике норм Европейского Союза. Учебное пособие / Б. Н. Ягнюк. – Петрозаводск: ПетрГУ, 1998. – 72 с.
148. Ягнюк Б. Н. Теоретические основы проектирование деревянных конструкций по нормам Европейского Союза – Еврокоду-5: монография / Б. Н. Ягнюк. – Петрозаводск: ПетрГУ, 2002. –140 с.
149. Alfred B. Dorey. Development of Composite Glued Laminated Timber / Alfred B. Dorey, J.J. Roger Cheng // Department of Civil Engineering, University of Alberta Edmonton. – Alberta, 1996. – 67 p.
150. Anshari B. Structural behaviour of glued laminated beams pre-stressed by compressed wood / Buan Anshari, Akihisa Kitamori, Zhongwei Guan, K. Jung, K. Komatsu // Construction and Building Materials. – vol. 29, 2012. – P. 24–32.
151. Asylgaraeva M. Strength analysis of wooden curved beams / Margarita Asylgaraeva // Saimaa University of Applied Sciences Technology, Lappeenranta Double Degree Programme in Civil and Construction Engineering: thesis.– 2017. – 64 p.

152. Crocetti R. Experimental and numerical investigation on the shear strength of glulam / Roberto Crocetti, Per Johan Gustafsson, Henrik Danielsson, Arne Emilsson, Sigurdur Ormarsson // International council for research and innovation in building and construction, 2010. – P. 231–241.
153. Daniel A. The Stress-Strain Relationships in Wood and Fiber-Reinforced Plastic Laminate of Reinforced Glued-Laminated Wood Beams / Daniel A. Tingley // Dissertation for the degree of Doctor of Philosophy in Forest Products, 1996. – 212 p.
154. Faye C. Experimental investigations on mechanical behaviour of Glued Solid timber / Carole Faye, Frederic Rouger, Patrice Garcia // International council for research and innovation in building and construction, 2010. – P. 253–263.
155. Fiorelli J. Analysis of the strength and stiffness of timber beams enforced with carbon fiber and glass fiber / J. Fiorelli, A. Alves Dias // Materials Research, Vol. 6, No. 2, Sao-Carlos, 2003. – P. 193–202.
156. Franke S. Reinforcement of timber beams / S. Franke, B. Franke, A.Harte // COST Action FP 1101 – Assessment, Monitoring and Reinforcement of timber structures, Switzerland, 2015. – 21 p.
157. Frese M. System effects in glued laminated timber in tension and bending / M. Frese, H.J. Blab // International council for research and innovation in building and construction, 2010. – P. 242–252 .
158. Gomon S.S. Study on working peculiarities of glue laminated beams under conditions of slanting bending / S. S.Gomon, A. P. Pavluk // Underwater technology. Kyiv, 2017, Vol. 7. – P. 42–48.
159. Hansen L.P. Experimental Investigation of Fatigue Properties of Laminated Wood Beams / L. P. Hansen // International Timber Engineering Conference. London, vol. 4, 1991. – P.190–199.
160. Isopescu D. Analysis of wood bending properties on standardized samples and structural size beams tests / D. Isopescu, O. Stanila, I. Astanei // Bulletin of the Polytechnic Institute of Jassy, T. LVIII, Jassy, 2012. – P. 65–75.

161. Issa C.A. Advanced wood engineering: glulam beams / Issa C. A, Kmeid Z // Construction and Building Materials, vol 19, 2004. – P. 99–106.
162. Jacob J. Flexural Strengthening of Glued Laminated Timber Beams with Steel and Carbon Fiber Reinforced Polymers / Jobin Jacob, Olga Lucia Garzon Barragan // Master`s Thesis in the International Master`s Programme Structural Engineering. Chalmers University of Technology, Goteborg, Sweden, 2007. – 152 p.
163. Jasienko J. Strengthening of bent timber beams in historical objects / J. J. Jasienko, N.Tomasz // XVI International Symposium. Florence, Venice and Vicenza, 2007. – P. 123–128.
164. Kollmann F. Technologie des Holzes und der Holzwerkstoffe / F. Kollmann // Bd. I. Berlin, 1951. – 1050 p.
165. Kshyvetskyy B. Ya. Modeling of the influence of atmospheric moisture cyclic action on the durability of thermoplastic adhesive wood joint / B. Ya. Kshyvetskyy // Лісове господарство, лісова, паперова і деревообробна промисловість: міжнародний науково-технічний збірник. – Львів: НЛТУ, 2011. – Вип. 37. – С. 75–80.
166. Kuffner M. Elastizitätsmodul und Zugfestigkeit von Holz verschiedenen Rohdichte in Abhängigkeit vom Feuchtigkeitgehalt / M. Kuffner // Holz als Roh-und Werkstoff, 1978. – P. 435–440.
167. Madsen B. Recommended moisture adjustment factor for lumber stresses. / B. Madsen // Can. J. Civil Engineering. Vol. 9, №4, 1982. – P. 602–610.
168. Moe. J. The mechanism of failure of wood in bending. Publication International Association for Bridge & Structural Engineering, 21, 1961. – P. 163–178.
169. Mohamad W. H. W. Bending Strength Properties of Glued Laminated Timber from Selected Malaysian Hardwood Timber / Wan Hazira Wan Mohamad, Mohd Azran Razlan, Zakiah Ahmad // International Journal of Civil & Environmental Engineering, vol. 11, 2011. – P. 7–12.

170. Rammer D.R. Shear Strength of Glued-Laminated Timber Beams and Panels / Douglas R. Rammer // National conference on wood transportation structures, 1996. – P. 192–200.
171. Serrano E. Green – Glued Laminated Beams – High Performance and Added Value / Erik Serrano, Jan Oscarsson, Bertil Enquist, Magdalena Sterley, Hans Petersson, Bo Kallsner // Proceedings of 11th World Conference on Timber Engineering, Riva del Garda, Italy, 2010. – P. 829–830.
172. Serrano E. Adhesive Joints in Timber Engineering – Modelling and Testing of Fracture Properties / Erik Serrano // Doctoral thesis, Sweden, 2000. – 29 p.
173. Toratti T. Long term deflection of timber beam / Tomi Toratti // Rakenteiden Mekaniikka, Vol. 26, No 3, 1993. – P. 19–28.
174. Tuchi R. Flexural properties of glued laminated lodgepole pine dimension lumber / R. Tuchi, J. Bodig // Forest Products Journal, V.3, 1978. – P. 27–33.

Додаток А

Режими завантаження балок з клесної деревини

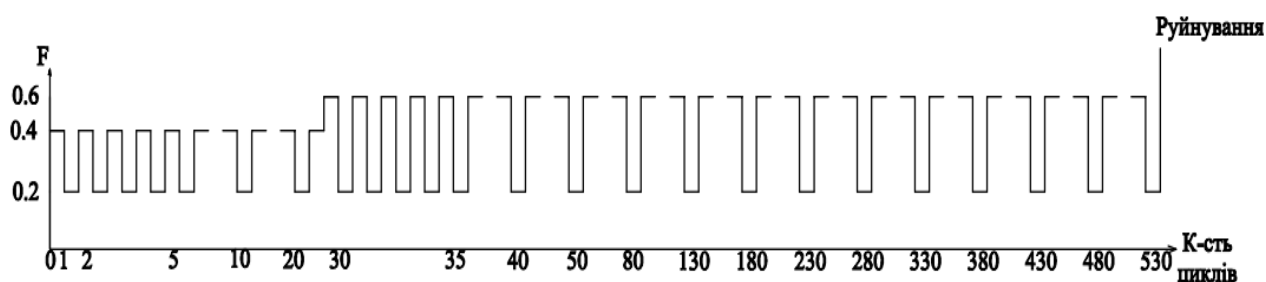


Рисунок А.1 – Схема режиму завантаження зразків БДК – 5 при режимах роботи

$(0,2-0,4) M_{max}$ та $(0,2-0,6) M_{max}$

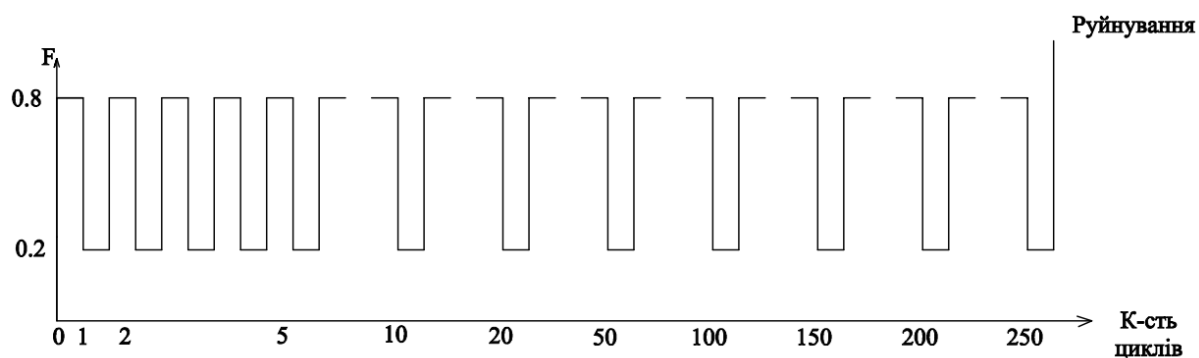


Рисунок А.2 – Схема режиму завантаження зразків БДК – 6 (0,2-0,8)

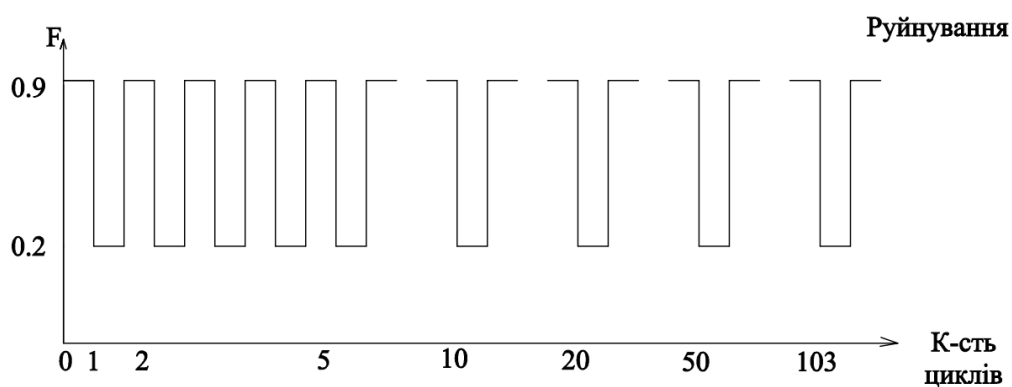


Рисунок А.3 – Схема режиму завантаження зразків БДК – 7 (0,2-0,9)

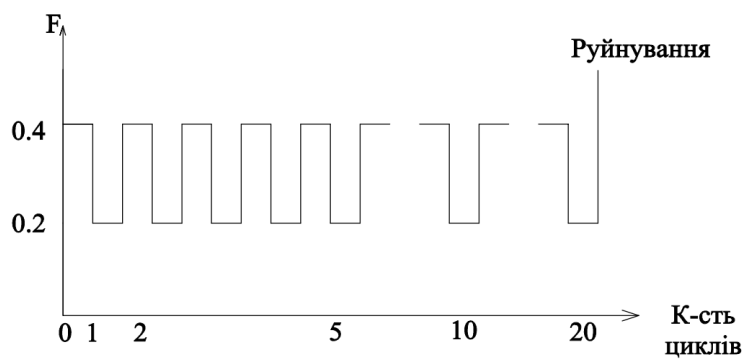


Рисунок А.4 – Схема режиму завантаження зразків БДК – 8 (0,2-0,4)

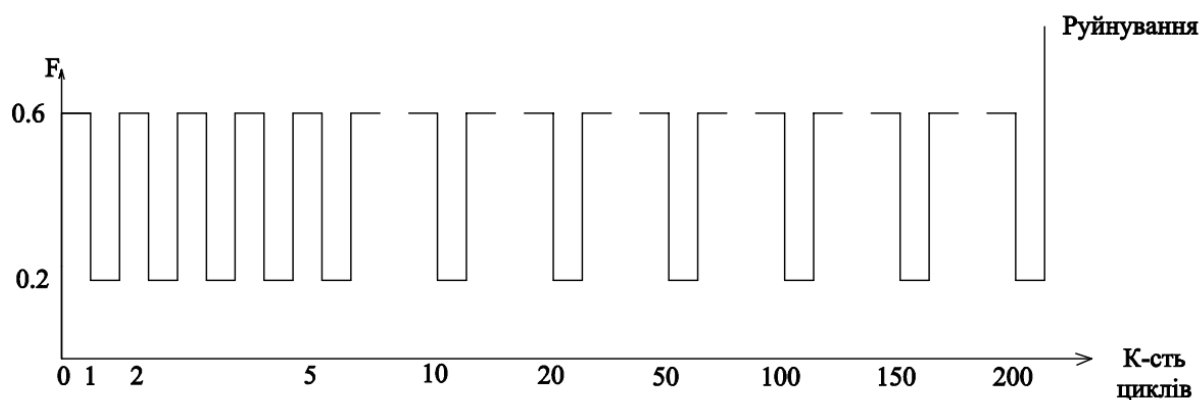


Рисунок А.5 – Схема режиму завантаження зразків БДК – 9 (0,2-0,6)

Додаток Б

Режими завантаження дослідних зразків для випробування клейових швів

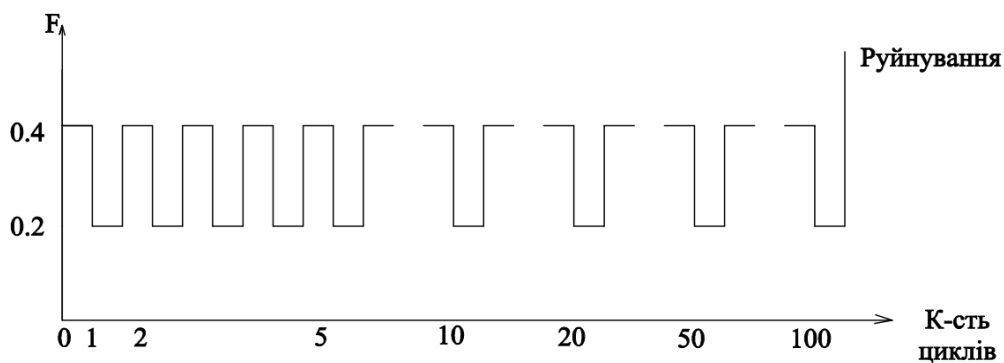


Рисунок Б.1 – Схема режиму завантаження зразків КШ-15(0,2-0,4)

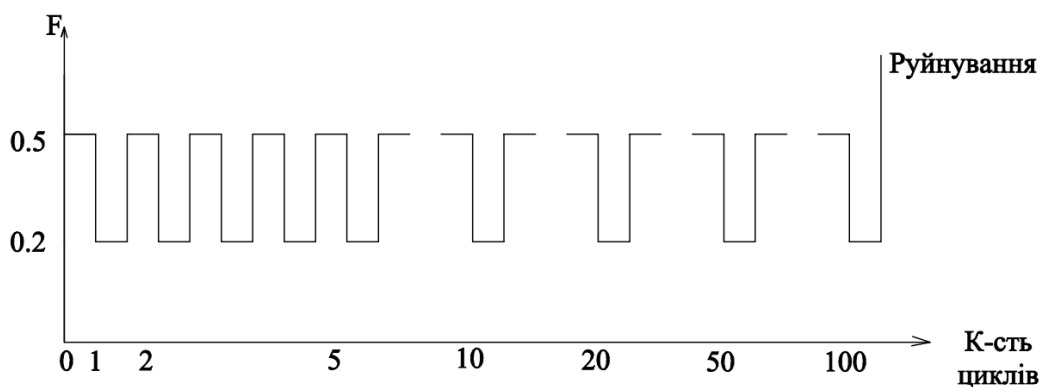


Рисунок Б.2 – Схема режиму завантаження зразків КШ-16(0,2-0,5)

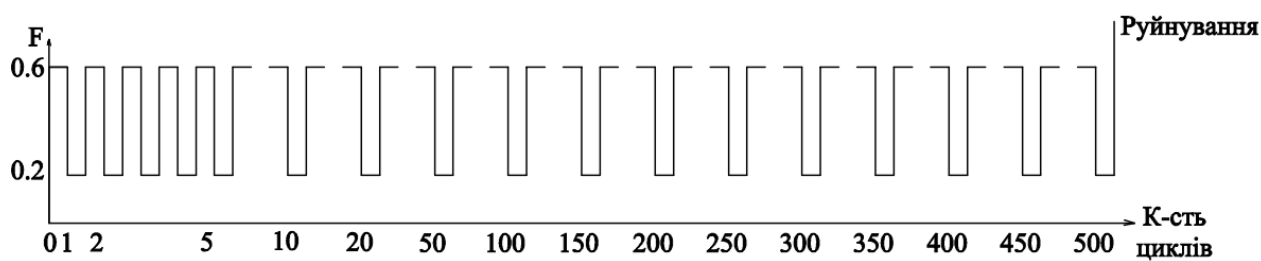


Рисунок Б.3 – Схема режиму завантаження зразків КШ-17(0,2-0,6)

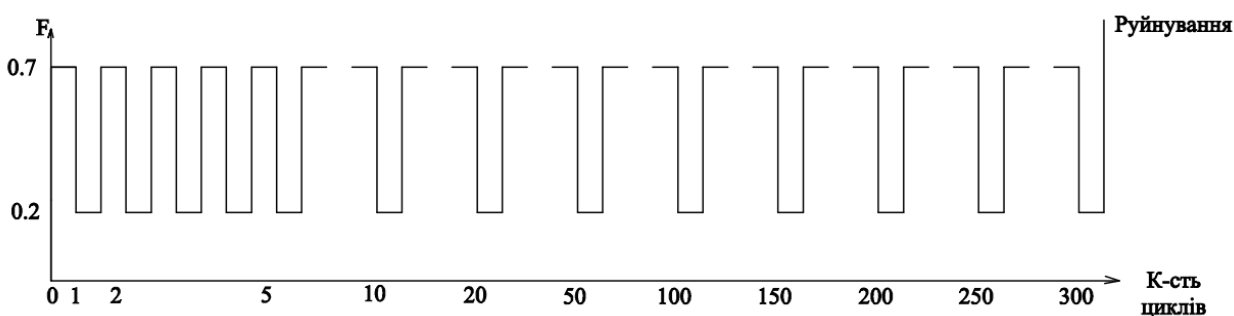


Рисунок Б.4 – Схема режиму завантаження зразків КШ-18(0,2-0,7)

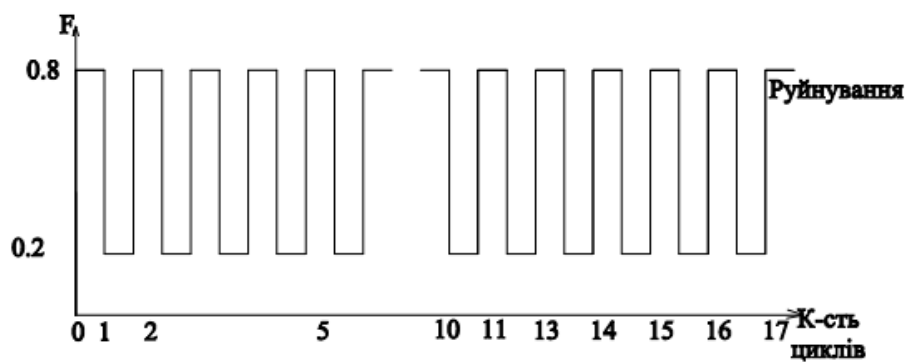


Рисунок Б.5 – Схема режиму завантаження зразків КШ-19(0,2-0,8)

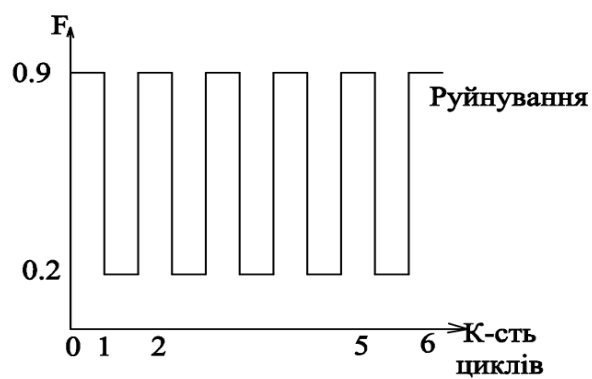
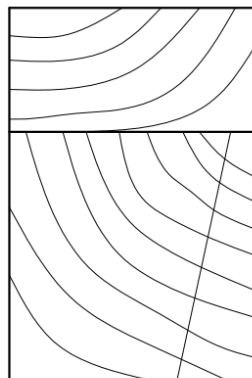
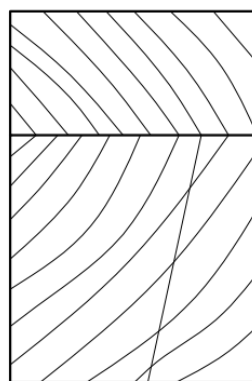


Рисунок Б.6 – Схема режиму завантаження зразків КШ-20(0,2-0,9)

Додаток В**Розташування волокон дослідних зразків за випробування міцності
клеювих швів**

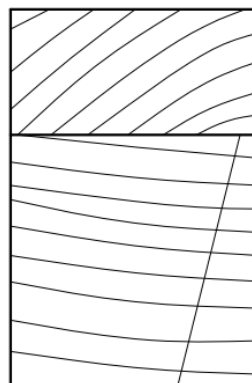
Клейовий шов

Рисунок В.1 – Схема розташування волокон КШ-15(0,2-0,4)



Клейовий шов

Рисунок В.2 – Схема розташування волокон КШ-16(0,2-0,5)



Клейовий шов

Рисунок В.3 – Схема розташування волокон КШ-17(0,2-0,6)

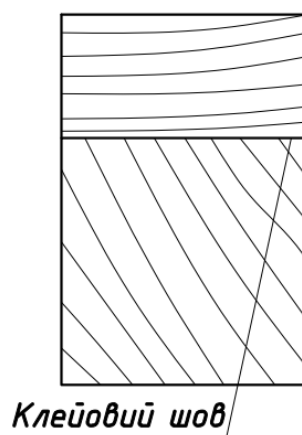


Рисунок В.4 – Схема розташування волокон КШ-18(0,2-0,7)

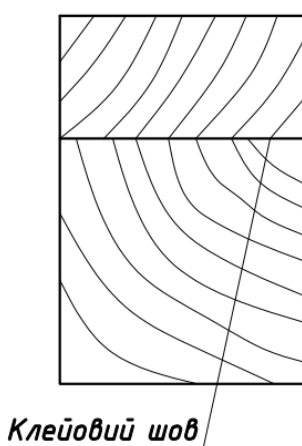


Рисунок В.5 – Схема розташування волокон КШ-19(0,2-0,8)

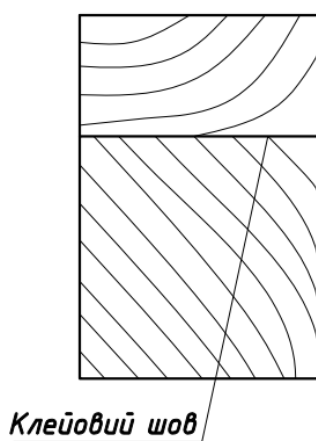


Рисунок В.6 – Схема розташування волокон КШ-20(0,2-0,9)

Додаток Г

Графіки деформування волокон деревини зразків клейових швів за дії
повторних малоциклових навантажень

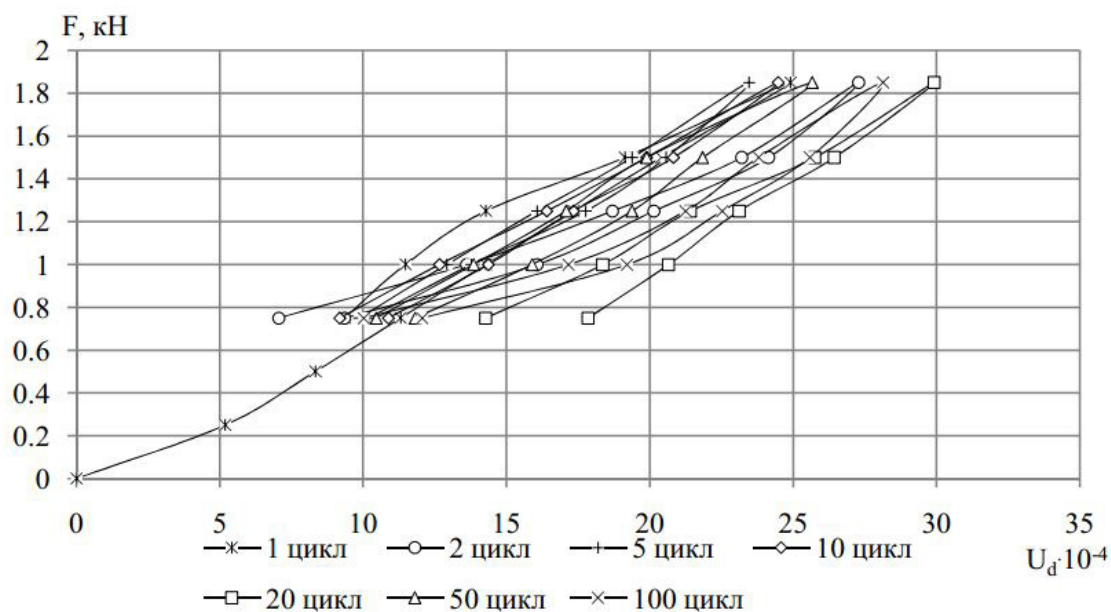


Рисунок Г.1 – Графік деформування волокон деревини справа зразка КШ-16(0,2-0,5) на 1, 2, 5, 10, 20, 50 та 100 циклах

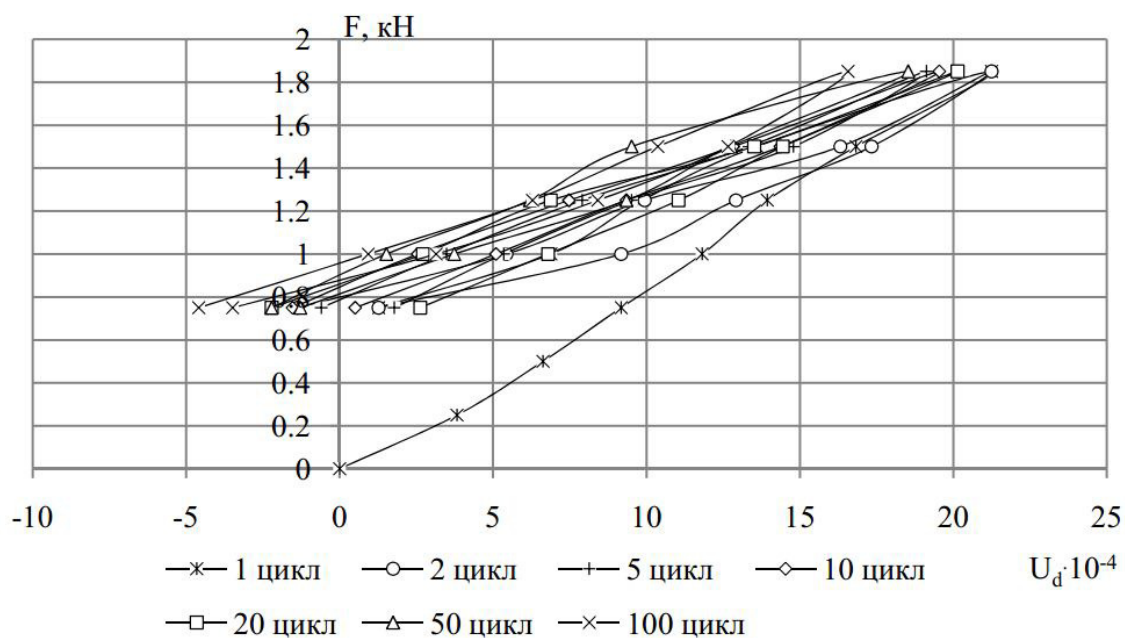


Рисунок Г.2 – Графік деформування волокон деревини зліва зразка КШ-16 (0,2-0,5) на 1, 2, 5, 10, 20, 50 та 100 циклах

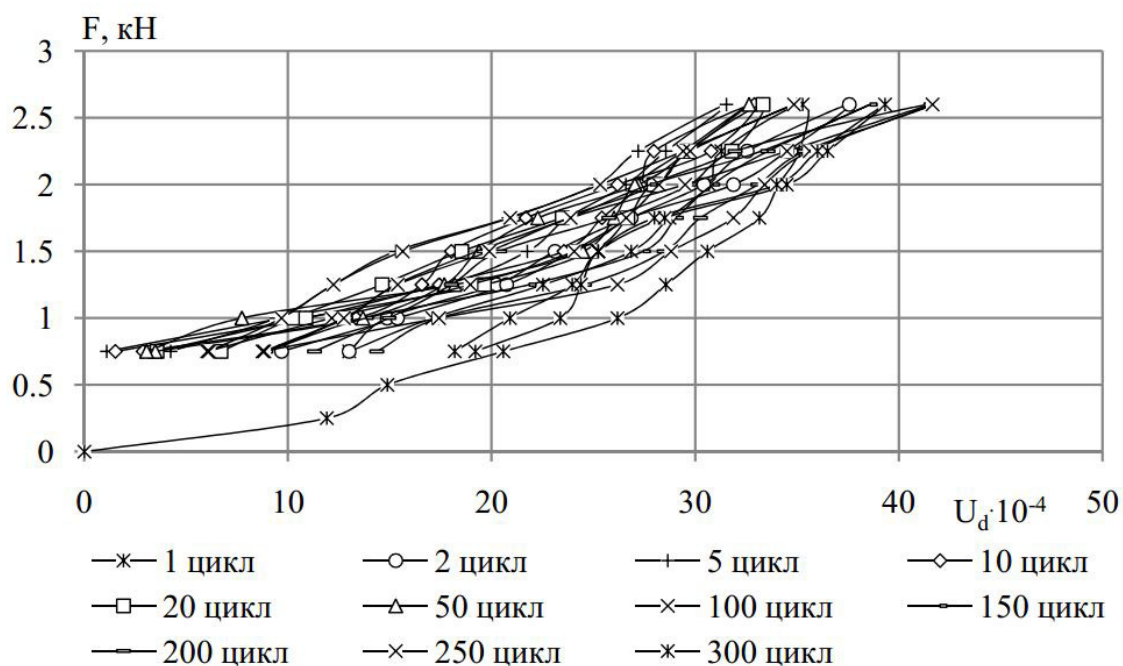


Рисунок Г.3 – Графік деформування волокон деревини справа зразка КШ-18(0,2-0,7) на 1, 2, 5, 10, 20, 50, 100, 150, 200, 250, 300 циклах

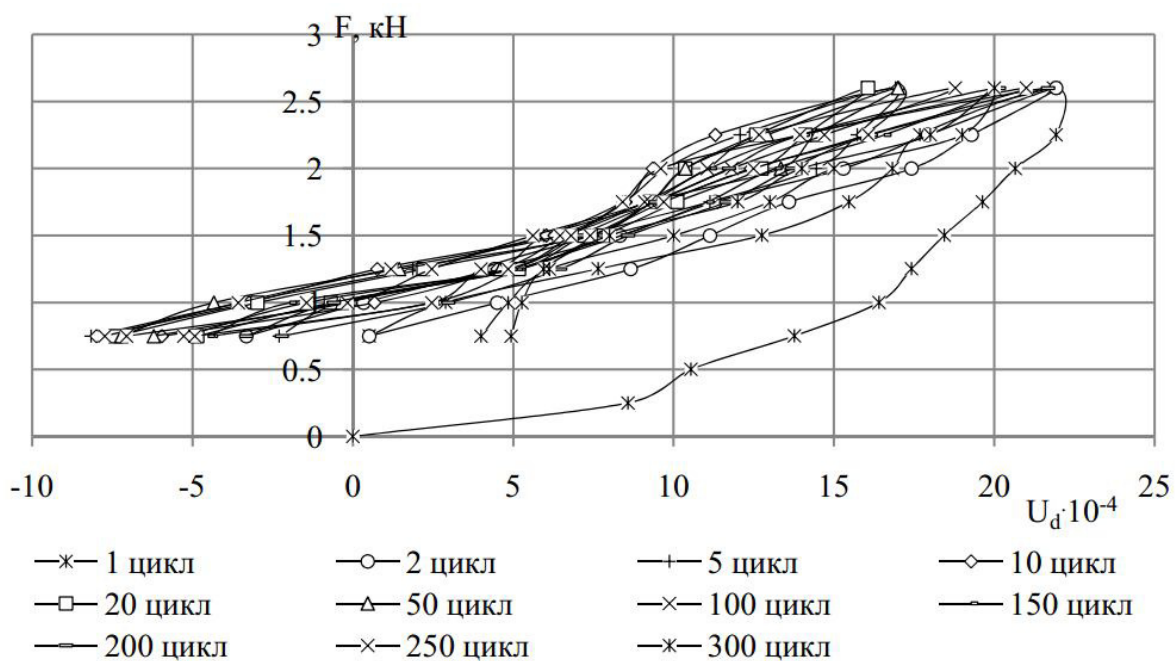


Рисунок Г.4 – Графік деформування волокон деревини зліва зразка КШ-18(0,2-0,7) на 1, 2, 5, 10, 20, 50, 100, 150, 200, 250, 300 циклах

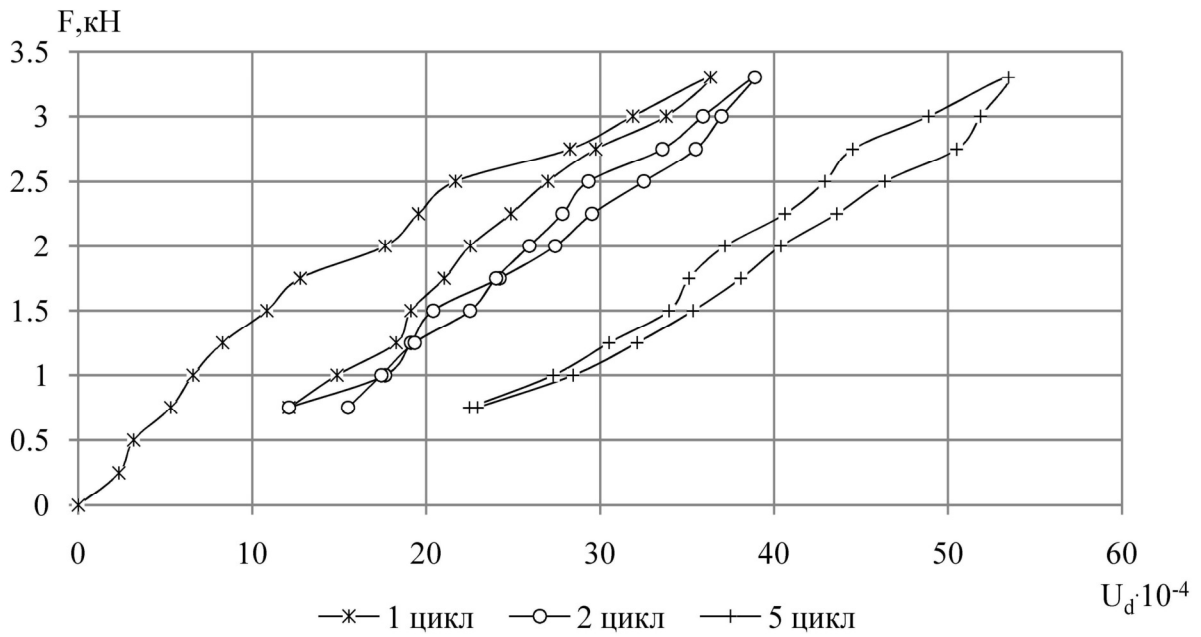


Рисунок Г.5 – Графік поциклового деформування волокон деревини справа зразка КШ-20(0,2-0,9) на 1, 2, 5 циклах

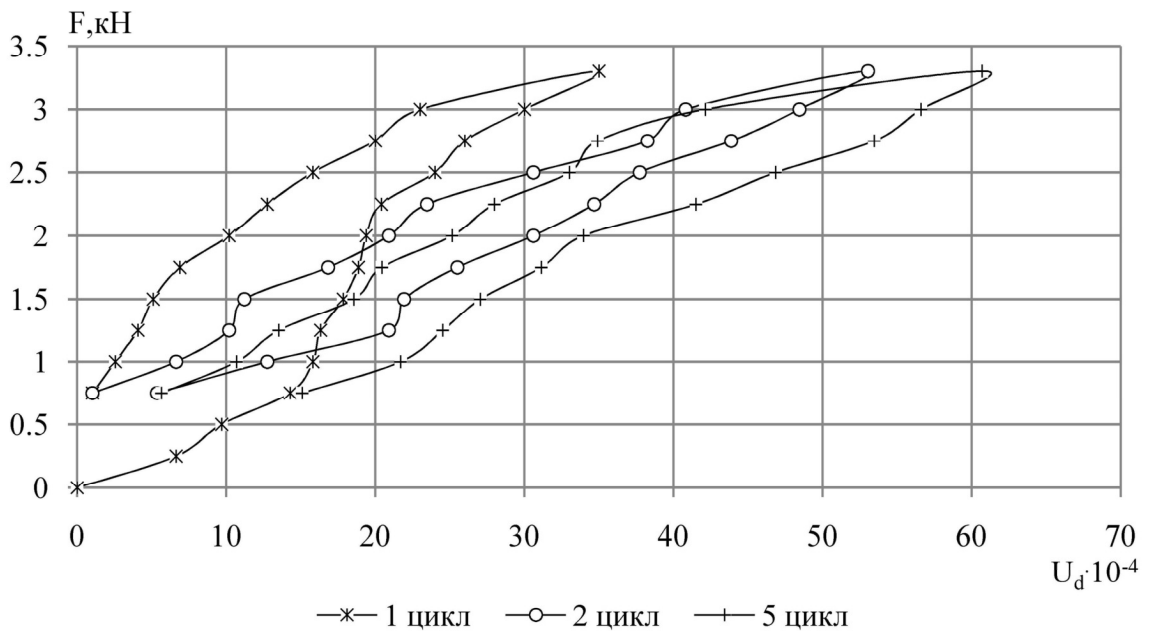


Рисунок Г.6 – Графік поциклового деформування волокон деревини зліва зразка КШ-20(0,2-0,9) на 1, 2, 5 циклах

Додаток Д**Характер руйнування зразків за випробування міцності клейових швів**

Рисунок Д.1 – Характер руйнування зразка КШ – 15 (0,2-0,4)



Рисунок Д.2 – Характер руйнування зразка КШ – 16 (0,2-0,5)



Рисунок Д.3 – Характер руйнування зразка КШ – 17 (0,2-0,6)



Рисунок Д.4 – Характер руйнування зразка КШ – 18 (0,2-0,7)



Рисунок Д.5 – Характер руйнування зразка КШ – 19 (0,2-0,8)



Рисунок Д.6 – Характер руйнування зразка КШ – 20 (0,2-0,9)

Додаток Е

Характер руйнування балок з цільної деревини



Рисунок Е.1 – Характер руйнування балки Б-1



Рисунок Е.2 – Характер руйнування балки Б-2



Рисунок Е.3 – Характер руйнування балки Б-3



Рисунок Е.4 – Характер руйнування балки Б-4



Рисунок Е.5 – Характер руйнування балки Б-5



Рисунок Е.6 – Характер руйнування балки Б-6



Рисунок Е.7 – Характер руйнування балки Б-7

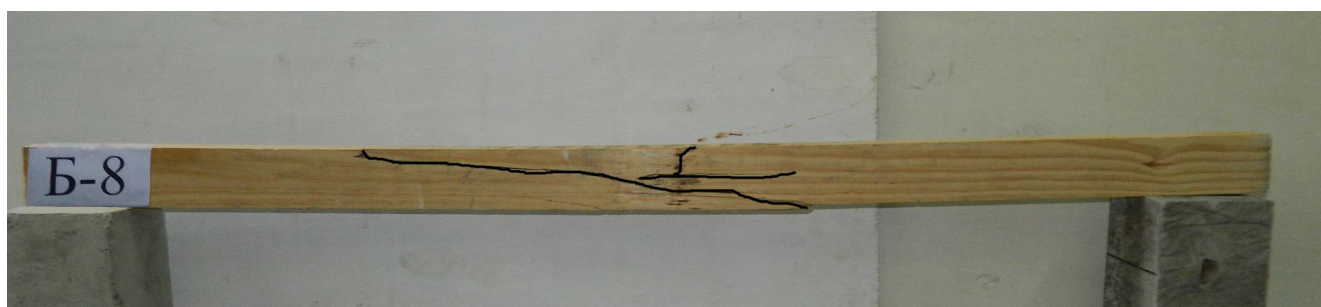


Рисунок Е.8 – Характер руйнування балки Б-8

Додаток Ж

**Діаграми деформування різних шарів деревини балок з клесної деревини
після малоциклових повторних навантажень**

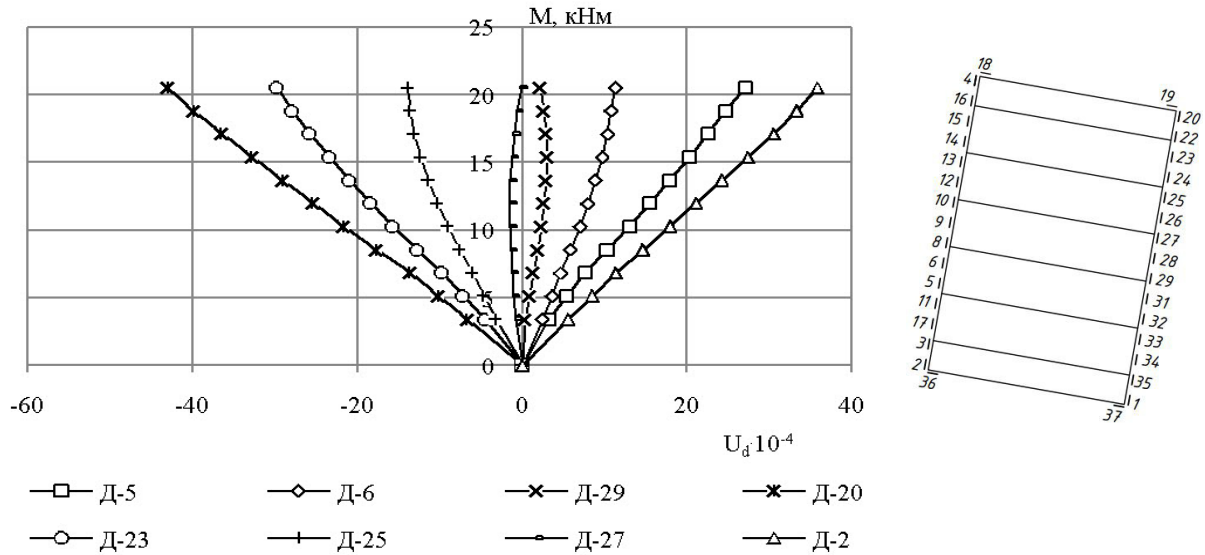


Рисунок Ж.1 – Діаграма деформування різних шарів деревини балки БДК-5 при одноразовому навантаженні після 30 циклів за режиму роботи (0,2-0,4)

M_{max} та 500 циклів випробувань за режиму роботи (0,2-0,6) M_{max}

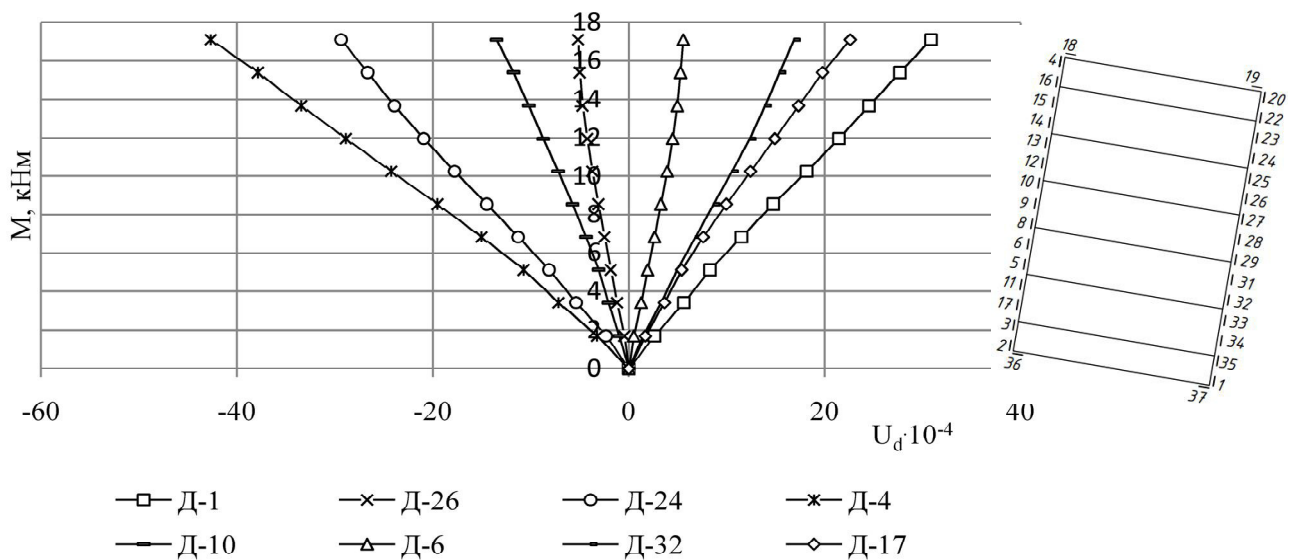


Рисунок Ж.2 – Діаграма деформування різних шарів деревини балки БДК-6 при одноразовому навантаженні після 250 циклів випробувань за режиму роботи

(0,2-0,8) M_{max}

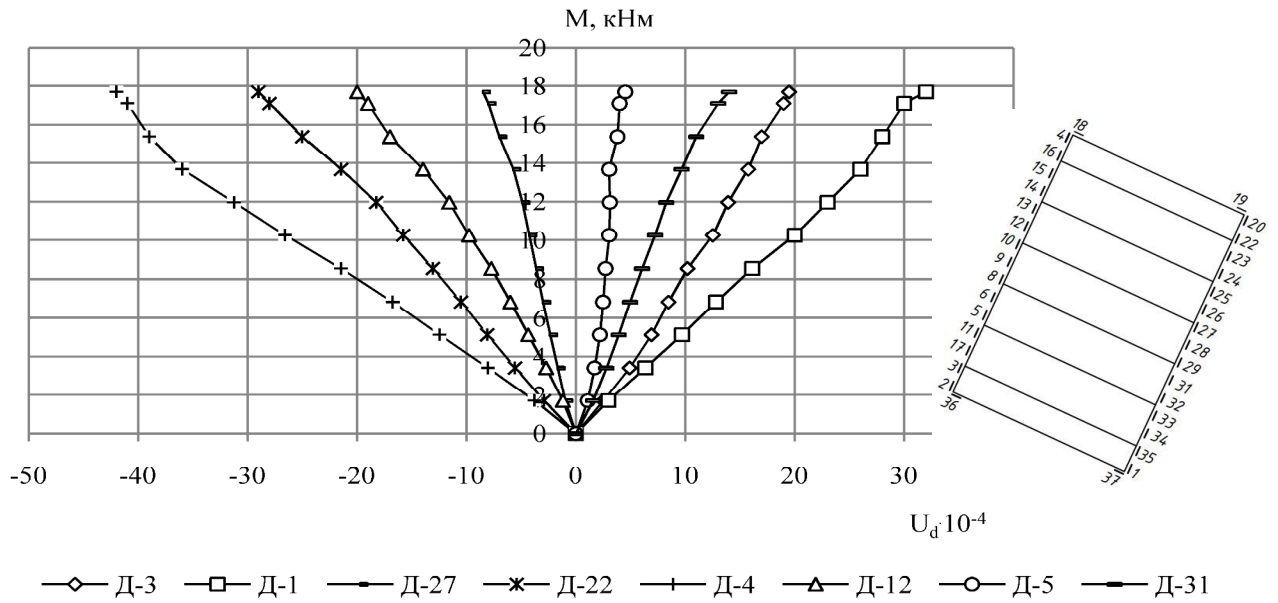


Рисунок Ж.3 – Діаграма деформування різних шарів деревини балки БДК-8 при одноразовому навантаженні після 20 циклів випробувань за режиму роботи (0,2-0,4) M_{max}

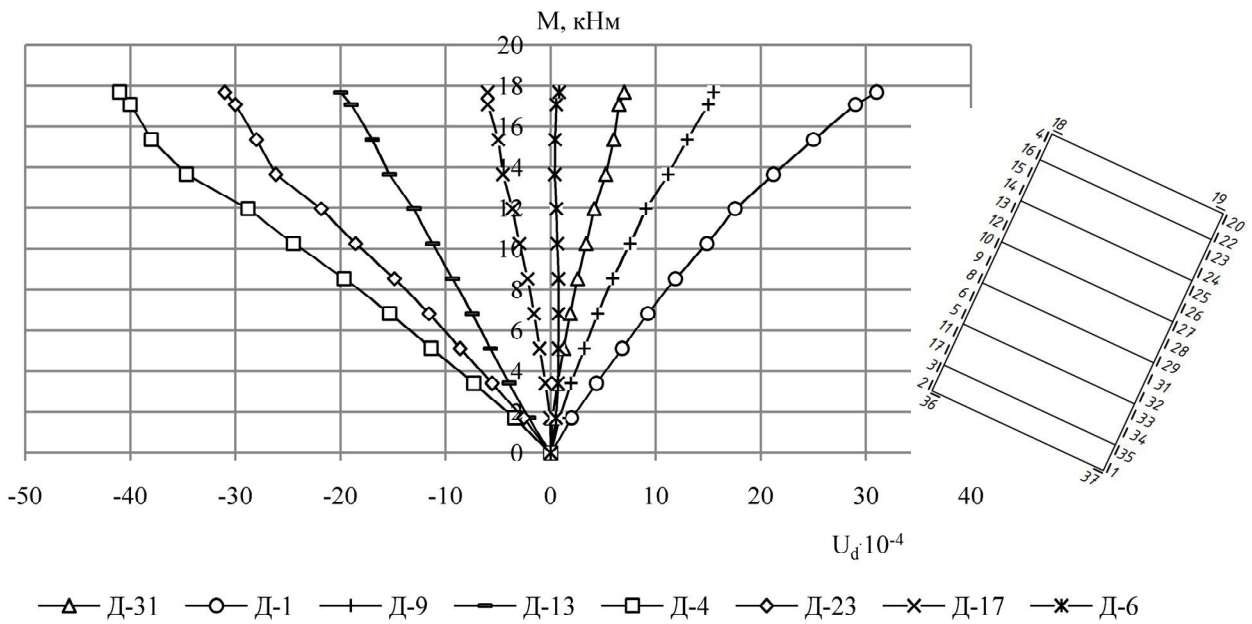


Рисунок Ж.4 – Діаграма деформування різних шарів деревини балки БДК-9 при одноразовому навантаженні після 200 циклів випробувань за режиму роботи (0,2-0,6) M_{max}

Додаток К

Характер руйнування балок з клеєної деревини



Рисунок К.1 – Характер руйнування балки БДК-1



Рисунок К.2 – Характер руйнування балки БДК-6



Рисунок К.3 – Характер руйнування балки БДК-8



Рисунок К.4 – Характер руйнування балки БДК-9

Додаток Л

Ізополя напружень балок з цільної деревини

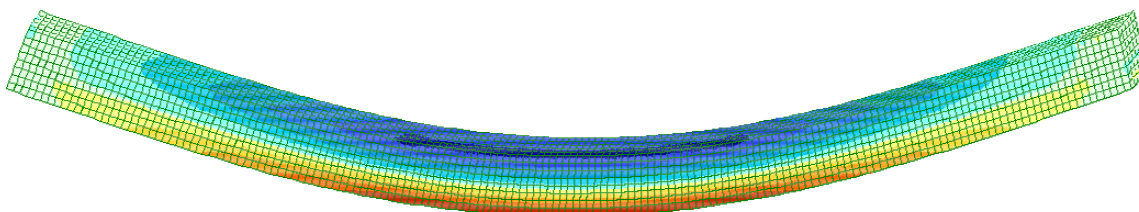
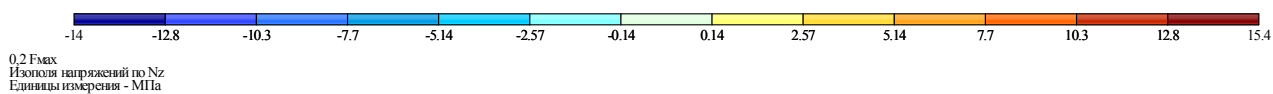


Рисунок Л.1 – Ізополя напружень балки з цільної деревини за кута нахилу

10° при рівні навантаження $0,2F_{\max}$

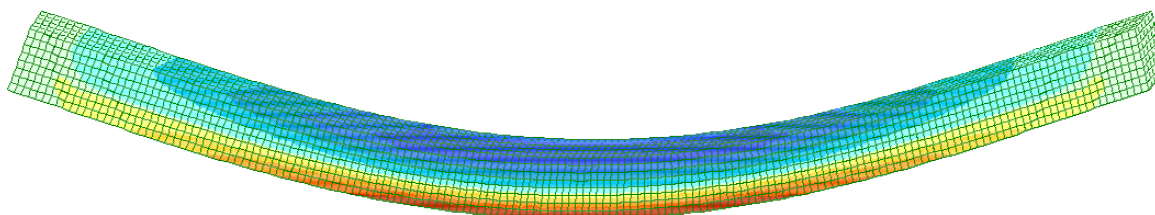
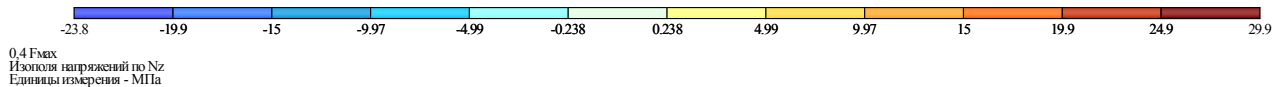


Рисунок Л.2 – Ізополя напружень балки з цільної деревини за кута нахилу

10° при рівні навантаження $0,4F_{\max}$

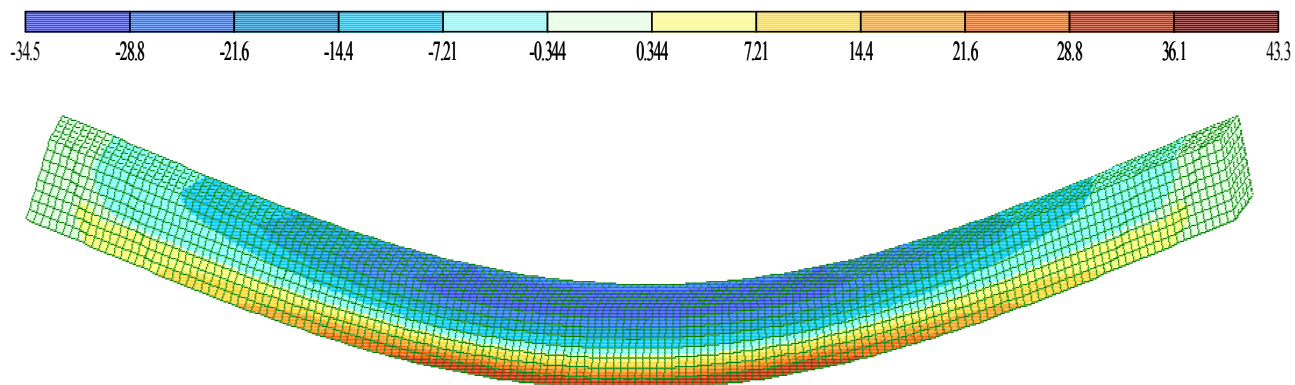
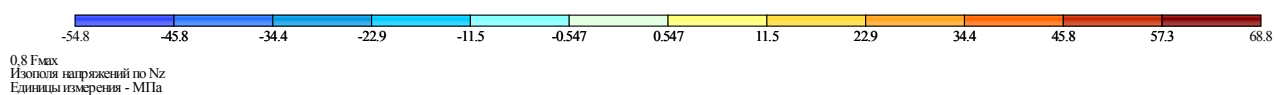


Рисунок Л.3 – Ізополя напружень балки з цільної деревини за кута нахилу
 10° при рівні навантаження $0,6F_{\max}$



0,8 F_{max}
 Ізополя напружень по Nz
 Єдиниця вимірювання - МПа



Рисунок Л.4 – Ізополя напружень балки з цільної деревини за кута нахилу
 10° при рівні навантаження $0,8F_{\max}$

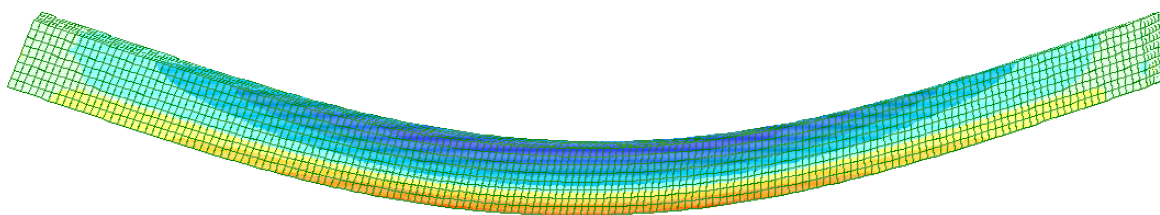
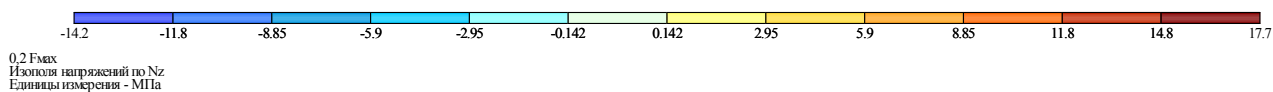


Рисунок Л.5 – Ізополя напружень балки з цільної деревини за кута нахилу
25° при рівні навантаження $0,2F_{\max}$

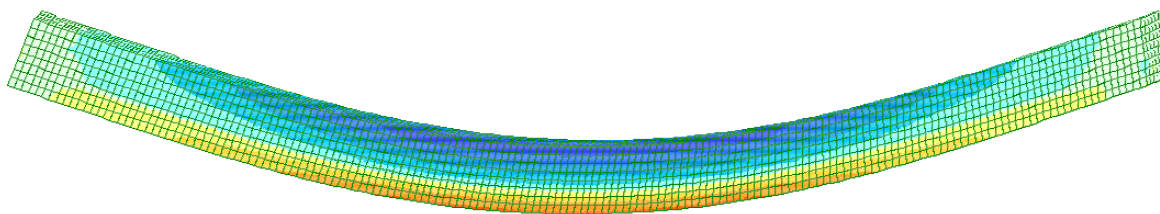
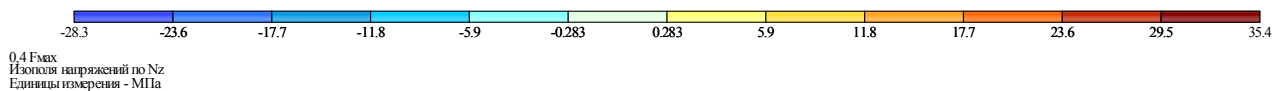


Рисунок Л.6 – Ізополя напружень балки з цільної деревини за кута нахилу
25° при рівні навантаження $0,4F_{\max}$

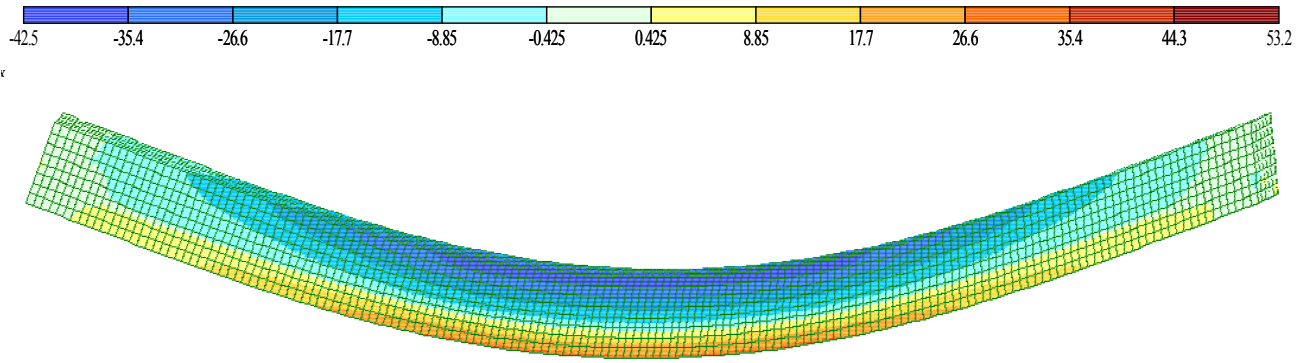
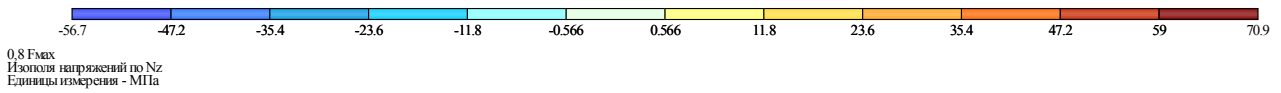


Рисунок Л.7 – Ізополя напружень балки з цільної деревини за кута нахилу 25° при рівні навантаження $0,6F_{\max}$



0,8 F_{max}
Ізополя напружень по Nz
Единиця вимірювання - МПа



Рисунок Л.9 – Ізополя напружень балки з цільної деревини за кута нахилу 25° при рівні навантаження $0,8F_{\max}$

Додаток М

Ізополя напружень балок з клесної деревини

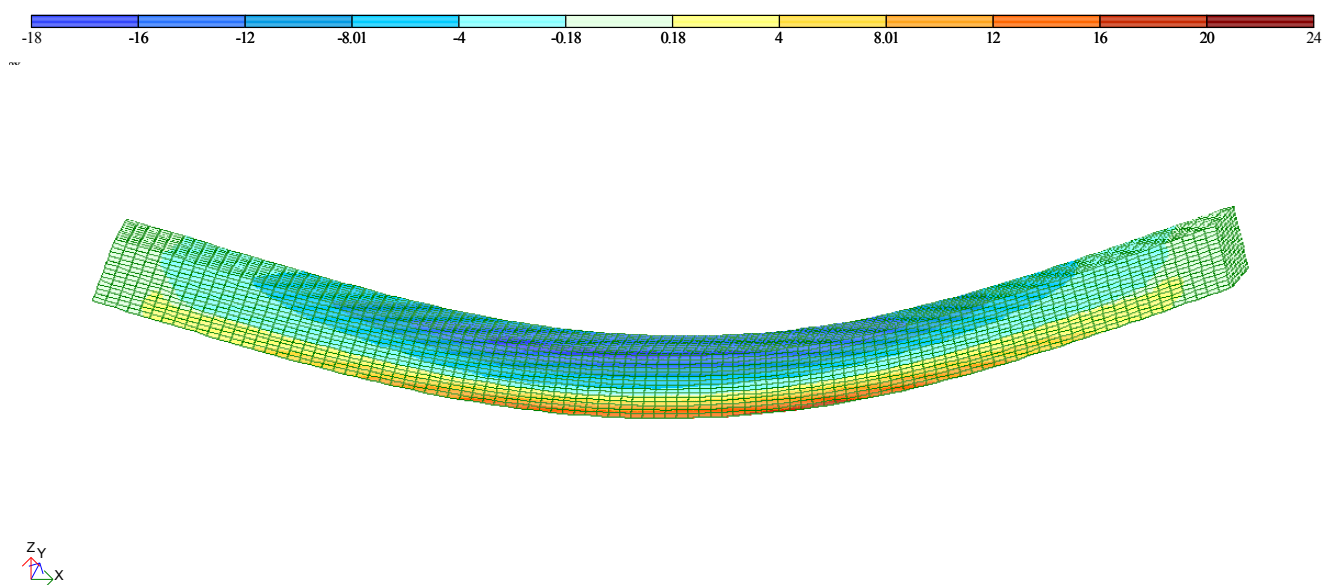


Рисунок М.1 – Ізополя напружень балки з клесної деревини за кута нахилу 10° при рівні навантаження $0,2F_{\max}$

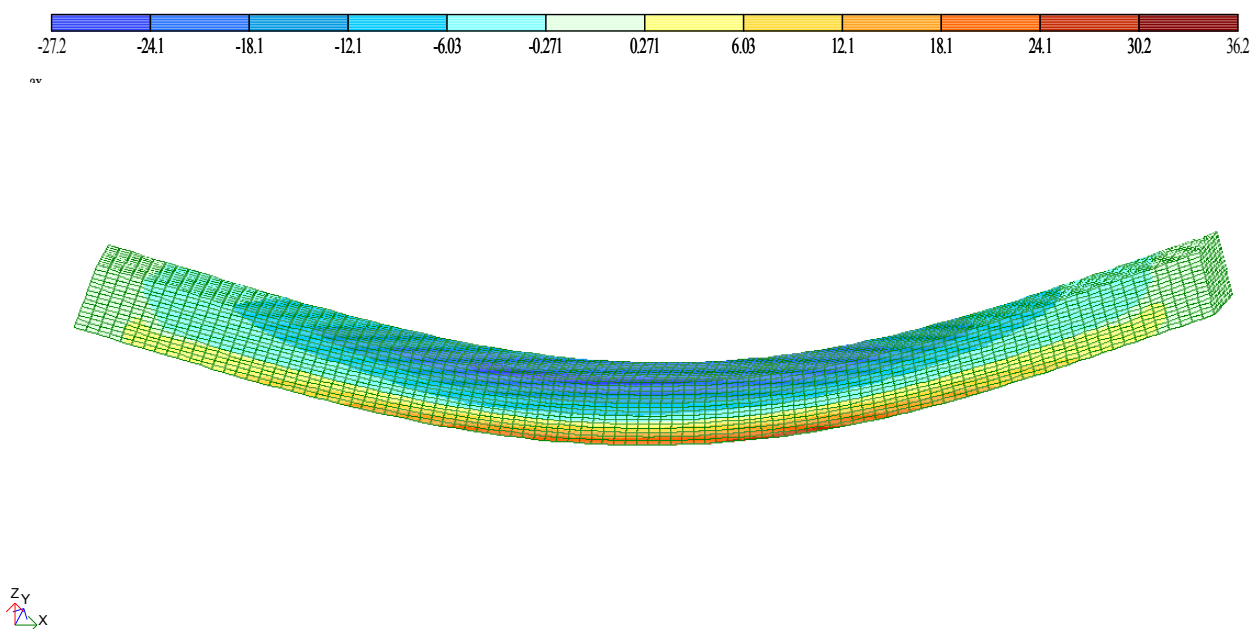


Рисунок М.2 – Ізополя напружень балки з клесної деревини за кута нахилу 10° при рівні навантаження $0,4F_{\max}$

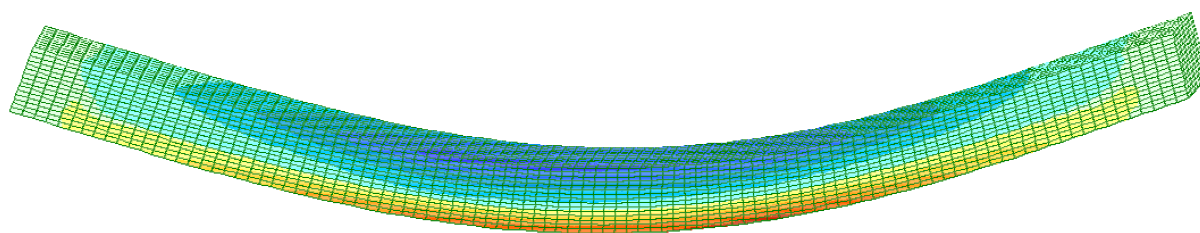
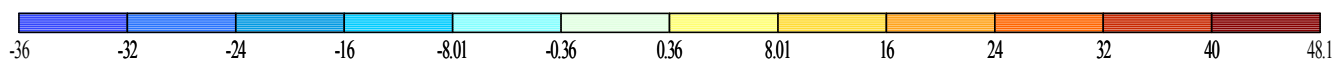


Рисунок М.3 – Ізополя напружень дощатоклесної балки за кута нахилу 10° при рівні навантаження $0,6F_{\max}$

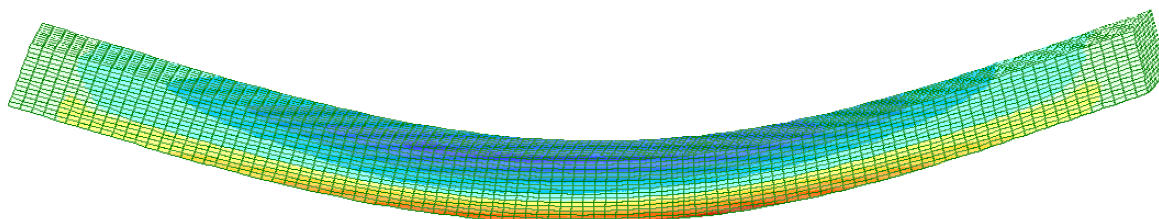
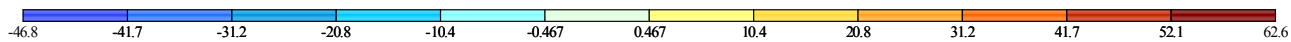


Рисунок М.4 – Ізополя напружень балки з клеєної деревини за кута нахилу 10° при рівні навантаження $0,8F_{\max}$

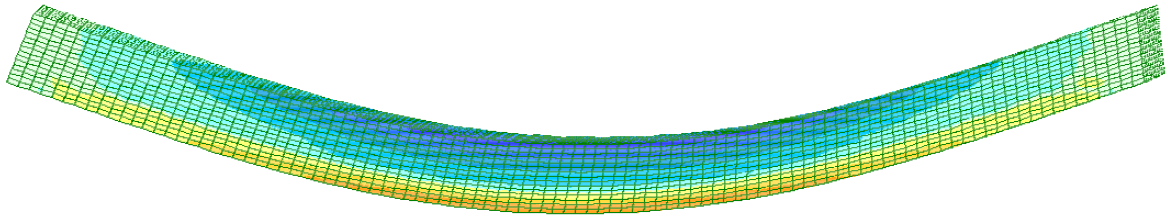
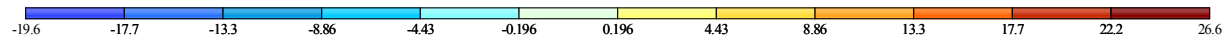


Рисунок М.5 – Ізополя напружень балки з клеєної деревини за кута нахилу 25° при рівні навантаження $0,2F_{\max}$

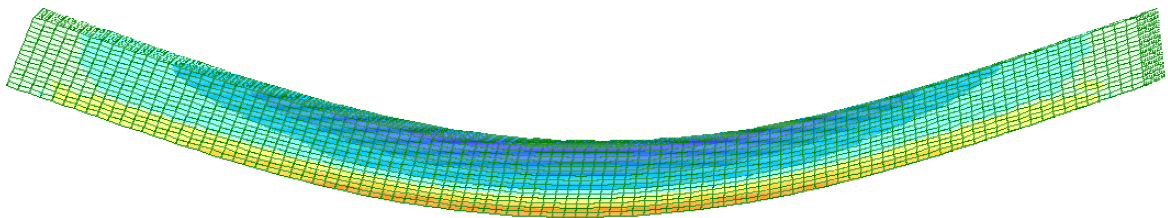
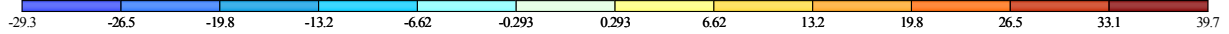
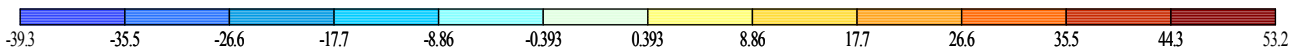


Рисунок М.6 – Ізополя напружень балки з клеєної деревини за кута нахилу 25° при рівні навантаження $0,4F_{\max}$



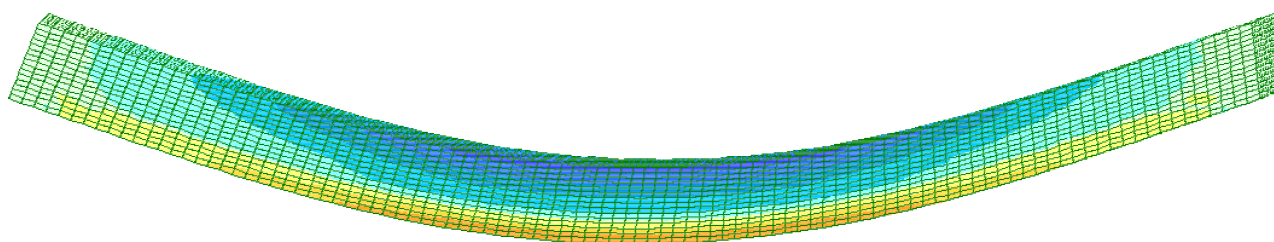


Рисунок М.7 – Ізополя напружень дощатоклеєної балки за кута нахилу 25° та рівня навантаження $0,6F_{\max}$

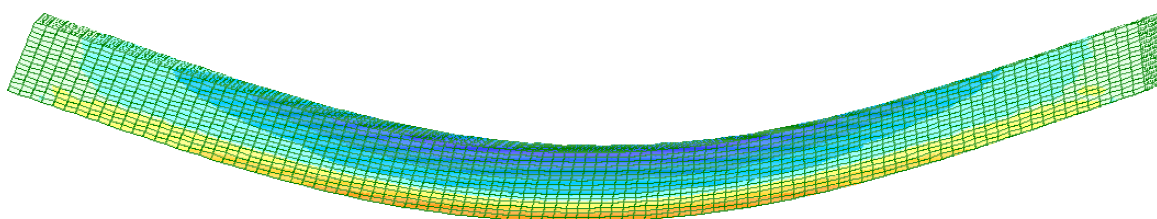
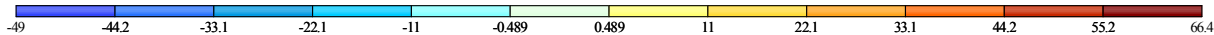


Рисунок М.8 – Ізополя напружень балки з клеєної деревини за кута нахилу 25° при рівні навантаження $0,8F_{\max}$

Додаток Н

Приклад розрахунку косозігнутого елемента з деревини

Підібрати переріз балки, яка знаходиться під кутом нахилу 10° за такими даними: балка однопролітна на двох опорах; розрахункове рівномірно розподілене навантаження на балку $q = 1,8 \text{ кН} / \text{м}^2$; проліт балки 3,0 м; крок балок 4,0 м; модулі пружності за стиску та розтягу – $E_c = 18000 \text{ МПа}$, $E_t = 16000 \text{ МПа}$; граничні відносні деформації – $u_{c,fin,d} = 36 \cdot 10^{-4}$, $u_{t,fin,d} = 45 \cdot 10^{-4}$; розрахунковий опір на згин $f_{c,o,d} = 49,25 \text{ МПа}$.

Підбір перерізу виконуємо в такій послідовності:

- 1) Прийнято відношення висоти поперечного перерізу до його ширини $h / b = 1,5$.
- 2) Розрахунковий згинаючий момент, що діє в перерізі балки за прямого згину:

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{(1,8 \cdot 4) \cdot 3^2}{8} = 8,1 \text{ кНм},$$

де q – рівномірно розподілене навантаження на балку;

l – розрахунковий проліт балки.

- 3) Значення згинаючого моменту M_o для косоного згину з врахуванням коефіцієнту k_α :

$$M_o = \frac{M_{\max}}{k_\alpha} = \frac{8,1}{0,9689} = 8,4 \text{ кНм}$$

Величину коефіцієнта k_α визначаємо з графіка (рис. 5.21). Для кута нахилу 10° він становить $k_\alpha = 0,9689$.

- 4) Ширина перерізу балки на основі використаних формул 5.27...5.34:

$$\begin{aligned}
 b &= \sqrt[3]{\frac{M_0}{2,25(0,299 \left(\frac{k_1 \cdot u_{c,d}}{3} + \frac{k_c \cdot u_{c,d}^2}{4} \right) + 0,068 E_t u_{t,d})}} = \\
 &= \sqrt[3]{\frac{8,4}{2,25 \cdot (0,299 \cdot \left(\frac{0,18 \cdot 10^4 \cdot 51 \cdot 10^{-4}}{3} + \frac{-25 \cdot 10^4 \cdot (51 \cdot 10^{-4})^2}{4} \right) + 0,068 \cdot 16000 \cdot 10^3 \cdot 45 \cdot 10^{-4})}} = \\
 &= 0,091 \text{ м} = 9,1 \text{ см},
 \end{aligned}$$

де k_1, k_c – коефіцієнти поліному, які визначаються за формулами 1.16 та 1.17;

$u_{t,d}$ – відносні деформації розтягнутої зони;

$u_{c,d}$ – деформації стиснутої зони, які визначаються за допомогою формули 5.38;

E_t – модуль пружності деревини за розтягу.

Враховуючи співвідношення $h/b = 1,5$ та сортамент пиломатеріалів необхідний поперечний переріз балки становить 10×15 см.

Перевіряємо міцність прийнятого перерізу балки за формулами 1.12 та 1.13:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{22,4}{49,25} + 0,7 \cdot \frac{33,6}{49,25} = 0,92 < 1,$$

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,7 \cdot \frac{22,4}{49,25} + \frac{33,6}{49,25} = 0,99 < 1,$$

де $\sigma_{m,y,d}, \sigma_{m,z,d}$ – напруження згину відносно відповідних осей поперечного перерізу;

k_m – коефіцієнт, що враховує перерозподіл напружень і вплив неоднорідності матеріалу в поперечному перерізі;

$f_{m,y,d}, f_{m,z,d}$ – розрахунковий опір на згин.

Напруження згину відносно відповідних осей поперечного перерізу:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_y}{W_y} = \frac{8,4 \cdot 10^2}{375} = 2,24 \text{ кН / см}^2 = 22,4 \text{ МПа},$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_z}{W_z} = \frac{8,4 \cdot 10^2}{250} = 3,36 \text{ кН / см}^2 = 33,6 \text{ МПа},$$

де W_y, W_y – моменти опору прийнятого поперечного перерізу балки відносно відповідних осей.

$$W_y = \frac{b \cdot h^2}{6} = 375 \text{ см}^3,$$

$$W_z = \frac{h \cdot b^2}{6} = 250 \text{ см}^3,$$

де b – ширина поперечного перерізу балки;

h – висота поперечного перерізу балки.

Враховуючи виконання умов 1.12 та 1.13, міцність прийнятого поперечного перерізу дерев'яної балки, яка знаходиться в умовах косоного згину за кута нахилу 10° забезпечена.

Додаток П

Список публікацій за темою дисертації та відомості про апробацію результатів дисертації

Наукові праці, в яких опубліковані основні результати дисертації:

1. Гомон С. С. Деформативність балок з цільної деревини в умовах косоного згину / С. С. Гомон, А. П. Павлюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2014. – Вип. 33. – С. 135–140.
2. Гомон С. С. Работа балок из цельной и клееной древесины при косом изгибе / С. С. Гомон, А. П. Павлюк // Вестник Белорусско-Российского университета: сб. науч. трудов. – Могилев: БРУ, 2017. – Вып. 3(56). – С. 111–121.
3. Гомон С. С. Работа дощатоклеєних дерев'яних балок в умовах косоного згину при дії одноразових та повторних навантаженнях / С. С. Гомон, А. П. Павлюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2017. – Вип. 34. – С. 118–128.
4. Гомон С. С. Жорсткість балок з цільної деревини за косоного згину в залежності від характеру обпирання і прикладання навантаження / С. С. Гомон, А. П. Павлюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2014. – Вип. 32. – С. 143–149.
5. Гомон С. С. Жорсткість балок з клеєної деревини в умовах косоного згину / С. С. Гомон, А. П. Павлюк // Будівельні конструкції: теорія і практика: зб. наук. праць. – К.: КНУБА, 2017. – С. 69–74.
6. Гомон С. С. Розрахунок косозігнутих дерев'яних балок з використанням деформаційної моделі / С. С. Гомон, П. С. Гомон, А. П. Павлюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2018. – Вип. 36. – С. 87–95.
7. Павлюк А. П. Методика дослідження балок з цільної та клеєної деревини в умовах косоного згину / А. П. Павлюк, С. С. Гомон // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2016. – Вип. 32. – С. 231–236.

8. Гомон С. С. Робота дерев'яних балок в умовах косоного згину / С. С. Гомон, А. П. Павлюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2015. – Вип. 31. – С. 422–228.

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації:

9. Гомон С. С. Зміна положення нейтральної лінії балок з цільної деревини за косоного згину в залежності від характеру обпирання і прикладання навантаження / С. С. Гомон, А. П. Павлюк, М. В. Поліщук // Будівлі та споруди спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції: зб. наук. праць. – К.: КНУБА, 2016. – С.120–127.

10. Павлюк А. П. Робота балок з цільної деревини в умовах прямого та косоного згину / А. П. Павлюк // Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві: зб. наук. праць. – Луцьк: ЛНТУ, 2016. – Вип. 5. – С. 259–266.

11. Gomon S. S. Study on working peculiarities of glue laminated beams under conditions of slanting bending / S. S. Gomon, A. P. Pavluk // Підводні технології. Промислова та цивільна інженерія: міжнародний науково-виробничий журнал. – К.: КНУБА, 2017. – Вип. 7. – С. 42–48.

12. Гомон С. С. Робота балок з клеєної деревини в умовах косоного згину / С. С. Гомон, А. П. Павлюк // Вісник Львівського національного аграрного університету. – Львів: ЛНАУ, 2018. – Вип. 19. – С. 84–89.

13. Гомон С. С. Жорсткість балок з цільної деревини в умовах прямого та косоного згину / С. С. Гомон, А. П. Павлюк // Матеріали Всеукраїнської науково-практичної інтернет-конференції з міжнародною участю «Ресурсозберігаючі технології в проектуванні, землевпорядкуванні та будівництві». – Кременчук, 2017. – С. 191–202.

14. Гомон С. С. Изменение положения нейтральной линии балок из цельной древесины за косоного изгиба / С. С. Гомон, А. П. Павлюк // Материалы юбилейной международной конференции «Образование, наука и производство в XXI веке: современные тенденции развития». – Могилев, 2016. – С. 89–90.

Наукові праці, які додатково відображають наукові результати дисертації:

15. Гомон С. С. Дослідження роботи клейових швів конструкцій з деревини за дії повторних навантажень / С. С. Гомон, А. П. Павлюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2014. – Вип. 29. – С. 117–122.

16. Гомон С. С. Дослідження роботи деревини на сколювання вздовж волокон за дії повторних навантажень / С. С. Гомон, А. П. Павлюк, О. В. Ющук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2015. – Вип. 30. – С. 116–122.

Апробація результатів дисертаційної роботи. Результати отриманих досліджень доповідались і обговорювались на наступних конференціях: Науково-практична конференція «Будівлі та споруди спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції» (м. Київ, 2-3 червня 2016 р.); II Міжнародна науково-практична виставка-конференція молодих вчених та студентів «Інновації у будівництві» (м. Луцьк, 20-22 жовтня 2016 р.); Международная конференция «Образование, наука и производство в XXI веке: современные тенденции развития» (м. Могильов, 3-4 листопада 2016 р.); Третя міжнародна науково-практична конференція «Підводні технології 2017» (м. Київ, 21-23 березня 2017 р.); Всеукраїнська науково-практична інтернет-конференція з міжнародною участю «Ресурсозберігаючі технології в проектуванні, землевпорядкуванні та будівництві» (м. Кременчук, 18-21 квітня 2017 р.); Міжнародна науково-технічна конференція «Ефективні технології і конструкції у будівництві та архітектурі села» (м. Дубляни, 26-28 квітня 2018 р.); Eastern Europe Conference of Timber Constructions (м. Харків, 7-8 червня 2018 р.); Дев'ята міжнародна науково-технічна конференція «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди» (м. Рівне, 16-18 жовтня 2018 р.) та на науково-технічних конференціях професорсько-викладацького складу аспірантів та студентів НУВГП (м. Рівне, 2014...2018 р.р.).

Додаток Р – Довідки про впровадження результатів досліджень

Довідка

про впровадження результатів дисертаційної роботи

Павлюка А.П. на тему

«Напружено-деформований стан елементів з клеєної деревини в умовах косоного згину»

Результати експериментально-теоретичних досліджень за темою дисертаційної роботи впроваджено в навчальний процес спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» спеціалізації «Промислове та цивільне будівництво» Національного університету водного господарства та природокористування під час викладання дисциплін «Конструкції з деревини і пластмас», «Прогресивні методи дослідження, проектування і застосування конструкцій з деревини і пластмас». Зокрема розглядаються балки з клеєної деревини, які знаходяться в умовах косоного згину за дії одноразових та повторних навантажень. Наводиться інформація щодо їх розрахунку та застосування у будівлях і спорудах різного призначення.

Отримані результати також використовуються під час виконання дипломних проектів під керівництвом професора кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд НУВГП Гомона С.С.

Директор Навчально-наукового інституту
будівництва та архітектури
к.т.н., професор

Р.М. Макаренко

Особистий підпис Макаренка Р.М. засвідчую

Начальник відділу кадрів

О.Р. Цаль

10.03.2018





Приватна виробничо-комерційна фірма «Фіалка»

Рівненський р-н, с. Зоря, вул. Конституції, буд 24, кв. 16,
 м. Рівне, р/р 26000300041727, у філії Рівненського обласного управління ПАТ
 «Державний ощадний банк України», МФО 333368, індивідуальний податковий номер
 302076817120
 E-mail: fialka_tm@ukr.net тел. (0362) 69-07-39

*Вих. № 272
 від 30 серпня 2018р.*

«ЗАТВЕРДЖУЮ»

Директор ПВКФ «Фіалка»

Фалко Ю.В. /



Довідка

Результати експериментальних досліджень дисертаційної роботи здобувача Павлюка А.П. «Напружено-деформований стан елементів з клеєної деревини в умовах косоного згину» були використані при будівництві дерев'яних елементів покрівлі під час проведення реконструкції будівлі Жобринської ЗОШ І-ІІІ ст. по вул. Центральній, 3 в с. Жобрин Рівненського району, Рівненської області, капітального ремонту Підзамчівського дошкільного навчального закладу «Теремок» загального розвитку Радивилівської міської ради Радивилівського району Рівненської області, будівництві спортивно-оздоровчого комплексу по вул. Червоного Хреста, 25 в м. Дубровиця Рівненської області, капітального ремонту даху житлового будинку на вул. Соборна БОС, 68 в м. Рівне, капітального ремонту покрівлі навчального корпусу ВПУ № 25 на вул. Миру, 144а в смт. Демидівка Демидівського району Рівненської області.

Головний інженер ПВКФ «Фіалка» Панащук Я.І

(Handwritten signature)



Товариство з обмеженою відповідальністю

«ОРБИТА БУДПРОЕКТ»

Адреса: 34100, м. Дубровиця, вул. Миру, 7, Код ЄДРПОУ 36121191, р/р 26008300991181, в ОПЕРВ АТ Ошадбанк м. Рівне, МФО 333368
orbitabud@gmail.com тел. (0362) 460786

«ЗАТВЕРДЖУЮ»

Директор

ТОВ «ОРБИТА БУДПРОЕКТ»

Таборовець Ю.И.



Довідка

Результати дисертаційної роботи здобувача Павлюка А.П. «Напружено-деформований стан елементів з клеєної деревини в умовах косоного згину» використані при проектуванні дерев'яного мосту через р. Стир в с. Іваничі на території Заріченської селищної ради Рівненської області. Зокрема, була визначена несуча здатність елементів пролітної будови з врахуванням впливу малоциклових навантажень.

Результати проведених експериментальних досліджень також було використано при реконструкції дошкільного навчального закладу по вул. Шкільній 4 в с. Переброди Дубровицького району Рівненської області. Зокрема визначена несуча здатність дерев'яної обрешітки за допомогою деформаційної моделі.

Головний архітектор

ТОВ «ОРБИТА БУДПРОЕКТ»

Матвіюк О.В. /

