

Міністерство освіти і науки України
Державний вищий навчальний заклад
«Придніпровська державна академія будівництва та архітектури»

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

ШЕХОРКІНА СВІТЛАНА ЄВГЕНІЇВНА

УДК 624.04:624.016

ДИСЕРТАЦІЯ
**НАУКОВІ ОСНОВИ І МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ ГІБРИДНИХ
ДЕРЕВОЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ**

05.23.01 – Будівельні конструкції, будівлі та споруди
19 – Архітектура та будівництво

Подається на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук

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



С. Є. Шехоркіна

Науковий консультант: Савицький Микола Васильович, доктор технічних наук,
професор

Дніпро – 2020

АНОТАЦІЯ

Шехоркіна С.Є. **Наукові основи і методи розрахунку гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель.** – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук за спеціальністю 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» (19 – Архітектура та будівництво). – Державний вищий навчальний заклад «Придніпровська державна академія будівництва та архітектури» Міністерства освіти і науки України, Дніпро, 2020.

Дисертацію присвячено розв'язанню актуальної науково-практичної проблеми розрахунку та проектування гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель з урахуванням діаграм деформування, повзучості матеріалів та показників екологічного впливу на навколишнє середовище протягом життєвого циклу.

Проведений аналіз досліджень та проектів в галузі багатоповерхового будівництва з використанням дерев'яних конструкцій показав, що застосування деревини є перспективним напрямком в контексті стійкого розвитку та циркулярної економіки. На сьогодні існує обмежена кількість теоретико-експериментальних досліджень спільної роботи несучих конструкцій з деревини та залізобетону в просторовій системі багатоповерхової будівлі та відсутні рекомендації щодо їх розрахунку та проектування, бракує інтегрованих стандартів з оцінки шкідливих викидів будівлі.

Запропонована класифікація конструктивних систем гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель на основі характеру і способу розподілу несучих функцій між елементами та матеріалу вертикальних несучих конструкцій, а також конструктивні рішення збірно-монолітного та збірного деревозалізобетонного перекриття, характерних вузлів з'єднань несучих конструкцій.

Виконано оцінку напружено-деформованого стану гібридних

деревоалізобетонних багатоповерхових будівель в залежності від типу конструктивної системи, способу забезпечення просторової жорсткості з урахуванням залежностей «напруження-деформація» та повзучості матеріалів. Розглянуто системи: рамну, комбіновану з діафрагмами жорсткості та з ядром жорсткості, комбіновану з ядром жорсткості і аутригерами в різних рівнях. Для аналізу було прийнято квадратний в плані будинок-прототип. Крок колон в поздовжньому і поперечному напрямках становив 5 м. Загальний габарит будівлі в плані 25x25 м. При моделюванні варіювалася кількість поверхів (5, 10, 15 і 20). Висота поверху прийнята 3 м. Отримані дані свідчать про те, що просторова жорсткість 5-ти і 10-ти поверхових будинків забезпечується для всіх розглянутих варіантів конструктивних систем. Для 15-ти поверхової будівлі необхідне застосування рамної конструктивної системи або комбінованої з ядром жорсткості. Що стосується 20-ти поверхової будівлі, то з усіх розглянутих варіантів достатній опір дії вітрових навантажень забезпечується лише при застосуванні комбінованої системи з ядром жорсткості та двома аутригерами, розташованими в рівні 20 та 8 поверхів. При цьому розрахункове значення горизонтальних переміщень істотно менше гранично допустимого. За результатами аналізу рівня використання несучих властивостей елементів каркасу встановлено, що прийняті розміри поперечних перерізів колон (250x250 мм для 5-ти поверхової будівлі; 300x300 мм – для 10-ти поверхової; 400x400 – для 15-ти поверхової та 550x550 мм – для 20-ти поверхової) забезпечують несучу здатність відповідно до вимог діючих нормативних документів.

Для урахування повзучості бетону була застосована модель Eurocode EN 1992-1-1, для деревини - модель повзучості пружно-в'язко-пластичного тіла T. Toratti. Результати моделювання з урахуванням деформацій повзучості показали, що реологічні властивості матеріалів істотно впливають на величину переміщень елементів каркасу. Протягом 50 років вертикальні переміщення, отримані з урахуванням повзучості порівняно з результатами для ідеалізованої пружної моделі розрахунку, значно збільшуються, а саме: при умовах класу

експлуатації 1 в 2,6 – 3,7 разів для колон з клеєної деревини; 1,8-3,1 рази для колон з клеєного шпону (LVL) та 3,3-3,4 рази для залізобетонного ядра жорсткості; при умовах *класу експлуатації 2* в 2,4- 3,7 разів для колон з клеєної деревини; 1,8-2,9 рази для колон з LVL та 3,05-3,15 рази для залізобетонного ядра жорсткості. Порівняльний аналіз отриманих даних щодо вертикальних переміщень дерев'яних колон каркасу за моделлю пружно-в'язко-пластичного тіла та згідно ДБН В.2.6-161:2017, ДСТУ-Н Б EN 1995-1-1:2010 (Єврокод 5) показав, що дані, отримані за рекомендаціями норм, є заниженими в 1,48 – 2,33 рази для клеєної деревини та в 1,14 – 1,8 разів для LVL.

Значна різниця у деформаційних характеристиках та повзучості обумовлює появу нерівномірних вертикальних переміщень, що обумовлює перекіс поверхових комірок та виникнення додаткових розтягуючих поздовжніх зусиль в балках перекриття. Запропоновано метод компенсації нерівномірних вертикальних переміщень несучих конструкцій гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель, який полягає у корекції розмірів поперечного перерізу вертикальних елементів. Для визначення вертикальних переміщень несучих конструкцій гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель розглядається окрема пласка рама, яка складається з колон та балок з клеєної деревини, а також залізобетонної діафрагми. За спрощеними дволінійними діаграмами напружено-деформованого стану визначається сума вертикальних переміщень елементів від опорного вузла до верхньої точки каркасу. Повзучість враховується шляхом введення ефективного модуля пружності. Компенсація нерівномірних вертикальних переміщень полягає у визначенні таких розмірів поперечного перерізу вертикальних елементів (як правило, колон), які забезпечать їх рівномірне деформування з урахуванням залежностей «напруження-деформація» та характеристик повзучості матеріалів при відповідності критеріям несучої здатності. Для зменшення кількості марок колон вони об'єднуються у групи по декілька поверхів. Пошук оптимальної кількості груп поверхів та кількості поверхів у групі, а також значень

компенсації нерівномірних вертикальних переміщень виконується за критерієм граничної величини нерівномірних вертикальних переміщень.

На основі отриманих результатів сформульовано рекомендації щодо розрахунку гібридних деревозалізобетонних багатопверхових будівель, які включають вимоги до фізичної моделі будівлі, призначення характеристик матеріалів, методи визначення параметрів напружено-деформованого стану, моделювання з'єднань, а також необхідні перевірки за результатами розрахунку.

З метою класифікації клеєної деревини вітчизняного виробництва за міцністю відповідно до чинних стандартів, гармонізованих з нормами Європейського Союзу, проведені випробування на розтяг вздовж волокон окремих ламелей. В результаті обробки експериментальних даних було визначено міцність ламелі на розтяг вздовж волокон $f_{t,0,l,k}=18,73$ Н/мм², модуль пружності $E_{0,l,mean}=15092$ Н/мм² та густину 467 кг/м³. З використанням кореляційних залежностей визначені відповідні фізико-механічні характеристики, згідно з якими клеєна деревина класифікована як GL28h. Для оцінки несучої здатності клеєної деревини згідно визначеного класу міцності були виконані випробування стандартних зразків (балок) та натурних клеєдерев'яних балок на згин. За даними випробувань балки характеризуються незначними розбіжностями значень руйнівного навантаження, що свідчить про однорідність властивостей. Експериментально визначена міцність на згин до 2 разів перевищує очікувані теоретичні значення.

Для дослідження міцності та особливостей деформування деревини при вдавлюванні металевого нагеля запропоновано методику та проведено експериментальне дослідження із застосуванням методів оптичної фізики (лазерної голографічної інтерферометрії). Міцність вдавнення деревини становила 54,2-58,3 МПа (для одного зразка 38,9 МПа). Отримані криві залежностей «навантаження-переміщення», а також інтерферограми поверхні та тривимірні графіки деформованої поверхні зразка, які можуть бути використані для верифікації розрахункової скінченноелементної моделі

з'єднання.

Проведені експериментальні дослідження натурального болтового з'єднання на металевих пластинах на розтяг паралельно волокнам, а також з'єднань дерев'яних елементів на металевих зубчастих пластинах на розтяг та згин. Запропонована емпірична модель для опису діаграми «навантаження-переміщення» з'єднання на металевих зубчастих пластинах (МЗП) в залежності від напрямку волокон для врахування нелінійної роботи з'єднання на металевих зв'язках нагельного типу при розрахунку гібридних конструкцій. Визначені коефіцієнти для побудови діаграм кожної серії випробуваних зразків при роботі на розтяг. Експериментально визначена несуча здатність з'єднань на розтяг в усіх випадках вище розрахункової, при цьому коефіцієнт безпеки становить $k_{saf}=1.13\dots 2.43$. Отримані дані щодо характеру роботи з'єднань з використанням МЗП на згин. Середнє значення руйнівного моменту для випробуваних на згин зразків становить 0.64..0.68 кН·м. Прогин з'єднання при вичерпанні несучої здатності становив 9.7..11 мм.

Запропоновано чисельно-аналітичний метод оцінки напружено-деформованого стану та інженерна методика розрахунку згинальних деревозалізобетонних елементів з урахуванням нелінійного характеру роботи з'єднання та впливу армування на несучу здатність. Для розглянутих варіантів нормальні напруження в перерізі, розраховані з використанням запропонованої методики на 1-8% відрізняються від визначених за лінійно-пружної моделі. При навантаженнях, що відповідають пластичним деформаціям з'єднання, напруження згідно лінійно-пружної моделі виявляються заниженими в порівнянні з запропонованою методикою.

Виходячи з конструктивних особливостей деревозалізобетонних перекриттів (товщини плити і захисного шару) виконаний аналіз несучої здатності з урахуванням армування. Встановлено, що несуча здатність плити забезпечує сприйняття розрахункового згинального моменту до навантажень, що викликають руйнування дерев'яної балки при дотриманні умов раціональної роботи стиснутого бетону і розтягнутої арматури.

Удосконалено метод моделювання напружено-деформованого стану з'єднань дерев'яних конструкцій з металевими зв'язками нагельного типу шляхом розбиття масиву деревини на дві області – глобальну з нормованими значеннями фізико-механічних властивостей деревини та локальну в зоні вдавнення з приведеними характеристиками. За результатами моделювання роботи експериментальних зразків деревини, випробуваних на вдавнення нагеля, а також натурального болтового з'єднання на металевих пластинах на розтяг паралельно волокнам, встановлено, що запропонована модель достовірно відображає характер деформування зразка під навантаженням. Різниця між отриманими значеннями максимальних вертикальних переміщень згідно розрахунку скінченноелементної моделі та експерименту складає 10.4 %.

Сформульовані критерії забезпечення несучої здатності та запропонована інженерна методика розрахунку вузлів сполучення клеєної дерев'яної балки та колони.

Приведено теоретичні основи, принципи та систему критеріїв оцінки екологічного впливу будівельного об'єкту протягом життєвого циклу та за його межами. На основі EN 15978 запропоновано методику оцінки вуглецевого сліду будівельного об'єкту протягом його життєвого циклу. Проведена оцінка ефективності застосування багатопверхових гібридних будівель з дерев'яними конструкціями за критерієм зменшення вуглецевого сліду. Застосування гібридної конструктивної системи з превалюючим використанням несучих елементів з деревини сприяє зменшенню вуглецевого сліду більше ніж в три рази.

Загалом в результаті проведених досліджень розроблено загальний методологічний підхід, основні положення та принципи розрахунку і проектування конструкцій гібридних деревозалізобетонних багатопверхових будівель з урахуванням реологічних властивостей матеріалів та обґрунтовано їх застосування з точки зору критеріїв стійкості життєвого циклу та циркулярної ресурсоефективної економіки при відповідності вимогам щодо надійності, несучої здатності та експлуатаційної придатності.

Ключові слова: гібридна деревозалізобетонна багатопверхова будівля, конструктивна система, з'єднання, напружено-деформований стан, переміщення, деревозалізобетонне перекриття, вуглецевий слід.

SUMMARY

Shekhorkina S. Yev. **Scientific bases and methods of calculation of hybrid timber-reinforced multi-storey buildings.** – Qualification scientific work as a manuscript.

Thesis for the scientific degree of Doctor of Technical Sciences in specialty 05.23.01 «Building constructions, buildings and structures» (19 – Architecture and Civil Engineering). – State higher educational establishment «Prydniprovskya State Academy of Civil Engineering and Architecture» of the Ministry of Education and Science of Ukraine, Dnipro, 2020.

The thesis is devoted to the solution of the actual scientific and practical problem of calculation and design of hybrid timber-reinforced concrete multi - storey buildings taking into account the deformation diagrams, creep of the materials and the parameters of the ecological impact on the environment during the life cycle.

The analysis of researches and projects in the field of multi-storey construction using timber structures showed that the use of wood is a promising direction in the context of sustainable development and circular economy. Today there is a limited number of theoretical and experimental studies of joint work of timber and reinforced concrete load-bearing structures in the spatial system of multi-storey buildings, their calculation and design as well as a lack of integrated standards for the assessment of harmful emissions of the building.

The classification of structural systems of hybrid timber-reinforced concrete multi-storey buildings on the basis of the nature and method of distribution of load-bearing functions between elements and the material of the vertical load-bearing structures, as well as structural solutions of prefabricated monolithic and

prefabricated timber-reinforced concrete floors, typical joints of load-bearing structures.

The assessment of the stress-strain state of hybrid timber-reinforced concrete multi-storey buildings depending on the type of structural system, the method of providing spatial rigidity taking into account the dependences of "stress-strain" and rheological properties of materials was performed. The following systems were considered: frame, combined frame with stiffness diaphragms and rigidity core, combined frame with rigidity core and outriggers at different levels. A prototype building with square layout was adopted for analysis. The step of the columns in the longitudinal and transverse directions was 5 m. The total size of the building in plan was of 25x25 m. The number of floors (5, 10, 15 and 20) was varied during the modeling. The height of the floor is 3 m. The obtained data show that the spatial rigidity of 5 and 10-storey buildings is provided for all considered variants of structural systems. A 15-storey building requires the use of a frame structural system or a combined frame with a rigidity core. For a 20-storey building, of all the options considered, sufficient resistance to wind loads is provided only when using a combined braced frame system with a stiffness core and two outriggers located at the level of 20 and 8 floors. The calculated value of horizontal displacements is significantly less than the maximum allowable. According to the results of the analysis of the level of use of bearing properties of frame elements, it is established that the accepted cross-sectional dimensions of columns (250x250 mm for 5-storey building; 300x300 mm - for 10-storey; 400x400 - for 15-storey and 550x550 mm - for 20-storey) provide load-bearing capacity in accordance with the requirements of current building codes.

To consider the creep of the concrete the Eurocode EN 1992-1-1 model was used as well as for timber – the elastic-viscous-plastic model by T. Toratti. The modeling results taking into account the creep deformation have shown that the rheological properties have significant influence of the vertical displacement of the frame elements. During 50 years the vertical displacement obtained considering creep are increasing by several times in comparison with idealized elastic model, namely:

in conditions of *service class 1* by 2.6-3.7 times for glued laminated timber columns, by 1.8-3.1 times for laminated veneer lumber (LVL) timber columns and by 3.3-3.4 times for reinforced concrete rigidity core; in conditions of *service class 2* by 2.4-3.7 times for glued laminated timber columns, by 1.8-2.9 times for LVL timber columns and by 3.05-3.15 times for reinforced concrete rigidity core.

A significant difference in the deformation characteristics and creep causes the appearance of nonuniform vertical displacements, which causes the skew of the floor cells and the appearance of the additional tensile longitudinal forces in the floor beams. A method for compensating for nonuniform vertical displacements of load-bearing structures of hybrid timber-reinforced concrete multi-storey buildings was proposed, which consists in correcting the cross-sectional dimensions of vertical elements. To determine the vertical displacements of the load-bearing structures of hybrid reinforced concrete multi-storey buildings, a separate flat frame is considered, which consists of columns and beams of glued timber, as well as a reinforced concrete diaphragm. Simplified two-line diagrams of the stress-strain state are used to determine the sum of the vertical displacements of the elements from the support node to the upper point of the frame. Creep is taken into account by introducing an effective modulus of elasticity. Compensation for nonuniform vertical displacements is to determine the dimensions of the cross section of vertical elements (usually columns), which will ensure their uniform deformation, taking into account the dependences of "stress-strain" and creep characteristics of materials in accordance with the criteria of bearing capacity. To reduce the number of columns types, they are combined into groups of several floors. The search for the optimal number of groups of storeys and the number of storeys in the group, as well as the values of compensation for non-uniform vertical displacements is performed using the criterion of the limit value of uneven vertical movements.

Based on the results obtained, the recommendations for the calculation of hybrid timber-reinforced concrete multi-storey buildings are formulated, which include the requirements for the physical model of the building, assignment of material characteristics, methods for determining of the stress-strain state parameters,

joints modeling and necessary checks according to the calculation results.

In order to classify the glued timber of domestic production by strength in accordance with current standards harmonized with the norms of the European Union, tensile tests along the fibers of individual lamellae were performed. As a result of processing the experimental data, the tensile strength of the lamella along the fibers was determined $f_{t,0,l,k}=18,73$ H/MM², modulus of elasticity $E_{0,l,mean}=15092$ H/MM² and density 467 KГ/M³. Using correlation dependences, the corresponding physical and mechanical characteristics were determined, according to which glued timber was classified as GL28h. Tests of standard samples (beams) and full-size glued beams were performed to assess the load-bearing capacity of glued timber according to a determined strength class. According to the test data, the beams are characterized by slight differences in the values of the destructive load, which indicates the homogeneity of the properties. The experimentally determined bending strength is 1.68-1.74 times higher than the expected theoretical values.

To study the strength and deformation characteristics of timber embedment strength, a method was proposed and an experimental study was performed using the methods of optical physics (laser holographic interferometry). Timber embedment strength obtained was 54.2-58.3 MPa (for the one sample 38.9 MPa). Load-displacement curves were obtained, as well as surface interferograms and three-dimensional diagrams of the deformed surface of the sample, which can be used to verify the theoretical finite element model of the connection.

Experimental studies of full-scale bolted joints on metal plates on tension parallel to the grain, as well as of connections of timber elements on metal toothed plates for tensile and bending were performed. An empirical model is proposed to describe the "load-displacement" diagram of the connection on metal toothed plates (MTP) depending on the direction of the fibers to take into account the nonlinear behaviour of the connection on mechanical connections when calculating hybrid structures. The coefficients for deformation diagrams of each series of tested samples at work on tension are defined. Experimentally determined load-bearing capacity of tensile joints in all cases is higher than the calculated one, while the safety factor is

$k_{saf}=1.13\dots2.43$. The data about the nature of the bending behaviour of the joints using MTP were obtained. The average value of the failure bending moment for the samples is 0.64..0.68 kN·m. The deflection of the joint when the bearing capacity was exhausted was 9.7..11 mm.

A numerical-analytical method for estimating the stress-strain state and an engineering method for calculating bending timber-reinforced concrete elements taking into account the nonlinear nature of the joint behaviour and the effect of reinforcement on the load-bearing capacity was proposed. For the considered variants, the normal stresses in cross section, calculated using the proposed technique by 1-8% differ from those determined by the linear-elastic model. At loads values corresponding to the plastic deformations of the joint, the stresses according to the linear-elastic model are underestimated in comparison with the proposed method.

Considering the design features of reinforced concrete floors (slab and concrete cover thickness) the analysis of bearing capacity taking into account the reinforcement was performed. It is established that the load-bearing capacity of the slab provides the perception of the calculated bending moment to the loads that cause the destruction of the timber beam in compliance with the criteria of rational operation of compressed concrete and tensile reinforcement.

The method of modeling the stress-strain state of joints of timber structures with mechanical connections was proposed by dividing the timber massive into two areas - global with normalized values of physical and mechanical properties of timber and local in the embedment area with the reduced characteristics.

According to the results of modeling the behaviour of experimental samples of timber tested for nail embedment, as well as full-scale bolted connection on metal plates in tensile parallel to the fibers, it was found that the proposed model accurately reflects the nature of deformation of the sample under load. The difference between the obtained values of the maximum vertical displacements according to the calculation of the finite element model and the experiment is 10.4%.

The criteria of bearing capacity are formulated and the engineering technique of calculation of joints of glued wooden beam and column is proposed.

Theoretical bases, principles and system of criteria for assessment the environmental impact of a building asset during the life cycle and beyond were given. According to the EN 15978, a method for estimating the carbon footprint of a building during its life cycle was proposed. The efficiency of multi-storey hybrid buildings with timber structures was evaluated according to the criterion of carbon footprint reduction. The use of a hybrid structural system with the prevailing use of load-bearing elements made of timber helps to reduce the carbon footprint by more than three times.

The results of the conducted research are the development of a general methodological approach, basic principles and methods of calculation and design of hybrid timber-reinforced concrete multi-storey buildings, considering the deformation diagrams, creep of the materials and substantiation of their application in terms of life cycle sustainability and circular resource efficient economy criteria as well as in accordance with the demands on reliability, load-bearing capacity and serviceability.

Keywords: hybrid timber-reinforced concrete multi-storey building, structural system, connection, stress-strain state, displacement, timber-reinforced concrete floor, carbon footprint.

СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА

Наукові праці, в яких опубліковані основні наукові результати дисертації

Праці у друкованих виданнях, включених до Переліку наукових фахових видань України:

1. Шехоркина С. Е., Савицкий Н. В., Никифорова Т. Д., Шляхов К. В. Многоэтажное деревянное домостроение: современные тенденции и будущие перспективы. *Строительство, материаловедение, машиностроение. Серия «Создание высокотехнологических социэкокомплексов в Украине на основе концепции сбалансированного (устойчивого) развития».* Днепр, 2017. Вып. № 99. С. 153–159.

2. Шехоркина С. Е., Савицкий Н. В., Клименко В. З. Древесина как конструкционный материал в национальных и европейских нормах. *Строительство, материаловедение, машиностроение. Серия «Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения»*. Днепр, 2017. Вып. 100. С. 131–137.

3. Шехоркіна С. Є., Кесарійський А. Г. Дослідження особливостей деформування та міцності деревини на вдавнення із застосуванням методу голографічної інтерферометрії. *Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури*. Дніпро, 2019. № 4. С. 93–99.

4. Шехоркіна С. Є., Савицький М. В., Бордун М. В. Діаграма деформування та модуль ковзання нагельних з'єднань деревобетонних конструкцій. *Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури*. Дніпро, 2020. № 2. С. 94–101.

5. Шехоркіна С. Є., Буцька О. Л., Бордун М. В., Шляхов К. В. Напружено-деформований стан гібридних дерево-залізобетонних багатоповерхових будівель з урахуванням деформацій повзучості. *Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури*. Дніпро, 2020. № 3. С. 100–108.

6. Шехоркіна С. Є., Махінько М. М., Мислицька А. О. Експериментальне дослідження фізико-механічних характеристик клеєної деревини. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*. Одеса, 2020. № 79. С. 53–62.

7. Shekhorkina S., Shliakhov K., Sopilniak A. Experimental investigation of load-bearing capacity and deflections of full-scale glued laminated timber beams. *Proceedings of Odessa Polytechnic University*. Odessa, 2020. Issue 2 (61). P. 5–11.

8. Шехоркіна С. Є. Експериментальне дослідження болтового з'єднання елементів з клеєної деревини на металевих пластинах. *Сучасні будівельні конструкції з металу і деревини*. Одеса, 2020. № 24. С. 134–140.

9. Шехоркіна С. Є., Нікіфорова Т. Д., Буцька О. Л. Оцінка вертикальних переміщень гібридних дерево-залізобетонних будівель. *Науковий вісник будівництва*. Харків, 2020. № 2 (100) С. 149–157.

10. Шехоркіна С. Є., Савицький М. В. Компенсація нерівномірних вертикальних переміщень гібридних дерево-залізобетонних багатопверхових будівель. *Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури*. Дніпро, 2020. № 4. С. 114–118.

11. Шехоркіна С. Є., Савицький М. В., Ковтун-Горбачова Т. А. Конструктивне рішення та методика розрахунку вузлів сполучення клеєної дерев'яної балки та колони. *Комунальне господарство міст*. Харків, 2020. № 4 (157). С. 12–17.

12. Shekhorkina S. Yev., Adil Jabbar Abbas, Nikiforova T. D. Investigation of the stress-strain state of hybrid timber-reinforced concrete multi-storey buildings. *Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури*. Дніпро, 2020. № 5. С. 176–181.

13. Shekhorkina S., Savytskyi M., Yurchenko Y., Koval O. A methodology for carbon footprint assessment of buildings. *Environmental Problems*. Lviv, 2020. Vol. 5, №3. P. 174–178.

14. Шехоркіна С. Є. Метод оцінювання напружено-деформованого стану деревозалізобетонної конструкції складеного перерізу. *Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури*. Дніпро, 2020. № 6. С. 156–161.

15. Shekhorkina S. Yev. Assessment of the carbon footprint of multi-storey hybrid timber-reinforced concrete building. *Науковий вісник будівництва*. Харків, 2020. № 3 (101). С. 121–127.

Праці у наукових виданнях інших держав та фахових виданнях України, які включені до міжнародних наукометричних баз:

16. Shekhorkina S., Savytskyi M., Kesariyskyi A., Kondrashchenko V., Dukat S. Investigation of nailed timber connections using the laser interferometry method. *Slovak Journal of Civil Engineering*. 2018. Vol. 26 (4). P. 32–38.

URL: <https://doi.org/10.2478/sjce-2018-0026/> (*Web of Science*).

17. Shekhorkina S., Butska O., Nikiforova T., Makhinko M. Investigating the strength and deformability of the node that connects precast slabs and monolithic joists in a flat precast-monolithic flooring slab. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*. 2019. Vol. 4, №1 (100). P. 14–25. (*SCOPUS, квартиль Q2*).

18. Shekhorkina S., Kesariisky A., Makhinko M., Nikiforova T., Savytskyi O. Experimental Investigation and FEM Modeling of Glued Timber Connections with Slotted-In Steel Plates. *Slovak Journal of Civil Engineering*. 2019. Vol. 27 (4). P. 18–23. URL: <https://doi.org/10.2478/sjce-2019-0027> (*Web of Science*).

19. Shekhorkina S., Savytskyi M., Nikiforova T., Shliakhov K., Myslytska A. Design of the composite timber-reinforced concrete bending elements considering nonlinear behaviour of the connection. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*. 2020. Vol. 5 (107). P. 14–21. (*SCOPUS, квартиль Q3*).

Розділи в колективних монографіях:

20. Шехоркіна С. Е., Никифорова Т. Д., Бабенко М. М. Разработка метода оценки экологической эффективности экопоселения и жилого дома для системы экологической сертификации. *Методология создания устойчивых экопоселений в Украине* : коллективная монография / под. общ. ред. Д. Т. Н., проф. Н. В. Савицкого. Днепро. 2017. С. 70–81.

21. Шехоркіна С. Є. Теоретичне та експериментальне обґрунтування несучих конструкцій екологічної будівлі «Потрійний нуль». *Зелені будівлі для сталого розвитку житлового будівництва* : монографія / М. М. Бабенко, М. В. Савицький та ін. Дніпро : ФОП Удовиченко О. М., 2018. 99 с.

Наукові праці, які додатково відображають результати дисертації:

22. Шехоркіна С. Є., Савицький М. В., Стоянов В. В., Бабенко М. М. Проектування дерев'яних конструкцій за Єврокодами та національними додатками України. Дніпро : ДВНЗ «Придніпровська державна академія будівництва та архітектури», ТОВ «Роял Принт», 2017. 147 с.

23. ДСТУ-Н Б EN 1995-1-1:2010 «Єврокод 5. Проектування дерев'яних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1995-1-1:2004, IDT)». Зміна №1 / Савицький М. (науковий керівник), Шехоркіна С. (відповідальний виконавець). URL: http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id_doc=56365.
24. Shekhorkina S., Babenko M., Bordun M., Zinkevych O. The concept of eco-building «TRIPLE ZERO». *Sustainable housing and human settlement : monograph / SHEE «Prydniprovska State Academy of Civil Engineering and Architecture», Slovak University of Technology in Bratislava, Dnipro, Bratislava. 2018. P. 61–67.*
25. Inspiring materials for triple zero buildings design: monograph / S. Y. Shekhorkina, M. M. Babenko, M. V. Savytskyi et. al. Dnipro : Private Enterprise Udovichenko O.M. 2019. p. 128.
26. Проектування енергоефективних екобудівель. Практичний гід: монографія / М. В. Савицький, М. М. Бабенко, С. С. Шехоркіна та ін. Дніпро: ФОП Обласов В.О., 2019. 97с.
27. Innovative Sustainable Engineering Practices / М. Savytskyi, M. Babenko, S. Shekhorkina, ets. Dnipro: Private Enterprise Oblassov V. A., 2020. 133 p.
28. Green technologies and 3D-printing for a Triple-zero concept in construction : monograph / М. Savytskyi, M. Babenko, S. Shekhorkina, ets. Dnipro : Private Enterprise Oblassov V. A., 2020. 156 p.
29. Shekhorkina S., Bondarenko O., Andriienko I., Karmalit I. Concept of reconstruction of Obchodna street in Bratislava. *InStep. Innovation Sustainable Engineering Practices. Sketch Album*. Slovak University of Technology, Bratislava, 2019. P. 5–8. URL: https://issuu.com/instep_project/docs/instep_monograf_fin.
30. Архітектурно-конструктивно-технологічна система 3Д-друку будівельних об'єктів: колективна монографія / М. Савицький, Ш. Айріх, І. З. Халаф, С. Шехоркіна та ін.; за заг. ред. М. Савицького. Дніпро : ФОП Удовиченко О.М., 2019. 233 с.

31. Шехоркина С. Е. Жилое здание на плавучей платформе с якорной системой из железобетонных стоек. *Строительство, материаловедение, машиностроение. Серия : Создание высокотехнологических экокомплексов в Украине на основе концепции сбалансированного (устойчивого) развития.* Днепропетровск, 2015. Вып. 81. С. 229-234.

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації:

32. Шехоркіна С. Є., Бердніков М. Р. Конструктивні рішення вузлів сполучень несучих та огорожувальних конструкцій енергоефективних будівель. *Проблеми будівництва, водокористування та екології* : матеріали Всеукраїнської 79-ї науково-практичної конференції студентів та молодих вчених, м. Дніпро, Дніпровський національний університет залізничного транспорту ім. акад. В. Лазаряна, 2019. С. 66–67.

33. Шехоркіна С. Є., Савицький М. В., Зезюков Д. М., Буцька О. Л., Бердніков М. Р. Дослідження напружено-деформованого стану гібридних дерево-залізобетонних багатопверхових будівель. *Актуальні проблеми інженерної механіки* : тези доповідей VII Міжнародної науково-практичної конференції, 12-15 травня 2020 р., Одеса, ОДАБА, 2020. С. 378–381.

34. Шехоркіна С. Є., Савицький М. В., Юрченко Є. Л., Коваль О. О. Аналіз параметрів екологічного впливу будівництва шляхом оцінки вуглецевого сліду будівель. *Сталий розвиток: захист навколишнього середовища. Енергоощадність. Збалансоване природокористування* : матеріали 6-го Міжнародного конгресу, 23-25 вересня 2020 р., Львів, Західно-Український Консалтинг Центр (ЗУКЦ), ТзОВ , 2020. С. 27.

35. Shekhorkina S., Yurchenko Y., Koval O., Kolokhov O. Assessment of the carbon footprint of multi-storey hybrid timber-concrete building. *Innovative Technologies in Construction, Civil Engineering and Architecture* : The Book of Abstracts of the 18th International Scientific and Practical Conference, November 26, 2020, Dnipro, SHEI PSACEA, 2020. P. 40-41.

ЗМІСТ

АНОТАЦІЯ.....	2
ВСТУП.....	23
РОЗДІЛ 1 СУЧАСНИЙ СТАН ПРОБЛЕМИ БАГАТОПОВЕРХОВОГО БУДІВНИЦТВА З ВИКОРИСТАННЯМ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ....	34
1.1 Сучасні тенденції та перспективи багатоповерхового будівництва в контексті стійкого розвитку та циркулярної економіки.....	34
1.2 Короткий огляд багатоповерхового дерев'яного будівництва.....	37
1.3 Методи розрахунку багатоповерхових будівель, особливості розрахункових схем та навантажень.....	47
1.4 Інженерні вироби з використанням деревини та їх фізико-механічні характеристики.....	59
1.5 Конструктивні рішення та методи розрахунку композитних деревозалізобетонних конструкцій.....	67
1.6 Методи оцінки життєвого циклу будівельних об'єктів.....	75
1.7 Висновки до розділу 1.....	82
1.8 Список використаних джерел в розділі 1.....	83
РОЗДІЛ 2 РОЗРОБКА ТА УДОСКОНАЛЕННЯ КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ ГІБРИДНИХ ДЕРЕВОЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ.....	84
2.1 Класифікація конструктивних систем гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель.....	84
2.2 Конструктивні рішення несучих конструкцій для гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель	91
2.2.1 Елементи каркасу гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель та вимоги щодо їх проектування.....	91
2.2.2 Конструктивні рішення перекриттів гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель.....	98
2.3 Конструктивні рішення вузлів з'єднань несучих конструкцій гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель.....	106
2.4 Висновки до розділу 2.....	111

	20
2.5 Список використаних джерел в розділі 2.....	112
РОЗДІЛ 3 ОБҐРУНТУВАННЯ КОНСТРУКТИВНИХ СИСТЕМ	
ГІБРИДНИХ ДЕРЕВОЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАГАТОПОВЕРХОВИХ	
БУДІВЕЛЬ	
3.1 Розрахункові моделі та методика оцінки напружено-деформованого стану гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель.....	113
3.2 Фізичні співвідношення напруження-деформація та методика врахування повзучості матеріалів.....	117
3.3 Дослідження напружено-деформованого стану несучих конструкцій гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель.....	123
3.3.1 Оцінка впливу конструктивної системи, поверховості та способу забезпечення просторової жорсткості на напружено-деформований стан гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель.....	123
3.3.2 Вплив деформацій повзучості на напружено-деформований стан гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель.....	131
3.4 Метод аналітичної оцінки та компенсації нерівномірних вертикальних переміщень елементів каркасу гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель.....	149
3.4.1 Спрощений метод оцінки вертикальних переміщень гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель.....	149
3.4.2 Метод компенсації нерівномірних вертикальних переміщень гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель.....	157
3.5 Рекомендації щодо розрахунку гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель.....	163
3.6 Висновки до розділу 3.....	166
3.7 Список використаних джерел в розділі 3.....	168
РОЗДІЛ 4 ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ МАТЕРІАЛІВ ТА	
ВИРОБІВ ДЛЯ ГІБРИДНИХ ДЕРЕВОЗАЛІЗОБЕТОННИХ	
БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ.....	
	169

	21
4.1 Методика визначення фізико-механічних характеристик клеєної деревини та експериментальні дослідження несучої здатності та прогинів натурних клеєних дерев'яних балок.....	169
4.2 Дослідження нагельних з'єднань дерев'яних елементів із застосуванням методу лазерної інтерферометрії.....	184
4.2.1 Розробка методики експериментального дослідження нагельного з'єднання дерев'яних елементів методом лазерної інтерферометрії.....	184
4.2.2. Дослідження міцності та особливостей деформування деревини під впливом металевого нагеля із застосуванням методу лазерної голографічної інтерферометрії.....	196
4.3 Дослідження напружено-деформованого стану болтового з'єднання на металевих пластинах.....	205
4.4 Експериментальне дослідження з'єднань дерев'яних елементів на металевих зубчастих пластинах.....	212
4.5 Висновки до розділу 4.....	226
4.6 Список використаних джерел в розділі 4.....	229
РОЗДІЛ 5 МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ КОНСТРУКЦІЙ ГІБРИДНИХ ДЕРЕВОЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ.....	230
5.1 Врахування нелінійної роботи з'єднань нагельного типу при розрахунку гібридних деревозалізобетонних конструкцій.....	230
5.2 Чисельно-аналітичний метод оцінки напружено-деформованого стану деревозалізобетонної конструкції складеного перерізу.....	241
5.3 Інженерна методика розрахунку згинальних деревозалізобетонних елементів з урахуванням нелінійного характеру роботи з'єднання.....	247
5.4 Результати оцінки впливу нелінійної роботи нагельного з'єднання і армування бетонної плити на несучу здатність деревозалізобетонного згинального елемента.....	253
5.5 Моделювання напружено-деформованого стану та методи розрахунку вузлів з'єднань несучих конструкцій гібридних багатоповерхових будівель.....	259

	22
5.5.1 Моделювання напружено-деформованого стану з'єднань на металевих з'єднувальних елементах	259
5.5.2 Методика розрахунку вузлів сполучення клеєної дерев'яної балки та колони.....	268
5.6 Висновки до розділу 5.....	275
5.7 Список використаних джерел в розділі 5.....	278
РОЗДІЛ 6 ЖИТТЄВИЙ ЦИКЛ ГІБРИДНИХ ДЕРЕВОЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ.....	279
6.1 Теоретичні основи та принципи оцінки життєвого циклу будівельного об'єкту.....	279
6.2 Система критеріїв оцінки екологічного впливу життєвого циклу будівельного об'єкту.....	280
6.3 Оцінка вуглецевого сліду будівель протягом життєвого циклу.....	287
6.4 Методологія та результати оцінки вуглецевого сліду гібридної деревозалізобетонної багатоповерхової будівлі.....	292
6.5 Висновки до розділу 6.....	302
6.6 Список використаних джерел в розділі 6.....	303
ВИСНОВКИ.....	304
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	308
ДОДАТОК А Список публікацій здобувача.....	346
ДОДАТОК Б Результати моделювання напружено-деформованого стану багатоповерхових гібридних будівель з урахуванням повзучості.....	352
ДОДАТОК В Результати експериментальних досліджень з'єднань дерев'яних елементів на металевих зубчастих пластинах.....	362
ДОДАТОК Г Довідки про впровадження результатів дисертаційної роботи.....	378

ВСТУП

Сутність науково-прикладної проблеми, яка розглядається в роботі, полягає в дослідженні та розробці наукових та методологічних положень, методів розрахунку та проектування гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель з урахуванням діаграм деформування, повзучості матеріалів та показників екологічного впливу на навколишнє середовище протягом життєвого циклу.

Вирішення цієї проблеми виконується шляхом розробки та обґрунтування ресурсоефективних конструктивних рішень, які відповідають критеріям стійкого розвитку та циркулярної економіки, проведення аналітичних та чисельно-експериментальних досліджень напружено-деформованого стану елементів та вузлів з урахуванням закономірностей деформування та повзучості матеріалів, розробку методів та оцінку параметрів екологічного впливу на всіх стадіях життєвого циклу.

Значення вирішення даної проблеми для народного господарства полягає в розвитку та створенні конкурентноздатних конструктивних рішень, які забезпечують трансфер інновацій в практику вітчизняного будівництва при одночасній мінімізації впливу будівельної галузі на навколишнє середовище та використання невідновлюваних матеріальних ресурсів.

Можливість розробки та реалізації багатоповерхових будівель з переважним використанням несучих елементів з деревини як природного відновлюваного ресурсу за рахунок застосування гібридної конструктивної системи, в якій ефективно поєднуються позитивні характеристики різних матеріалів є *основною науковою гіпотезою*.

Практичним результатом вирішення розглянутої проблеми є розробка конструктивних рішень гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель, які забезпечують відповідність критеріям несучої здатності та експлуатаційної придатності при раціональному використанні властивостей матеріалів та мінімізації негативного впливу на навколишнє середовище.

Актуальність теми. Традиційна будівельна галузь характеризується значним негативним впливом на глобальні екологічні проблеми на всіх етапах життєвого циклу будівельного об'єкта (від видобування сировини до утилізації) та поза його межами через необхідність захоронення відходів, не придатних до переробки та повторного використання. До характерних екологічних впливів будівництва можна віднести утворення шкідливих викидів та відходів, значний вуглецевий слід та споживання енергетичних ресурсів.

Стандарти стійкого розвитку та циркулярної економіки передбачають перехід до ресурсоефективних еко-орієнтованих конструктивно-технологічних рішень в усіх галузях людської діяльності за рахунок використання відновлюваних природних ресурсів, створення продукції, придатної до переробки з метою повторного використання, застосування матеріалів, що характеризуються мінімальною кількістю шкідливих викидів. Будівельним матеріалом, який сьогодні повністю відповідає вищенаведеним критеріям, є деревина.

Властивості деревини сприяли появі розробок гібридних багатоповерхових будівель, в яких переважна частина конструктивних елементів виконана з клеєної деревини, а просторова стабільність забезпечується діафрагмами або ядрами жорсткості із залізобетону. Не дивлячись на те, що ряд проектів вже реалізовано в країнах Європейського Союзу та Канаді, дослідження, присвячені питанням спільної роботи несучих конструкцій з деревини та залізобетону в просторовій системі багатоповерхової будівлі, нечисленні, а комплексної нормативно-технічної документації щодо вибору конструктивних рішень для гібридних багатоповерхових деревозалізобетонних будівель на даний момент не існує.

З переходом національної будівельної галузі на норми, гармонізовані з європейськими, виникають проблеми щодо їх впровадження у практику проектування, які пов'язані з недотриманням вітчизняними виробниками вимог до сортування за якістю та міцністю, недостатнім обсягом даних щодо фізико-механічних властивостей інженерних виробів з деревини, що виготовляються

на території України. Для можливості реалізації багатоповерхових будівель з дерев'яними конструкціями каркасу необхідна розробка та обґрунтування конструктивних рішень, що враховують специфіку вітчизняної виробничої бази, а також методів та рекомендацій щодо їх розрахунку для забезпечення міцності, стійкості та просторової незмінності.

Не дивлячись на загальносвітове усвідомлення глобальних екологічних проблем та розробку заходів з їх подолання в будівельній галузі, Україна знаходиться лише на початку цього шляху. Наразі бракує конкретної структури цільового проектування, яка пов'язує всі існуючі та нові проектні підходи в одне ціле з урахуванням стійкого циркулярного характеру функціональності будівлі. Необхідна розробка загальної методики оцінки вуглецевого сліду будівель протягом життєвого циклу, що включає проектування, зведення, експлуатацію, технічне обслуговування та рециклінг, з використанням вимог та процедур приведених у стандартах, які використовуються в країнах Європейського Союзу.

Виходячи з вищенаведеного, розробка наукових основ та методів розрахунку гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель з урахуванням діаграм деформування, повзучості матеріалів та показників екологічного впливу на навколишнє середовище протягом життєвого циклу є актуальною науково-прикладною проблемою.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Робота виконувалася відповідно до: Плану дій Європейського Союзу щодо циркулярної економіки від 2 грудня 2015 р., Указу Президента України №722/2019 «Про Цілі сталого розвитку України на період до 2030 року», Розпорядження Кабінету Міністрів України від 7 грудня 2016 р. № 932-р «Про схвалення Концепції реалізації державної політики у сфері зміни клімату на період до 2030 року», а також у відповідності до науково-дослідних робіт на замовлення Міністерства освіти і науки України (МОН України) «Високоєфективні конструкції малоповерхових будівель для будівництва доступного соціального житла» (№ держреєстрації (ДР) 0109U001396, 2009-

2010 рр.), «Створення методології раціонального проектування ресурсозберігаючих архітектурно-конструктивно-технологічних систем для будівництва доступного житла» (№ ДР 0111U000455, 2011-2012 рр.), «Розробка наукових засад створення високотехнологічних соціоекокомплексів в Україні на основі концепції стійкого розвитку» (№ ДР 0113U00129, 2013-2014 рр.), «Розробка наукових засад трансформації будівель та житлових комплексів сучасних великих міст України на основі інноваційних екотехнологій» (№ ДР 0115U000218, 2015 – 2016 рр.), «Наукові основи створення будівельно-аграрних кластерів із замкнутим циклом матеріальних та енергетичних потоків» (№ ДР 0117U000367, 2017 – 2018 рр.), «Розробка наукових основ інноваційної архітектурно-конструктивно-технологічної системи будівництва методом 3D-друку» (№ ДР 0119U100608, 2019-2020 рр.) у яких здобувач брав участь як відповідальний виконавець.

В науково-технічній розробці молодих вчених на замовлення МОН України «Науково-практичні засади проектування автономних екобудівель за концепцією «Потрійний Нуль» (№ ДР 0117U006728, 2017-2020 рр.), а також міжнародному науково-освітньому проєкті за фінансування Вишеградського фонду (Visegrad Fund) «InStep Project. International Sustainable Engineering Practices» та Європейської комісії Horizon 2020 «PRECEPT. A novel decentralized edge-enabled PREsCriptivE and ProacTive framework for increased energy efficiency and well-being in residential buildings» здобувач брав участь як виконавець.

Мета і завдання дослідження. Метою дослідження є розробка наукових основ та методів розрахунку гібридних деревозалізобетонних багатопверхових будівель з урахуванням діаграм деформування, повзучості матеріалів та показників екологічного впливу на навколишнє середовище протягом життєвого циклу.

Для досягнення мети поставлені та вирішені такі **завдання дослідження:**

1. Аналіз існуючого досвіду будівництва багатопверхових будівель гібридної системи з дерев'яними та залізобетонними конструкціями.

2. Удосконалення конструктивних рішень елементів та вузлів гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель.

3. Розробка загальних підходів, положень та принципів проектування гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель з урахуванням діаграм деформування та повзучості матеріалів.

4. Експериментальні дослідження матеріалів та виробів з деревини, великорозмірних дерев'яних конструкцій та вузлових з'єднань для гібридних конструкцій.

5. Аналітичні та чисельно-експериментальні дослідження напружено-деформованого стану (НДС) елементів та вузлів гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель з урахуванням реологічних властивостей матеріалів.

6. Розробка методу оцінки та дослідження вуглецевого сліду гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель протягом життєвого циклу.

Об'єкт дослідження – формування гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель.

Предмет дослідження – закономірності напружено-деформованого стану несучих конструкцій, вузлів та показники екологічного впливу гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель.

Методи дослідження: методи моделювання напружено-деформованого стану конструкцій на основі методу скінченних елементів; теоретично-аналітичні методи будівельної механіки; методи раціонального проектування; методи експериментальних досліджень в лабораторних умовах; загальні методи емпіричних і теоретичних досліджень: аналіз, абстрагування, індукція, дедукція, синтез.

Наукова новизна отриманих результатів полягає в створенні науково-методологічних основ розрахунку та проектування гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель з урахуванням діаграм деформування, повзучості матеріалів та показників екологічного впливу на навколишнє середовище протягом життєвого циклу, а саме:

вперше:

– запропоновано загальний методологічний підхід, основні положення та принципи розрахунку гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель з урахуванням діаграм деформування, повзучості матеріалів та показників екологічного впливу на навколишнє середовище протягом життєвого циклу;

– встановлені закономірності зміни параметрів НДС конструкцій гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель в залежності від конструктивної схеми;

– обґрунтовано вибір конструктивної схеми та спосіб забезпечення просторової жорсткості гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель висотою до 20-ти поверхів включно;

– запропоновано метод оцінки та компенсації нерівномірних вертикальних переміщень несучих конструкцій гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель;

– розроблені нові конструктивні рішення основних вузлів з'єднань несучих конструкцій гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель, а саме стик колон по висоті, з'єднання балки та колони;

– запропоновано чисельно-аналітичний метод оцінки НДС згинальних деревозалізобетонних конструкцій з урахуванням діаграм деформування матеріалів і з'єднань та ступеня спільної роботи елементів конструкції;

удосконалено:

– конструктивні рішення гібридного деревозалізобетонного ребристого перекриття, вузлів сполучення колон з фундаментом, балок та залізобетонних конструкцій, з'єднання вертикальних в'язей з колонами та балками гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель;

– метод розрахунку багатоповерхових будівель в частині гібридних деревозалізобетонних конструктивних систем;

– метод експериментального дослідження міцності та деформативності деревини в зоні взаємодії з металевим нагелем шляхом поєднання стандартних

методик з методами оптичної фізики (лазерної голографічної інтерферометрії);

– метод моделювання НДС з'єднань на металевих зв'язках нагельного типу шляхом розбиття масиву деревини на дві області – глобальну з нормованими значеннями фізико-механічних властивостей деревини та локальну в зоні вдавнення з приведеними характеристиками;

отримало подальший розвиток:

– метод оцінки вертикальних переміщень несучих конструкцій гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель, який враховує діаграми деформування, а також характеристики повзучості деревини та бетону;

– експериментальні дані щодо фізико-механічних характеристик клеєної деревини, що виготовляється з деревини сосни місцевого походження, натурних клеєдерев'яних балок, болтових з'єднань клеєної деревини на металевих пластинах та з'єднань дерев'яних елементів на металевих зубчастих пластинах;

– методологія оцінки впливу будівельного об'єкту на навколишнє середовище шляхом аналізу вуглецевого сліду, що враховує всі стадії життєвого циклу, а також можливість рециклінгу складових елементів та матеріалів після ліквідації будівлі.

Практичне значення отриманих результатів:

– створено методологічні основи для розроблення проектів гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель та їх реалізації у вітчизняній практиці будівництва;

– розроблено та впроваджено рекомендації щодо розрахунку гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель з урахуванням діаграм деформування та повзучості матеріалів;

– розроблено алгоритм розрахунку гібридних деревозалізобетонних згинальних конструкцій з урахуванням діаграми деформування з'єднання і арматури в розтягнутій зоні бетонного елемента;

– впроваджено методикку та результати експериментальних

досліджень міцності та деформативності дерев'яних конструкцій та з'єднань із застосуванням лазерної голографічної інтерферометрії;

- запропоновано методику розрахунку вузла сполучення дерев'яної балки та колони гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель;

- запропоновано методику визначення вуглецевого сліду будівлі з урахуванням вимог європейського стандарту EN 15978;

- результати досліджень впроваджено в нормативно-технічний документ Міністерства регіонального розвитку та будівництва України (ДСТУ-Н Б EN 1995-1-1:2010 «Єврокод 5. Проектування дерев'яних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1995-1-1:2004, IDT)». Зміна №1);

- результати досліджень частково використані при підготовці навчального посібника «Проектування дерев'яних конструкцій за Єврокодами та національними додатками України» / М.В. Савицький, В.В. Стоянов, С.Є. Шехоркіна та ін. Дніпро : ДВНЗ «Придніпровська державна академія будівництва та архітектури», ТОВ «Роял Принт», 2017. 147 с., а також використовуються в навчальному процесі Державного вищого навчального закладу «Придніпровська державна академія будівництва та архітектури» при підготовці здобувачів вищої освіти за напрямком 192 – Будівництво та цивільна інженерія, спеціальність «Промислове та цивільне будівництво» при викладанні спеціальних курсів «Зелене будівництво» та «Сучасні архітектурно-конструктивні рішення будівель і споруд».

Обґрунтованість і достовірність отриманих наукових результатів забезпечується:

- використанням фундаментальних положень теорії опору матеріалів; закономірностей будівельної механіки; сучасних методів оцінки екологічних показників;

- виконаними експериментальними дослідженнями та збіжністю результатів аналітичних і експериментальних досліджень;

- використанням в дослідженнях загальноприйнятих теоретичних

положень та методів проведення наукових досліджень, використанням сертифікованих вимірювальних приладів та обладнання, сучасної обчислювальної техніки та програмного забезпечення;

– впровадженням отриманих результатів у практику будівництва, а також апробацією отриманих результатів роботи.

Особистий внесок здобувача. Всі викладені в дисертаційній роботі ідеї, наукові розробки, положення, аналітичні залежності та чисельні моделі, експериментальні дослідження і практичні результати отримані автором особисто. Особистий внесок здобувача в наукових працях, опублікованих у співавторстві полягає в такому: проведено аналіз та систематизацію існуючих конструктивних рішень багатопверхових будівель з дерев'яними конструкціями в контексті зниження шкідливих викидів, а також вимог до розрахунку конструкцій, встановлення фізико-механічних властивостей конструкційної деревини, відповідно до національних та європейських стандартів [1, 2, 22-26, 29]; проведено чисельне моделювання НДС гібридних деревозалізобетонних багатопверхових будівель з урахуванням діаграм деформування та реологічних властивостей матеріалів, запропоновано спрощену методику оцінки вертикальних переміщень та сформульовано метод та алгоритм компенсації нерівномірних вертикальних переміщень [5, 9, 10, 12, 33]; удосконалено конструктивне рішення та метод розрахунку гібридного дерева залізобетонного перекриття з урахуванням нелінійної роботи з'єднання [4, 14, 19]; розроблено методику та програму дослідження та отримано експериментальні дані щодо фізико-механічних та деформаційних характеристик клесної деревини, натурних балок, нагельних з'єднань та з'єднань на металевих пластинах [6-8]; розроблено методику та програму експериментальних досліджень дерев'яних елементів із застосуванням методу голографічної інтерферометрії [3, 16]; запропоновано конструктивні рішення, виконано теоретичне та експериментальне обґрунтування екологічних несучих конструкцій [21, 27, 28, 30, 31]; розроблено методику та виконано аналіз результатів скінченноелементного моделювання багатоболтового з'єднання на

сталевих пластинах [18]; розроблено конструктивні рішення та сформульовано критерії забезпечення несучої здатності вузлів з'єднань [11, 17, 32]; запропоновано загальну методику, отримано аналітичні залежності та виконано оцінку шкідливих викидів (вуглекислого газу) протягом життєвого циклу гібридної багатоповерхової будівлі [13, 15, 20, 34, 35].

Апробація матеріалів дисертації. Основні положення дисертаційної роботи доповідалися й обговорювалися на міжнародних і вітчизняних науково-технічних конференціях і семінарах: 6-та міжнародна науково-практична конференція «Створення високотехнологічних соціоекокомплексів в Україні на основі концепції збалансованого (стійкого) розвитку», Львів, 2017 р.; Міжнародна науково-практична конференція «Sustainable housing and human settlement», Братислава (Словаччина), 2018 р.; XVI міжнародна науково-практична конференція «Інноваційні технології життєвого циклу об'єктів житлово-цивільного, промислового і транспортного призначення», Львів, 2018 р.; 14-та Міжнародна конференція enviBUILD 2019, Братислава (Словаччина), 2019 р.; Всеукраїнська 79-та науково-практична конференція студентів та молодих вчених «Проблеми будівництва, водокористування та екології», Дніпро, 2019 р.; VII міжнародна науково-практична конференція «Актуальні проблеми інженерної механіки», Одеса, 2020 р.; 6-й міжнародний конгрес «Сталий розвиток: Захист навколишнього середовища. Енергоощадність. Збалансоване природокористування», Львів, 2020 р.; 18th International Scientific and Practical Conference «Innovative Technologies in Construction, Civil Engineering and Architecture», Дніпро, 2020.

Публікації. Основні положення, результати та висновки дисертаційної роботи відображені в 35 наукових працях, у тому числі 15 статтях у наукових фахових виданнях України, 4 статтях у наукових виданнях інших держав та фахових виданнях України, які включені до міжнародних наукометричних баз SCOPUS та Web of Science, 2 колективних монографіях, 10 публікаціях, які додатково відображають наукові результати дисертації (1 державному стандарті України, 8 колективних монографіях, 1 статті у науковому фаховому

виданні України) та 4 публікаціях, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації.

Структура та обсяг роботи. Дисертація складається зі вступу, шести розділів, висновків, списку використаних джерел із 329 найменувань, чотирьох додатків. Повний обсяг дисертації становить 383 сторінки, а обсяг основного тексту – 272 сторінки. Список використаних джерел викладено на 38 сторінках. Додатки представлено на 38 сторінках. Робота містить 127 рисунків та 73 таблиці.

РОЗДІЛ 1

СУЧАСНИЙ СТАН ПРОБЛЕМИ БАГАТОПОВЕРХОВОГО БУДІВНИЦТВА З ВИКОРИСТАННЯМ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ

1.1 Сучасні тенденції та перспективи багатоповерхового будівництва в контексті стійкого розвитку та циркулярної економіки

Різні види людської діяльності характеризуються різним ступенем екологічної небезпеки. Тим не менше, близько половини всіх невідновлюваних ресурсів, що споживаються людством, використовуються в будівництві. Згідно існуючих даних [1-6], будівельна галузь значно впливає на більшість чинників забруднення навколишнього середовища, що включають забруднення повітря, питної води, викиди парникових газів, зменшення озонного шару, утворення відходів (рис. 1.1).

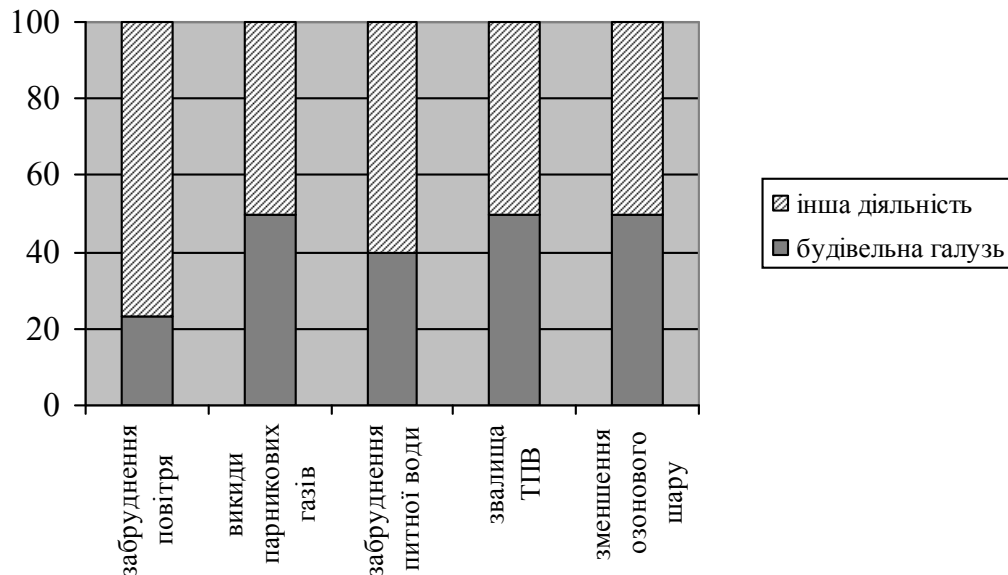


Рисунок 1.1 – Частка будівельної галузі в факторах глобального забруднення навколишнього середовища

Основними наслідками традиційної будівельної галузі є надмірне використання енергії, а також утворення викидів, що впливають на глобальне

потепління та зміну клімату. Енергія витрачається при видобутку сировини, виробництві та транспортуванні будівельних матеріалів та виробів, зведенні, експлуатації, ремонту та ліквідації будівель, споруд та інфраструктури. Згідно з даними багатьох досліджень [7-10] до 50% викидів вуглекислого газу припадає на будівельну індустрію. Крім того, шкода навколишньому середовищу на етапі ліквідації та утилізації будівельного об'єкту, може бути еквівалентною його впливу протягом всього життєвого циклу. Всі ці фактори роблять будівництво однією з найменш стійких галузей в світі.

Проблеми глобальних кліматичних змін і усвідомлення реальної небезпеки екологічної катастрофи сприяли появі нової парадигми стійкого розвитку [11-15], яка передбачає гармонізацію факторів виробництва і підвищення якості життя сучасного та наступних поколінь за умови збереження і відтворення навколишнього середовища. Стійке будівництво включає в себе такі питання, як енергоефективність та ресурсоефективність при зведенні, експлуатації і технічному обслуговуванні будівель, використання поновлюваних джерел енергії, екологічно безпечних матеріалів, взаємозалежність ландшафту, міської інфраструктури та архітектури і т.п.

Наступним кроком, стало прийняття стратегії циркулярної економіки [16-20], заснованої на повторному використанні виробів і матеріалів, а також здатності природних ресурсів до самовідновлення. Основні задачі впровадження циркулярної економіки: протидія виснаженню природних ресурсів; поетапна відмова від технологій, які продукують відходи, викиди парникових газів і використання небезпечних речовин, а також здійснення повного переходу до поновлюваних і стійких джерел енергії.

У сьогоденній традиції будівництва досі переважає використання металу та бетону. Ці будівельні матеріали мають високі показники міцності, довговічності, добре вивчена їх робота в різних середовищах, в тому числі при високим сейсмічним і вітровим навантаженням. У зв'язку з цим, протягом тривалого періоду вони були прийнятним вибором для переважної більшості будівель і споруд.

Проте, величезним недоліком бетону і металу є значний вуглецевий слід (кількість виділених парникових газів), відходи в процесі виробництва і утилізації, застосування високоенергетичних методів виробництва і використання невідновлюваних ресурсів.

Згідно з даними [15, 17] в порівнянні з матеріалами на основі деревини виробництво сталевих і бетонних конструкцій споживає на 26% і 57% більше енергії, продукує на 34% і 81% більше викидів парникових газів і на 24% і 47% більше забруднюючих речовин в атмосферу, викликає на 400% і 350% більше забруднення води, виробляє на 8% і 23% більше твердих відходів і використовує на 11% і 81% більше ресурсів.

Рис. 1.2 ілюструє взаємозв'язок між викидами вуглекислого газу найбільш поширених будівельних матеріалів.

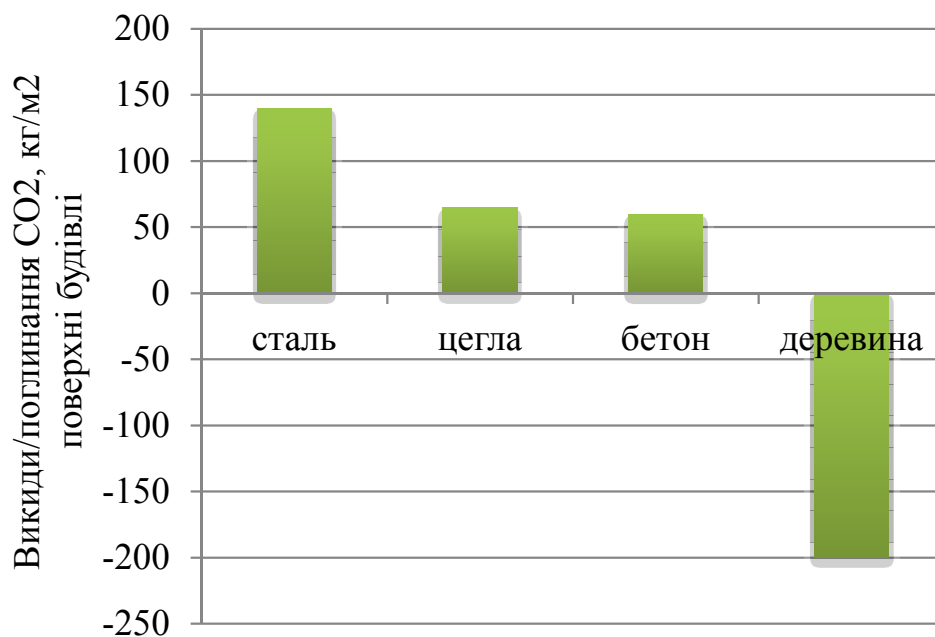


Рисунок 1.2 – Взаємозв'язок між викидами вуглекислого газу найбільш поширених будівельних матеріалів (на основі даних [15, 17])

Нові критерії розвитку суспільства ставлять під сумнів використання двох найбільш поширених конструкційних матеріалів і змушують шукати альтернативні матеріали і конструктивні рішення.

Процес виробництва деревини споживає менше енергії, ніж бетон, сталь і цегла [21-25], а, отже, характеризується меншим рівнем викидів парникових газів протягом виробничого процесу, ніж традиційні будівельні матеріали. До позитивних якостей деревини можна віднести здатність природним шляхом поглинати вуглекислий газ з навколишнього середовища і, завдяки особливостям мікроструктури, утримувати його в своїх клітинах.

Будівельні вироби з деревини характеризуються замкнутістю життєвого циклу за рахунок використання швидкопоновлюваних порід дерева, можливості застосування відходів для виготовлення оздоблювальних елементів, меблів і ін., а також в якості біопалива. Крім того, при правильній організації та менеджменті діяльності, що пов'язана із заготівлею і переробкою деревини, остання не є кінцевим ресурсом і швидко поновлюється. Таким чином, деревина має високий потенціал як будівельний конструкційний матеріал з точки зору критеріїв сталого розвитку і циркулярної економіки.

1.2 Короткий огляд багатоповерхового дерев'яного будівництва

Історично склалося так, що будівлі з дерева з точки зору пожежної безпеки були класифіковані інакше, ніж із залізобетону, сталі і каменю. Вимогами будівельних нормативних документів з пожежної безпеки в більшості країн обмежується кількість поверхів та площа дерев'яних будівель. При цьому дані обмеження сильно розрізняються у всьому світі (рис. 1.3), починаючи від двох поверхів в Україні [26, 27], закінчуючи Великою Британією, де висота не обмежується за умови забезпечення необхідного рівня безпеки [28].

До недавнього часу в більшості країн дерев'яне будівництво було представлено малоповерховими будівлями і спорудами, побудованими за каркасною технологією з традиційних пиломатеріалів (брус, дошка). Поряд з цим, широке поширення в будівництві спортивних, павільйонних, виставкових будівель та інших типів споруд набули великопрогонові дерев'яні балки і

колони, виготовлені склеюванням декількох слоїв пиломатеріалів (клеєний брус) або шпону (LVL-брус) з паралельним розташуванням волокон суміжних шарів.

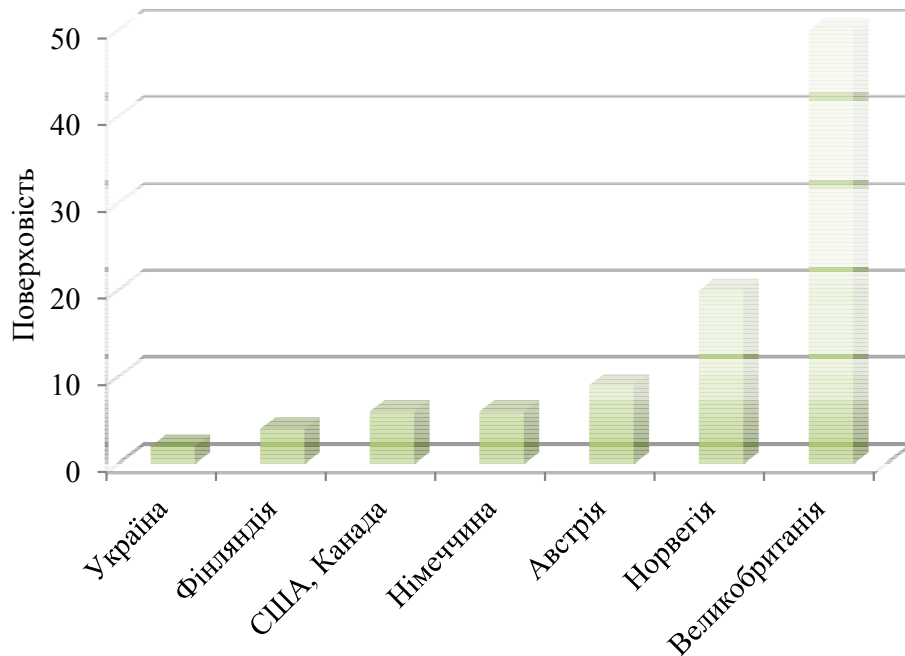


Рисунок 1.3 – Максимальна висота будівлі з дерев'яними конструкціями в різних країнах

Розробки нових видів інженерних виробів з деревини значно розширили варіанти рішень для дерев'яних конструкцій, які представлені різними формами конструкційного композитного бруса, дерев'яними двотавровими балками-джойстами, композитними дерев'яними панелями). Ці розробки, в поєднанні з інтересом до екологічно безпечного та економічно ефективного будівництва, сприяли збільшенню кількості 4 і 5-поверхових будинків, що зводяться за технологією дерев'яного домобудівництва.

Завдяки новітнім розробкам стало можливим збільшення висоти будівлі з дерев'яними несучими конструкціями. Однією з них є перехресно-клеєна деревина (CLT-панелі), які представляють собою композитний виріб, виготовлений з декількох склеєних між собою шарів дощатих пиломатеріалів, кожен з яких розташовується під прямим кутом до попереднього, за аналогією з

листами фанери.

На сьогоднішній день можна виділити три базові конструктивні системи дерев'яних будинків (рис. 1.4).

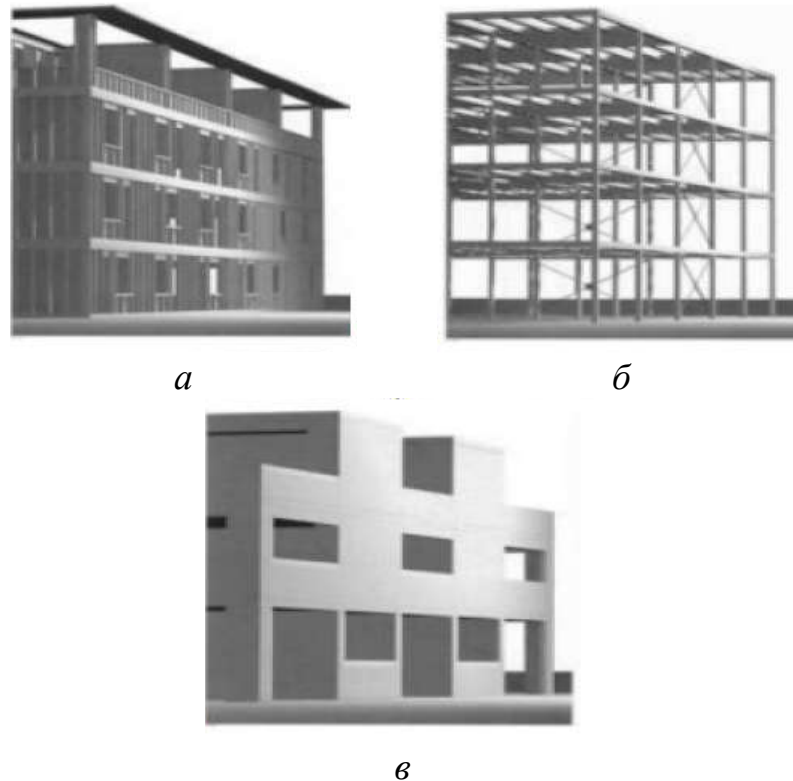


Рисунок 1.4 – Конструктивні системи дерев'яних будинків [29]:

а) каркасно-панельна; б) рамно-в'язева; в) безкаркасна великопанельна

В залежності від поверховості, конструкцій і виробів з деревини, що застосовуються, особливості вищенаведених конструктивних систем, полягають в наступному:

1) каркасно-панельна схема складається з пиломатеріалів стандартного поперечного перерізу, які використовуються для стійок несучих стін, а також ферм перекриття і покриття або балок-дждойстів. Несуча здатність і просторова жорсткість стін будівлі забезпечується панелями обшивки, як правило, з OSB-плит. Аналогічним чином обшиваються і елементи перекриття. Обмеженням даної схеми є проблема забезпечення стійкості будівлі до вітрових навантажень, в зв'язку з цим її поверховість обмежується 2-3 поверхами;

2) рамно-в'язева схема складається з колон і балок, які виготовляються з клеєної деревини або складеними зі стандартних пиломатеріалів. Просторова

жорсткість будівлі забезпечується системою вертикальних і горизонтальних в'язей. Дана схема може застосовуватися для будівництва багатоповерхових будинків, однак межі раціонального застосування обумовлює надмірне збільшення перерізу при збільшенні навантаження, а також норми пожежної безпеки;

3) безкаркасна великопанельна схема з поздовжніми і поперечними несучими стінами. При зведенні таких будівель використовуються суцільні панелі перекриття та стін з перехресно-клеєної деревини. Розміри панелей відповідають висоті поверху та величині прольоту між несучими стінами. Просторова жорсткість і стійкість забезпечується взаємним зв'язком між панелями стін і перекриттів. Дана схема дозволяє зводити будівлі висотою 5-8 поверхів.

У міру практичної реалізації технології дерев'яного будівництва стало ясно, що її потенціал не обмежується малоповерховими об'єктами. В США, Канаді та країнах Європи з'являються багатоповерхові будівлі з інженерних виробів на основі деревини. Вивчення досвіду будівництва розглянутих будівель показало, що будівлі висотою до 10 поверхів можуть будуватися з використанням масивної клеєної і перехресно-клеєної деревини.

В якості прикладів збудованих та введених в експлуатацію будівель висотою 7-9 поверхів можна привести: Panorama Giustinelli (7 поверхів, Італія [30]), LifeCycle Tower ONE (8 поверхів, Австрія [31]), Cenni de cambiamento (8 поверхів, Італія [32]), Bridport House та Murray Grove (9 поверхів, Великобританія [32, 33]), Moholt 50/50 (9 поверхів, Великобританія [34]).

Серед вже реалізованих проектів будівель вище 10 поверхів слід відзначити будівлю Treet (14 поверхів, Норвегія [35]), Mjøstårnet (18 поверхів, Норвегія [36]), Brock Commons (18 поверхів, Канада [37, 38]) та інші. Розробляються проекти будівель до 30 поверхів (Timber Tower Project [39]). Приклади багатоповерхових дерев'яних будівель висотою більше 10 поверхів приведені на рис. 1.5, 1.6.

Конструктивна система таких будівель є гібридною, тобто раціонально

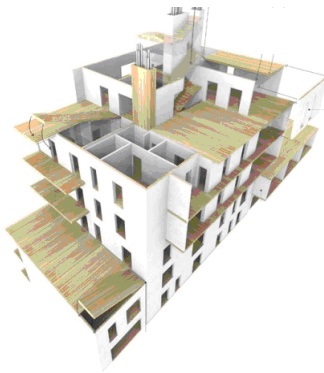
поєднує властивості різних матеріалів (деревини, залізобетону та сталі). При цьому в залежності від призначення будівлі застосовуються різні конструктивні схеми. Короткий огляд реалізованих проектів багатоповерхового дерев'яного будівництва та особливості несучих конструктивних систем наведено в табл. 1.1.



а



б



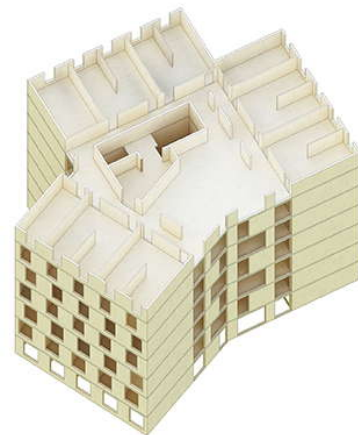
в



г



д



е

Рисунок 1.5 – Приклади багатоповерхових дерев'яних будівель висотою до 10 поверхів: а) Panorama Giustinelli [30]; б) LifeCycle Tower ONE [31]; в) Cenni de cambiamento [32]; г) Bridport House [32]; д) Murray Grove [33]; е) Moholt 50/50 [34])

Таблиця 1.1 – Короткий огляд реалізованих проектів багатоповерхового дерев'яного будівництва

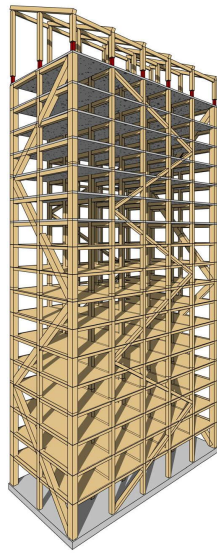
Кількість поверхів	Назва проекту	Країна	Рік здачі в експлуатацію	Призначення будівлі	Конструктивне рішення
1	2	3	4	5	6
7	Panorama Giustinelli (рис. 1.5, б)	Італія	2013	Житлова	Залізобетонні діафрагми жорсткості та колони; балки з клеєної деревини
8	LifeCycle Tower ONE (рис. 1.5, а)	Австрія	2012	Офісна з виставковим центром	Залізобетонне ядро жорсткості; гібридні дерево-залізобетонні перекриття; колони з клеєної деревини
8	Cenni de cambiamento (рис. 1.5, в)	Італія	2011	Житлова	Діафрагми, ядро жорсткості та несучі стіни з перехресно-клеєної деревини; дерево-залізобетонні перекриття
9	Bridport House	Великобританія	2013	Житлова	Діафрагми жорсткості, несучі стіни та перекриття з перехресно-клеєної деревини
9	Murray Grove (рис. 1.5, г)	Великобританія	2009	Житлова з офісними приміщеннями	Діафрагми жорсткості, несучі стіни та перекриття з перехресно-клеєної деревини

Продовження таблиці 1.1

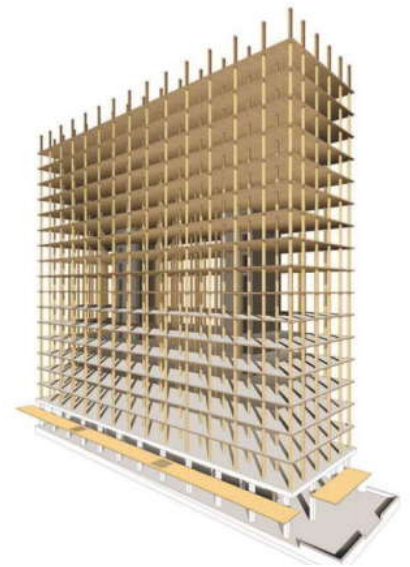
1	2	3	4	5	6
9	Moholt 50/50	Норвегія	2016	Студентський гуртожиток	Діафрагми жорсткості, несучі стіни та перекриття з перехресно-клеєної деревини
13	Origine Condos (рис. 1.5, д)	Канада	2019	Житлова	Перший поверх з монолітного залізобетону; діафрагми та ядро жорсткості, несучі стіни та перекриття з перехресно-клеєної деревини
14	Treet	Норвегія	2015	Житлова	Просторова обв'язувальна ферма, колони та балки з клеєної деревини. Поверхи з готових об'ємних блоків з перехресно-клеєної деревини
18	Brock Commons (рис. 1.5, е)	Канада	2017	Студентський гуртожиток	Два залізобетонні ядра жорсткості; колони з клеєної деревини; перекриття з перехресно-клеєної деревини
18	Mjøstårnet	Норвегія	2015	Житлова	Просторова обв'язувальна ферма, колони та балки з клеєної деревини. Огороджувальні конструкції та перекриття з перехресно-клеєної деревини



a



б



в

Рисунок 1.6 – Приклади багатоповерхових дерев'яних будівель висотою більше 10 поверхів: а) Treet (14 поверхів, Норвегія [35]); б) Mjøstårnet (18 поверхів, Норвегія [36]); в) Brock Commons (18 поверхів, Канада [37, 38])



a



б

Рисунок 1.7 – Приклади багатоповерхових систем будівництва з використанням об'ємних блоків з перехресно-клеєної деревини:

а) блочна система [40]; б) каркасно-блочна система [41]

Як показав проведений аналіз конструктивна система багатоповерхових будівель з переважним використанням деревини може бути каркасною, панельною або каркасно-панельною. Каркас представляє собою сукупність

колон та балок з клеєної деревини. В панельних системах застосовуються окремі стінові елементи або об'ємні блоки з перехресно-клеєної деревини. Просторова жорсткість найчастіше забезпечується за рахунок застосування залізобетонних діафрагм або ядра жорсткості. В окремих випадках застосовуються обв'язувальні металеві балки, а також ферми з клеєної деревини.

Для перекриттів застосовуються композитні конструкції з перехресно-клеєними дерев'яними плитами та верхнім шаром із залізобетону, який грає роль додаткового пожежозахисту, відсікаючи нижній поверх [42].

В даний час розробляються нові рішення гібридних конструкцій для будівництва як багатоповерхових, так і висотних будівель, в яких основним конструкційним матеріалом є деревина (до 80%). Для забезпечення стійкості будівлі на дію горизонтальних навантажень застосовуються діафрагми з перехресно-клеєних дерев'яних панелей, а в разі збільшення поверховості - ядра жорсткості з монолітного або збірного залізобетону.

Так в роботі [43] представлені результати дослідження несучої здатності і пожежної безпеки конструкцій з масивної деревини в порівнянні з аналогічною залізобетонною конструкцією існуючої 20-ти поверхової будівлі Museum Tower Apartment (рис. 1.8, а). Несуча система досліджуваної будівлі виконана за рамно-в'язевою схемою і являє собою систему з 12 поперечних і поздовжніх рам, об'єднаних дисками перекриттів. Колони і балки будівлі виконані з клеєної деревини. Перекриття є гібридною деревобетонною конструкцією з CLT-панелі з верхнім шаром із залізобетону. Просторова жорсткість будівлі забезпечується за рахунок системи вертикальних зв'язків із сталевих елементів, розташованих в крайніх прольотах по периметру будівлі.

В роботі [44] автори обґрунтовують застосування розробленої гібридної FFTT системи для будівель висотою 10-30 поверхів (рис. 1.7, б, в). Будівля за даною системою складається в основному з дерев'яних елементів, які використовуються для улаштування центрального ядра і діафрагм жорсткості, перекриттів, несучих стін і колон. Вертикальні несучі елементи (колони і стіни)

з'єднуються між собою гнучкими сталевими балками, вбудованими в товщину стінових панелей. Сталеві балкові елементи пов'язують між собою стінові панелі, забезпечуючи просторову жорсткість всієї системи, а також забезпечують утворення пластичних шарнірів і поглинання енергії при сейсмічних впливах.

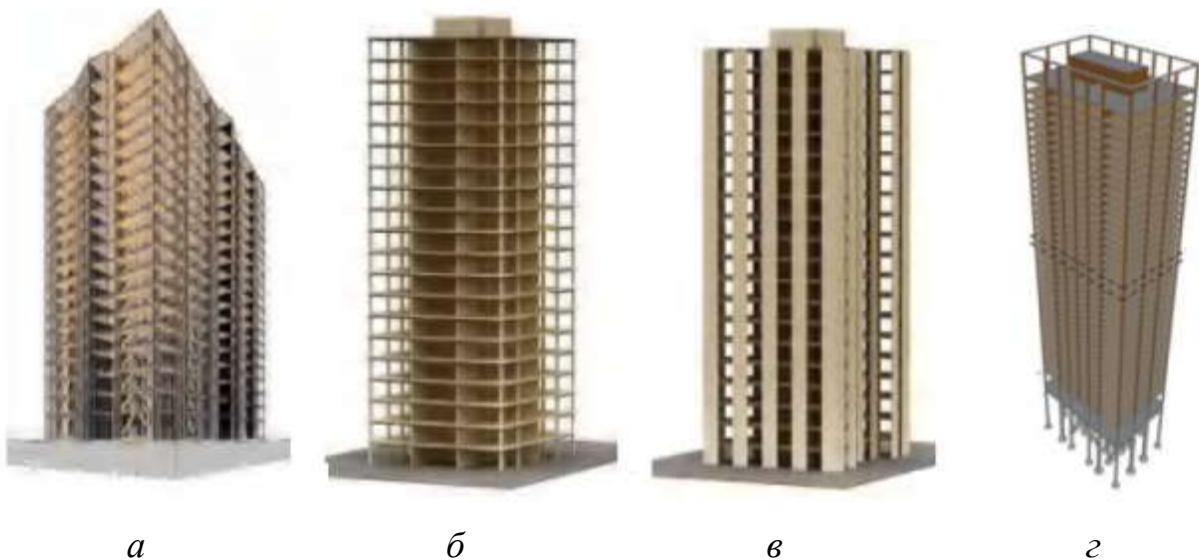


Рисунок 1.8 – Дерев'яні будівлі гібридної конструкції:
 а) Museum Tower Apartment [43]; б), в) FFTT system [44];
 г) Timber Tower Research [45]

Майбутні дослідження з вищенаведених проектів передбачають виконання лабораторних і натурних випробувань вузлових з'єднань, а також пілотне будівництво з подальшою розробкою рекомендацій з проектування висотних будівель гібридної конструкції.

Таким чином, на сьогоднішній день розроблена значна кількість проектів багатоповерхових будівель гібридної системи, деякі з яких реалізовані на практиці. Тим не менше, на сьогоднішній день відсутня будь-яка нормативно-технічна база для проектування багатоповерхових будівель гібридної системи. Тому необхідне обґрунтування конструктивних систем, прийнятних для будівель даного типу. Можливість застосування існуючих рішень у вітчизняному будівництві обмежена можливостями та специфікою місцевої

виробничої бази. Зокрема на території України наразі виготовляється клеєний дерев'яний брус, тоді як технологія перехресно-клеєної деревини не розвинена. З огляду на це, необхідна розробка конструктивних рішень несучих конструкцій, зокрема перекриттів, та вузлів сполучень конструктивних елементів, адаптованих до національних норм та реалій.

1.3 Методи розрахунку багатоповерхових будівель, особливості розрахункових схем та навантажень

Розробці та удосконаленню методів розрахунку багатоповерхових будівель та їх конструктивних елементів з урахування діаграм деформування та реологічних властивостей присвячені роботи вітчизняних вчених Алмазова В. О. [46, 47], Бамбури А. М. [48, 49], Барашикова А. Я. [50], Барабаш М. С. [51, 52], Бліхарського З. Я. [53-55], Городецького О. С. [56-58], Єгорова Є. А. [59], Кулябка В. В. [60], Лантух-Лященко А. І. [61], Пічугіна С. Ф. [62, 63], Перельмутера А. В. [64, 65], Слободянюка С. О. [66-69], Шмуклера В. С. [70-73] та багатьох інших вчених.

Наведені роботи містять детальні рекомендації щодо створення розрахункових схем, врахування навантажень та впливів, аналізу результатів розрахунку для будівель з конструкціями зі збірного або монолітного залізобетону, а також сталі.

В загальному випадку розрахунок конструктивної системи багатоповерхової будівлі включає: створення розрахункової моделі (як правило, просторової), що включає інформацію про геометричні параметри, фізико-механічні характеристики та особливості деформування матеріалів, навантаження і впливи; визначення зусиль в елементах конструктивної системи; аналіз переміщень конструктивної системи та її окремих елементів; розрахунок елементів; перевірку стійкості форми і положення конструктивної системи. При необхідності виконується розрахунок на прогресуюче обвалення.

Питанням розробки методів розрахунку дерев'яних конструкцій присвячена велика кількість публікацій як вітчизняних, так і закордонних авторів. Серед них слід відзначити роботи Ашкеназі Є. К. [74, 75], Белянкін Ф.П. [76], Васильєва О. Ю. [77], Гомона С.С. [78, 79], Іванова В. О. [80, 81], Журавльова О.О. [82], Калугіна А.В. [83], Кліменка В. З. [84], Лабудіна Б.В. [85], Найчука А. Я. [86], Новицького С. В. [87], Фурсова В. В. [88-90], Стоянова В. В. [91, 92], Серова Є. М. [93, 94] та багатьох інших вчених.

Щодо проектування гібридних систем, то розробки вітчизняних вчених здебільшого були присвячені сталезалізобетонним конструкціям, зокрема роботи Бібіка Д. В. [96, 97], Воскобійник О. П. [97, 98], Гасія Г. М. [99 - 101], Єрмоленка Д. А. [102, 103], Ізбаша М. Ю. [104, 105], Нижника О. В. [106, 107], Семка О. В. [108, 109], Стороженка Л. І. [101 - 103, 106, 110-113], Фабрики Ю. М. [114, 115] та ін.

Проведений аналіз публікацій показав, що даних щодо розробки та обґрунтування деревозалізобетонних елементів на сьогоднішній день вкрай недостатньо. Серед таких робіт слід відзначити дослідження напружено-деформованого стану будівлі з перехресно-клеєних панелей Михайловського Д. В. [116-118], а також незначну кількість закордонних публікацій (Malo K. A., Abrahamsen R. B., Bjertnæs M. A. [35], Tannert T., Moudgil M. [38], Green M. [44]).

Таким чином, аналізу роботи залізобетонних та дерев'яних конструкцій присвячена велика кількість робіт. Тим не менше, питання спільної роботи цих матеріалів в конструктивних системах досліджені недостатньо. Необхідне дослідження напружено-деформованого стану гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель, обґрунтування конструктивної системи з точки зору забезпечення несучої здатності елементів та просторової жорсткості.

Забезпечення просторової жорсткості при проектуванні багатоповерхових будівель досягається за рахунок раціонального взаємного розташування конструктивних елементів відповідно до величини та напрямку дії зовнішніх навантажень. Багатоповерхові будівлі і споруди, а також їх окремі

конструктивні елементи, в процесі зведення та експлуатації піддаються дії зовнішніх навантажень і впливів, що не є характерними для традиційних будівель.

Розрахунок та проектування багатоповерхової будівлі виконується на основі розрахункової моделі (схеми), яка повинна з раціональною ступінню достовірності відображати дійсні умови роботи об'єкта та враховувати фактори, що впливають на напружено-деформований стан. Вимоги та рекомендації щодо вибору розрахункових схем багатоповерхових будівель встановлюються в нормах проектування.

При розробці розрахункових схем враховуються конструктивні особливості, параметри роботи конструкційних матеріалів до граничного стану, а також діючі навантаження і впливи. Набір вихідних параметрів для створення розрахункової схеми, як правило, включає геометричні характеристики та жорсткість несучих конструкцій, чисельні значення, місце для прикладання, напрямки і тривалість дії навантажень, зв'язки, граничні умови та інше.

При формуванні розрахункової схеми доцільно врахувати нелінійні ефекти (геометричну і фізичну нелінійність елементів і системи в цілому, вплив деформацій конструкцій на зміну значень діючих на них навантажень тощо). Конструкції, для яких нормами проектування не встановлюються обов'язкові вимоги щодо використання нелінійних розрахункових моделей, розраховуються в припущенні лінійної залежності розрахункових ефектів від навантаження або впливу. При цьому перевірка несучої здатності елементів може виконуватися з урахуванням нелінійних властивостей матеріалу.

Для розрахунку багатоповерхових будівель в сучасній практиці застосовується метод скінченних елементів. Основна ідея методу полягає в дискретизації складної системи будівлі, що розраховується, на окремі частини - скінченні елементи (стрижневі, пластинчасті або об'ємні). Об'єднання скінченних елементів між собою у вузлах призводить до системи рівнянь, в якій за невідомі приймаються переміщення вузлів (загальна назва для лінійних і кутових переміщень - ступінь свободи).

При формуванні розрахункової схеми нехтують несуттєвими факторами та ідеалізують властивості конструкцій. При цьому виходять з ряду припущень, серед яких наступні: стрижні замінюються їх центральними лініями; пластини замінюються їх серединними поверхнями; навантаження на поверхні елементів переносяться на осі або серединні поверхні; реальні конструкції опорних вузлів замінюються ідеальними опорними зв'язками.

З використанням математичного апарату метода скінченних елементів на сьогоднішній день розроблені різноманітні програмні комплекси для розрахунку, дослідження і проектування конструкцій різного призначення (ЛІРА-САПР, SCAD, ANSYS та багато інших).

Однією з можливих проблем при застосуванні комбінацій несучих конструкцій з деревини та залізобетону є значна різниця в характеристиках деформування деревини та бетону (наприклад, модулі пружності деревини та бетону відрізняються більше ніж у 2 рази), а також вплив повзучості.

Бетон та деревина характеризуються зміною напружено-деформованого стану, що залежить від часу. Роботу цих матеріалів при тривалому навантаженні можна розділити на три основні фази (рис. 1.9): 1) швидке наростання деформацій до відносної стабілізації; 2) стабілізація швидкості наростання деформацій; 3) інтенсивне наростання деформацій, що призводить до руйнування. Виникнення третьої фази залежить від рівня напружень в матеріалі.

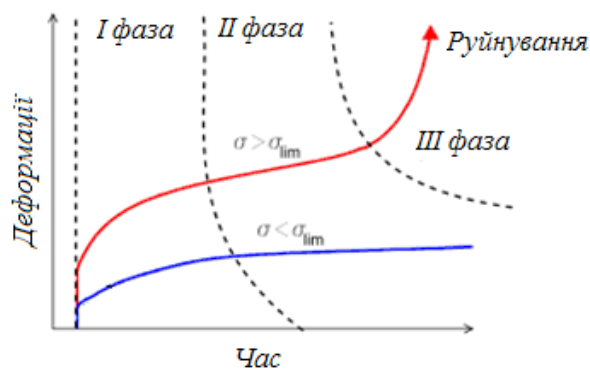


Рисунок 1.9 – Основні фази роботи бетону та деревини при тривалому навантаженні

Грунтовний огляд запропонованих вітчизняними авторами теорій повзучості бетону приведено в роботі [119]. Дослідженню, розробці моделей для опису повзучості бетону та її врахування при розрахунках залізобетонних конструкцій присвячені праці Работнова Ю. Н., Ржаніцина А. Р., Арутюняна Н. Х., Васильєва П. І., Гвоздева А. А., Бондаренка В. М., Буданова М. А., Александровського С. В., Порокоповича І. Є., Уліцького С. Є., Качанова Л. М. та інших.

Розроблені різними авторами теорії підрозділяються на 3 основні групи: теорія старіння, теорія пружної спадковості і спадкова теорія старіння. В основу цих теорій покладені наступні гіпотези: бетон вважається ізотропним матеріалом; при визначенні деформацій повзучості діє принцип суперпозиції, тобто повна деформація повзучості при змінних напруженнях складається з деформацій повзучості від відповідних прирощень напружень; повна деформація бетону складається з пружної частини та складової, обумовленої повзучістю при постійних навантаженнях, лінійно пов'язана з напруженнями, які при цьому не перевищують $(0.4-0.5)f_{ck}$ для стиску та $0.9f_{ctk}$ для розтягу.

Для врахування повзучості бетону при розрахунках залізобетонних конструкцій сьогодні існує багато аналітичних моделей. Серед них однією з поширених при проведенні досліджень є нелінійна теорія пружно-повзучого тіла, запропонована Масловим Г. Н. [120] та Арутюняном Н. Х. [121]. Теорія враховує історію завантажень (спадковість) та старіння бетону. Міра повзучості згідно даної теорії має наступний вигляд:

$$C(t, \tau) = \varphi(\tau) \cdot f(t - \tau), \quad (1.1)$$

$$\varphi(\tau) = C_0 + \sum_{k=1}^{k=n} \frac{A_k}{\tau}, \quad (1.2)$$

$$f(t - \tau) = 1 - e^{-\gamma(t-\tau)}, \quad (1.3)$$

де $\varphi(\tau)$ - функція, що враховує старіння бетону;

$f(t - \tau)$ - функція, що враховує спадкові властивості бетону;

C_0 - граничне значення повзучості;

A_k - параметри властивостей матеріалу;

t – час спостереження;

τ – поточний час завантаження.

Найбільш поширеними у практичному застосуванні наразі є моделі повзучості, імплементовані в нормативних документах різних країн [122]. Серед них, модель АСІ 209 R-92, що рекомендована Американським Інститутом Бетону та використовується в стандартах США. Більш точною вважається модель ВЗ (або модель Базанта), яка враховує більшість внутрішніх та зовнішніх факторів, що впливають на усадку та повзучість. Модель GL2000 (модель Гарднера та Локмана) враховує повзучість бетону, завантаженого в ранньому віці. В європейських стандартах Єврокод 2, які впроваджені у практику проектування на території України, використовується модель СЕВ-FIP Model Code 1990, рекомендована Міжнародним комітетом по бетону і залізобетону. Основні розрахункові положення з кожною моделлю можна знайти у відповідних нормах та рекомендаціях. Порівняльні діаграми коефіцієнтів повзучості за різними моделями приведені на рис. 1.10.

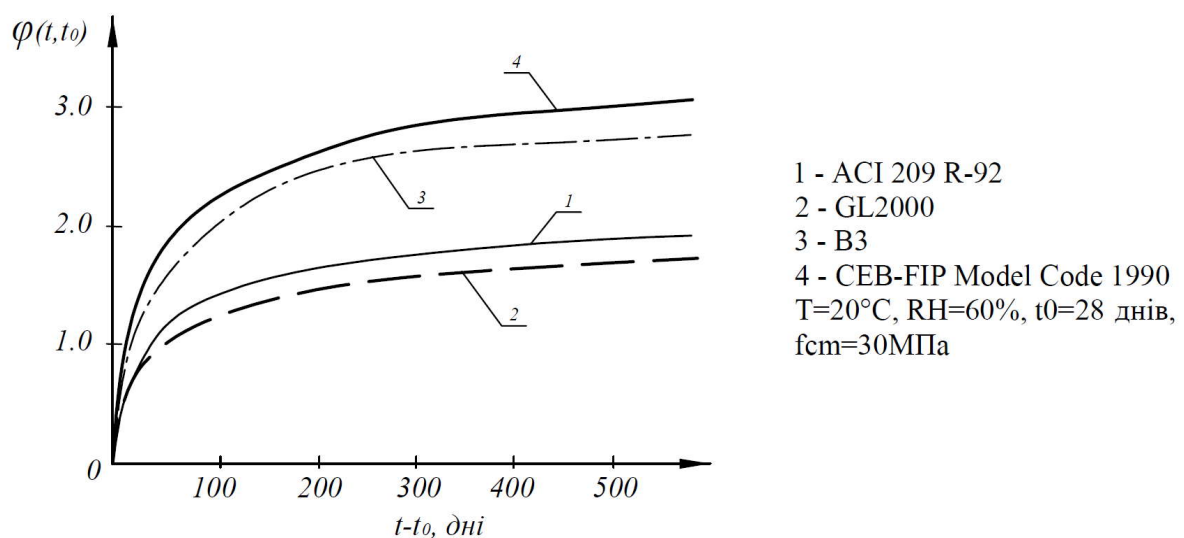


Рисунок 1.10 – Порівняльні діаграми коефіцієнтів повзучості бетону за різними моделями (на основі даних [122])

Серед вітчизняних вчених значний внесок у розробку моделей та дослідження повзучості деревини внесли такі вчені як Ржаніцин А.Р. [123], Квасников Є.А. [124], Прокопович І.Е. [125], К.П. Пятикрестовський [126] та ін.

Внаслідок ортотропної природи деревини, характер її повзучості значною мірою залежить від кута напрямку дії навантаження до напрямку волокон. При цьому у випадку навантаження перпендикулярно волокнам інтенсивність наростання деформацій повзучості може збільшуватися до 5-8 разів порівняно із навантаженням паралельно волокнам. Умови навколишнього середовища (температура та відносна вологість) впливають на повзучість деревини. Зміна вмісту вологи в деревині прискорює деформацію повзучості – ефект, широко відомий як механіко-сорбційна повзучість. Що стосується температури, то при значеннях до 35°C її впливом на повзучість можна знехтувати [127, 128]. Коефіцієнт повзучості відрізняється в залежності від типу деревини або матеріалів на її основі (рис. 1.11).

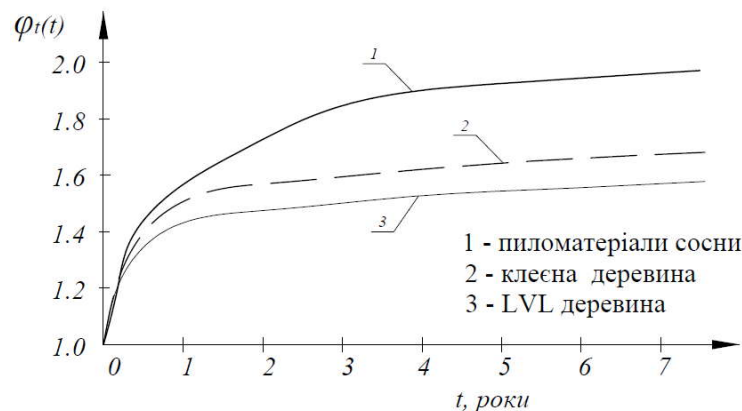


Рисунок 1.11 – Коефіцієнти повзучості різних типів деревини за результатами випробувань стандартних балок (на основі даних [127])

Серед математичних моделей в якості базових слід виділити два інтегральних рівняння лінійної повзучості деревини [129]. Серед них, рівняння наслідкової теорії повзучості, запропоноване Ржаніциним А. Р. [123]:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E_0} + \frac{E_0 - H}{nE_0^2} \int_0^t \sigma(\tau) \cdot e^{-\frac{H(t-\tau)}{nE_0}} d\tau, \quad (1.4)$$

де E_0 – миттєвий модуль пружності ($E_0=1.48 \cdot 10^4$ МПа);
 H – довготривалий модуль пружності ($H=(0.6..0.75)E_0$);
 n – час релаксації ($n=10-25$ суток).

Друга модель, на основі лінійної теорії наслідкової теорії повзучості запропонована Прокоповичем І.Е. [125] і має вигляд:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E(t)} - \int_{t_0}^t \sigma(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} \cdot \frac{1}{E(\tau)} d\tau - \int_{t_0}^t \sigma(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} C(t, \tau) d\tau, \quad (1.5)$$

де $C(t, \tau) = (C_0 + Ae^{-\gamma\tau}) \cdot (1 - B_1 e^{-\gamma_1(t-\tau)})$;

$C_0 = 2.87 \cdot 10^{-5}$ (1/МПа); $A = 10.95$ (1/МПа); $B_1 = 1$; $\gamma = \gamma_1 = 0.15$ (1/д)

На сьогодні авторами [130, 131, 132] запропоновано ряд реологічних моделей, що ґрунтуються на в'язко-пружному характері деформування деревини і дозволяють враховувати компоненти повзучості, що обумовлені структурою деревини, її вологістю тощо. Перевагами даних моделей є спрямованість на практичне використання, мінімальна кількість вхідних параметрів, що характеризують деревину.

Найбільш широко при проведенні досліджень дерев'яних конструкцій на сьогодні використовується модель Toratti Т. [131]. Дана реологічна модель враховує в'язкопружну та механіко-сорбційну повзучість, а також деформації набухання внаслідок зволоження.

Пружні деформації внаслідок зміни модуля пружності та зміни напружень визначаються за формулою:

$$\varepsilon_{elastic}(t) = \int \left(J_0 \cdot \dot{\sigma} + \dot{J}_0 \cdot \sigma \right) dt, \quad (1.6)$$

де σ – напруження;

$J_0 = 1 / E(u)$ - пружна податливість;

$E(u)$ – модуль пружності;

Деформації чистої повзучості мають вигляд:

$$\varepsilon_{creep}(t) = J_0(u_{ref}) \cdot \int \sum_{i=1}^3 J_n \cdot \left(1 - e^{-\frac{t-t'}{\tau_n}} \right) d\sigma(t'), \quad (1.7)$$

де $J_0(u_{ref})$ - пружна податливість при еталонній вологості;

J_n, τ_n - числові параметри моделі;

σ – напруження.

Числові параметри моделі визначаються шляхом приведення моделі до функції вигляду:

$$J(t, 0) = J_0(u) + J_0(u_{ref}) \left(\frac{t}{t_d} \right)^k, \quad (1.8)$$

де t – поточний час;

$t_d = 29500$ днів;

$k = 0.21$;

$u_{ref} = 0.2$.

Механіко-сорбційні деформації повзучості визначаються за формулою:

$$\varepsilon_{ms}(t) = J^\infty \int_0^t \left(1 - e^{-\frac{t-t'}{C} \int_0^{t'} |du(t'')|} \right) d\sigma(t'), \quad (1.9)$$

де ε_{ms} - механіко-сорбційні деформації повзучості;

u – вологість;

σ – напруження;

$J^\infty = 0.7 J_0(u_{ref})$;

$C = 0.25$.

Непружні деформації усушки/набухання внаслідок зміни вологості:

$$\varepsilon_u(t) = \int_0^t (\alpha - b \cdot \varepsilon(t')) du(t'), \quad (1.10)$$

де ε_u -деформації усушки/набухання;

u – вологість;

$b=1.3$;

$\alpha=0.00625$.

Описана модель характеризується високою схожимістю із даними експериментальних досліджень [127, 128]. Таким чином, на сьогоднішній день існує достатня кількість математичних моделей, які дозволяють виконувати аналіз напружено-деформованого стану конструкцій багатопверхових деревозалізобетонних будівель з урахуванням повзучості.

На сьогоднішній день для врахування деформацій та запобігання руйнування внаслідок повзучості норми [147, 167, 168], які є чинними в Україні, вводять коефіцієнти зниження розрахункового опору деревини, які залежать від тривалості навантаження. Таким чином, у нормах неявно використовується гіпотеза лінійної в'язкопружної повзучості. Загальні деформації наприкінці терміну, який становить 50 років, визначаються шляхом введення коефіцієнту повзучості k_{def} (табл. 1.2), який залежить від класу експлуатаційного середовища для врахування впливу вологості.

Таблиця 1.2 – Значення k_{def} для деревини і матеріалів на основі деревини (на основі Єврокод 5)

Матеріал	Експлуатаційний клас		
	1	2	3
Цільнадеревина	0,60	0,80	2,00
Доццато-клеєна деревина	0,60	0,80	2,00
LVL	0,60	0,80	2,00

При цьому в нормах встановлено три експлуатаційні класи:

1 – вологість деревини до 12%; температура 20°C; відносна вологість повітря перевищує 65% декілька тижнів протягом року (сухі внутрішні умови)

2 - вологість деревини до 12-20%; температура 20°C; відносна вологість повітря перевищує 85% декілька тижнів протягом року (не піддається безпосередньому впливу вологи, але експлуатується за підвищеного рівня вологості),

3 - вологість деревини більше 20%; відносна вологість навколишнього повітря перевищує 85% більшу частину року (конструкція безпосередньо під впливом зовнішньої атмосфери / високої вологості).

Особливості роботи під навантаженням деревини та залізобетону в єдиній конструктивній системі можуть обумовити нерівномірне поздовжнє деформування, тобто послідовні нерівномірні зміни довжини в суміжних вертикальних елементах, які викликають спотворення геометрії конструкції (рис. 1.12). У висотних будівлях із одного матеріалу (наприклад, бетону або металу) нерівномірне укорочення елементів виникає внаслідок різниці в розмірах поперечного перерізу і проявляється при значній висоті [133]. Що стосується гібридних деревозалізобетонних конструктивних систем, нерівномірне деформування вертикальних конструкцій істотно відчутне вже для 7-10 поверхів [134, 135].

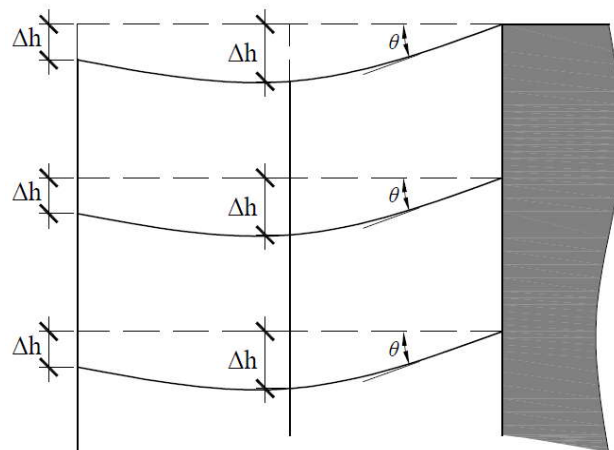


Рисунок 1.12 – Нерівномірне деформування вертикальних несучих конструкцій

Незважаючи на те, що дане явище істотно не впливає на несучу здатність вертикальних елементів, воно може створити проблеми з експлуатаційною придатністю будівлі, такі як нахил перекриттів, тріщини в балках і плитах на верхніх поверхах, пошкодження навісних стін і оздоблювальних матеріалів тощо.

Щоб уникнути проблем, пов'язаних з нерівномірним деформуванням, зменшення довжини вертикальних несучих конструкцій внаслідок пружних і нелінійних деформацій необхідно достовірно прогнозувати, мінімізувати і розробляти заходи щодо їх компенсації.

На сьогоднішній день відомі чотири основних методи, які застосовуються у висотному будівництві [133, 135].

Метод абсолютної компенсації передбачає визначення та регулювання необхідної висоти на рівні кожного поверху. Перевагою метода є висока точність, проте через значну трудомісткість визначення величини компенсації та вартість виготовлення великої кількості відправочних марок він не набрав поширення.

Метод рівномірної компенсації дозволяє мінімізувати кількість поправочних значень, завдяки усередненій величині корекції відповідно до загальної кількості поверхів у будівлі. Таким чином, довжина всіх вертикальних елементів збільшується на однакову величину. Проте в такому випадку не завжди вдається досягнути необхідного зменшення різниці в укороченнях елементів.

Замість корегування довжини вертикальних елементів на кожному поверсі, згідно *методу групової компенсації* довжина вертикальних елементів збільшується на рівні окремої групи на розрахункову величину корекції для кількох поверхів, об'єднаних в цю групу. Ефективність методу компенсації залежить від кількості поверхів в групі. Відмінності між прогнозованими значеннями і значеннями укорочення після компенсації збільшуються зі збільшенням кількості поверхів у групі.

Метод оптимальної компенсації спрямований на зменшення кількості

груп поверхів у будівлі. При цьому контролюється величина нерівномірного укорочення або кут нахилу перекриття шляхом визначення межі похибок компенсації для кожного поверху, а також у кожній групі. Оптимальний варіант отримується застосуванням алгоритмів розв'язку задач глобальної оптимізації.

Дослідженням та розробці рішень щодо запобігання впливу нерівномірного деформування несучих конструкцій в багатоповерхових та висотних будівлях із залізобетонними та сталевими несучими конструкціями каркасів присвячені роботи [133 - 135].

Визначення величин укорочень колон багатоповерхових дерево-бетонних будівель на прикладі реального об'єкта розглянуто в роботах [38, 136, 137], проте ці дослідження не враховують вплив деформацій внаслідок повзучості. Таким чином, питання прогнозування деформацій елементів гібридних будівель на даний час висвітлені недостатньою мірою.

Для точного визначення величини вертикальних переміщень в даний час можливо застосування програмних комплексів на основі методу скінченних елементів. З метою мінімізації трудовитрат на попередніх етапах проектування більш доцільно використовувати наближені методи розрахунку. Необхідна розробка конструктивних рішень, спрямованих на мінімізацію або усунення ефектів нерівномірного деформування в вертикальній площині.

1.4 Інженерні вироби з використанням деревини та їх фізико-механічні характеристики

Застосування дерев'яних конструкцій обмежується розмірами пиломатеріалів, недостатньою несучою здатністю та жорсткістю елементів. Необхідність збільшення розмірів, прольотів елементів та навантажень на них, а також пошук ресурсоефективних технічних рішень з можливістю використання некондиційних матеріалів або сировини повторного використання призвела до появи інженерних виробів з деревини. Такі вироби представляють собою комбінації дерев'яних або елементів, отриманих шляхом

пошарового склеювання ламелей, стружки або шпону з різними матеріалами, наприклад металеві елементами. Теоретичний максимальний розмір виробів обмежений лише можливостями виробництва, обробки та транспортування.

Конструкції з клеєної деревини широко розповсюджені в світовій практиці будівництва. Конструкційна клеєна деревина – це ресурсоефективний інженерний виріб, який складається з декількох шарів пиломатеріалів, склеєних по довжині, і відрізняється високими фізико-механічними властивостями, довговічністю, вогнестійкістю, легкістю обробки та екологічністю. Попередньо просушені пиломатеріали (не більше 15% залишкової вологості) з видаленими дефектними ділянками зрощуються по довжині і склеюються пошарово під тиском. Технологія зрощування по довжині й склеювання дозволяє отримувати великорозмірні елементи. Клеєні дерев'яні конструкції в Україні застосовуються у будівництві малоповерхових індивідуальних будівель, а також в елементах сільськогосподарських та громадських будівель і споруд [138, 139].

Перехресно-клеєні (CLT) панелі - нове покоління інженерної думки в дерев'яному будівництві. Відмінною особливістю даних виробів є пошарове склеювання пиломатеріалів під прямим кутом один до одного, що дозволяє отримати матеріал з однорідними властивостями в різних напрямках CLT-панелі використовуються для зведення несучих стін, перекриттів та перегородок малоповерхових та багатоповерхових будівель. Дана технологія набирає дедалі більшу популярність в країнах Європи, США, Канаді та ін., проте в Україні наразі не представлена.

Приклади використання клеєних інженерних виробів з деревини приведені на рис. 1.13.

Крім деревоклеєних матеріалів, в яких в якості основних елементів використовуються пиломатеріали, існує сімейство перспективних деревокомпозитних конструкційних матеріалів, об'єднаних загальним найменуванням конструкційна композитна деревина.

Найбільш відомі продукти даної групи LVL, PSL, LSL, OSL. Їх відрізняє висока однорідність і стабільність властивостей, повнота переробки первинної

деревної сировини (до 75%) і нежорсткі вимоги до складу цієї сировини (в деяких випадках може використовуватися не тільки хвойна деревина, але інші доступні місцеві породи). Ілюстрації виробів з деревини приведені на рис. 1.14.



а



б

Рисунок 1.13 – Приклади використання клеєних інженерних виробів з деревини: а) будівля з каркасом клеєних дерев'яних елементів [118]; б) процес монтажу будівлі з CLT-панелей [119]



а



б



в



г



д



е

Рисунок 1.14 – Типи виробів з деревини: а) суцільний брус; б) Клеєний брус; в) LVL-брус; г) PSL-брус; д) LSL-брус; е) OSB-брус

LVL–брус, склеєний з листів односпрямованого лущеного шпону (з паралельним розташуванням волокон в суміжних шарах). Виготовляється у вигляді плит, брусів, дощок. Ширина обмежена виробничим обладнанням (зазвичай 12-15 м), довжина - розміром транспортних засобів. З LVL виготовляють плоскі і просторові конструкції, в тому числі для великопрольотних споруд - балок, ферм, рам, стельових, підлогових і стінових елементів.

PSL – брус, склеєний з довгих смуг шпону (довжиною від 1000 мм), укладених в шарах паралельно (по одній осі). Використовується в будівництві великопрольотних конструкції, балок суцільного та складеного перерізу, опор зі значним навантаженням тощо.

LSL – брус, виготовлений з довгих плоских стружок, укладених паралельно, та OSL–брус – клеєний матеріал, в якому в якості структурних елементів, також як і в LSL, використовуються довгі плоскі стружки, але в два рази коротші. За фізико-механічними характеристиками обидва матеріали поступаються PSL та LVL, тим не менше в процесі їх виробництва досягається максимальна глибина переробки деревної сировини і можна використовувати низькосортну деревину. LSL і OSL-вироби використовуються для виготовлення стійок і ригелів каркасних будинків.

Приклади використання інженерних виробів з деревини в будівництві показані на рис. 1.15.

Одним з перспективних напрямків в сучасному будівництві є використання в конструкціях двотаврових балок-дждойстів. Полички балки виготовляються з дерев'яних елементів суцільного перерізу, а стінка - з плитних композиційних матеріалів (наприклад, орієнтовано стружкової плити, фанери тощо). Для перекриття великих прольотів також використовуються ферми заводського виготовлення. Елементи решітки (верхній та нижній пояси, вертикальні стійки та розкоси) виконуються зі стандартних пиломатеріалів. Вузлові з'єднання виконуються з використанням сталевих перфорованих зубчастих пластин.

На рис. 1.16 наводяться ілюстрації улаштування перекриттів з використанням інженерних виробів з деревини, балок-дждойстів та ферм на металевих зубчастих пластинах.



а



б



в



г

Рисунок 1.15 - Приклади використання інженерних виробів з деревини в будівництві: а) ферма з LVL-бруса; б) криволінійні кроквяні елементи з LVL; в), г) вузли сполучення елементів з PSL-бруса

Інженерні вироби з деревини значно переважають традиційні пиломатеріали суцільного перерізу за своїми фізико-механічними параметрами. При цьому застосування цих виробів дозволяє створювати будівлі та споруди, які відповідатимуть сучасним стандартам стійкого розвитку та циркулярної ресурсоефективної економіки за рахунок можливості використання сировини низької якості, рециклінгу продуктів демонтажу дерев'яних конструкцій тощо.

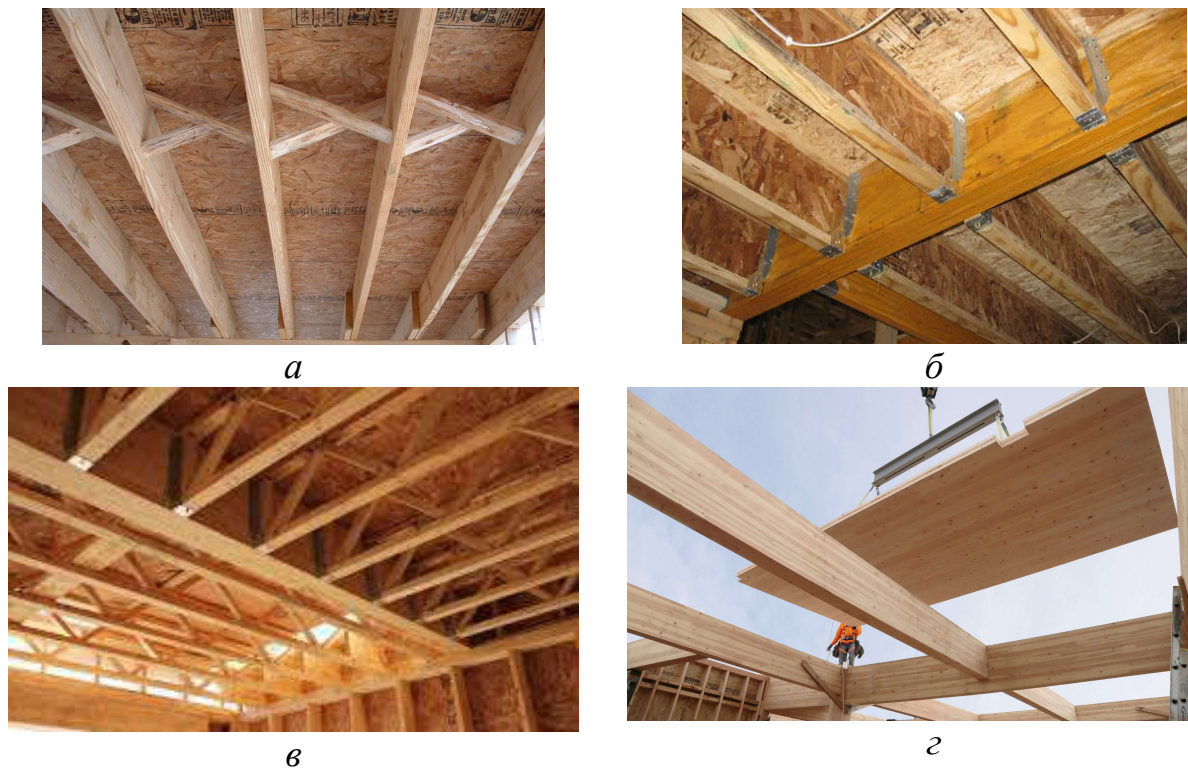


Рисунок 1.16 – Приклади улаштування перекриттів з використанням дерев'яних конструкцій: а) балки із LVL-бруса; б) балки-джойсти; в) ферми на металевих зубчастих пластинах; г) перехресно-клеєна панель (CLT-панель)

Короткий огляд фізико-механічних властивостей пиломатеріалів та інженерних виробів з деревини приведено в табл. 1.3.

Таблиця 1.3 – Короткий огляд фізико-механічних властивостей пиломатеріалів та інженерних виробів з деревини

Найменування	Міцність на згин, МПа	Модуль пружності паралельно волокнам, МПа	Густина, кг/м ³
Брус С14	14	7000	290
Клеєний брус GL28h	28	12600	410
LVL-брус	40	14000	550
PSL-брус	42	15200	720
LSL-брус	34	10600	430

Примітка: приведено стандартні або середні значення згідно даних виробників.

На теперішній час вищенаведені вироби з деревини вже знайшли широке застосування в сучасному будівництві, проте досі проводяться дослідження фізико-механічних та реологічних властивостей, розробляються рекомендації щодо розрахунку та проектування будівельних конструкцій з їх використанням.

Вивченню властивостей деревини присвячена велика кількість публікацій як вітчизняних, так і закордонних авторів. Серед них слід відзначити роботи Є. К. Ашкеназі [74, 75], В. О. Іванова [80, 81], В. З. Кліменка [84], В. В. Фурсова [88-90], В.В. Стоянова [91] та багатьох інших вчених. Тим не менше, поява сучасних технологій та стандартів виготовлення клеєної деревини та матеріалів на її основі обумовлює необхідність проведення відповідних досліджень з визначення фізико-механічних характеристик.

В роботі [142] описана методика досліджень міцнісних та деформаційних властивостей суцільної та клеєної деревини хвойних порід вздовж волокон та поперек волокон за дії одноразових навантажень. Приведені вимоги щодо розмірів та технології виготовлення зразків для врахування мікроструктури та макроструктури деревини.

Експериментальні дослідження роботи модифікованої клеєної деревини сосни вздовж волокон за дії одноразових короткочасних навантажень виконані авторами [79]. За результатами випробувань встановлено вплив терміну просочення полімерною композицією на міцність модифікованої клеєної деревини. Результати оцінки впливу на механічні властивості клеєної деревини змінних температурно-вологісних умов приведені в роботі [77]. Проведено порівняльний аналіз отриманих експериментальним шляхом даних з нормативними.

В статті [87] приводяться результати визначення основних фізико-механічних показників сухостійної та здорової деревини сосни відповідно до методик міждержавних стандартів (ГОСТ) та чинних національних, гармонізованих із європейськими (ДСТУ EN). Автор відзначає, що характеристики деревини, отримані за методиками ГОСТ та гармонізованим ДСТУ EN, істотно відрізняються (до 64 %), що пояснюється принциповими

відмінностями методик проведення досліджень.

Питання експериментальної оцінки фізико-механічних властивостей клеєної деревини згідно вимог національних стандартів, гармонізованих з методиками європейських норм, в роботах вітчизняних авторів майже не висвітлюються. Тому для проведення таких досліджень необхідний попередній аналіз закордонних публікацій.

Детально методика експериментального визначення класу міцності клеєної деревини розглянута в роботах [142, 143]. Автори приводять параметри зразків та схеми випробувань, надають рекомендації щодо статистичної обробки результатів та подальшої класифікації матеріалу. Аналогічні дослідження міцності на згин, розтяг та стиск клеєного бруса з модрини японської проведені в роботі [144].

Автори [145] досліджують властивості клеєного бруса, виготовленого з використанням пиломатеріалів, що відрізняються за класом міцності. Експериментальні дослідження міцності на згин виконуються з використанням стандартних зразків-балок, отриманих шляхом склеювання шарів з різними характеристиками по висоті перерізу.

В роботі [146] досліджуються параметри міцності та деформативності високоміцної клеєної деревини з європейського бука. Встановлені основні фактори, що впливають на фізико-механічні характеристики. Приведена система індикаторів для візуального та машинного сортування деревини методами неруйнівного контролю якості згідно вимог європейських стандартів.

На теперішній час в Україні набули чинності норми проектування дерев'яних конструкцій ДБН В.2.6-161:2017 [147], які гармонізовані з нормами Європейського Союзу і, в тому числі, встановлюють загальні вимоги до клеєної деревини. Вимоги до визначення фізико-механічних властивостей конструкційних лісоматеріалів та клеєної деревини приведені в ДСТУ EN 408:2003 [148]. Для проектування клеєних конструкцій, згідно чинних норм, слід використовувати розрахункові характеристики за класами міцності, відповідно до європейських стандартів. Класи міцності та процедури

експериментального визначення характеристичних значень фізико-механічних властивостей клеєної багатошарової деревини встановлені в EN 1194:1999 [149], який наразі не є гармонізованим з національною нормативною базою. З огляду на це, на практиці виникають проблеми проектування клеєних дерев'яних конструкцій, які пов'язані з фактичною відсутністю рекомендацій щодо сортування за міцністю, недостатнім обсягом даних щодо фізико-механічних характеристик клеєного бруса, який виготовляється в Україні. Необхідне проведення експериментальних дослідження з метою визначення фізико-механічних властивостей клеєної деревини вітчизняного виробництва шляхом стандартних випробувань згідно європейських стандартів.

1.5 Конструктивні рішення та методи розрахунку композитних деревозалізобетонних конструкцій

На сьогоднішній день найбільш поширеним типом композитних конструкцій з використанням деревини є деревозалізобетонні перекриття, які застосовуються в будівлях різноманітного призначення для улаштування нових або підсилення існуючих перекриттів [150-156].

Загальний вигляд деревозалізобетонного перекриття приведено на рис. 1.17.



Рисунок 1.17 – Загальний вигляд деревозалізобетонного перекриття [157, 158]

Використання деревозалізобетонних перекриттів дозволяє підвищити несучу здатність і жорсткість в порівнянні з дерев'яними перекриттями. Даний вид перекриттів є більш екологічним за рахунок зменшення обсягів залізобетону, що в свою чергу дозволяє знизити енерговитрати при зведенні і зменшити вуглецевий слід будівлі в цілому.

Конструкція, як правило, складається з бетонної плити, армованої сталеву або композитною арматурою, і дерев'яної балки. Ефективність такої конструкції залежить від спільної роботи складових компонентів, яка забезпечується з'єднаннями між ними. Найбільш поширеними є металеві з'єднання нагельного типу. Особливістю нагелів є їх податливість, що не дозволяє забезпечити жорстке з'єднання. Податливість з'єднання погіршує роботу елемента із складеним поперечним перерізом порівняно з суцільним. Зменшується його несуча здатність, збільшується деформативність, змінюється характер розподілу внутрішніх зусиль. Отже для забезпечення надійності конструкції, розрахунок і проектування елементів складеного поперечного перерізу необхідно вести з урахуванням податливості в'язів.

Найбільш поширеним в інженерній практиці способом розрахунку деревозалізобетонних перекриттів є так званий γ -метод для розрахунку дерев'яних конструкцій складеного перерізу, представлений в Єврокодi 5 [167, 168]. Розрахункова схема та геометричні параметри поперечного перерізу для аналізу за γ -методом приведені на рис. 1.18. Розрахунок за цим методом ведеться, виходячи з таких припущень:

- проліт шарнірно опертих балок вважається рівним l ; для нерозрізних балок - $0,8 l$; для консольних балок – $2 l$.
- окремі елементи конструкції з пиломатеріалів або виробів на основі деревини виготовлені без стиків по довжині елемента або з клеєними стиками;
- складові частини конструкції з'єднуються елементами механічного типу з модулем ковзання K_i ;
- крок елементів кріплення (s) не змінюється або змінюється рівномірно в межах $s_{\min} \leq s \leq s_{\max}$ при $s_{\max} \leq 4s_{\min}$;

– навантаження на конструкцію обумовлює виникнення згинального моменту $M_{Ed} = M(x)$, який змінюється синусоїдально або по параболі, та поперечну силу (зусилля зсуву) $V_{Ed} = V(x)$.

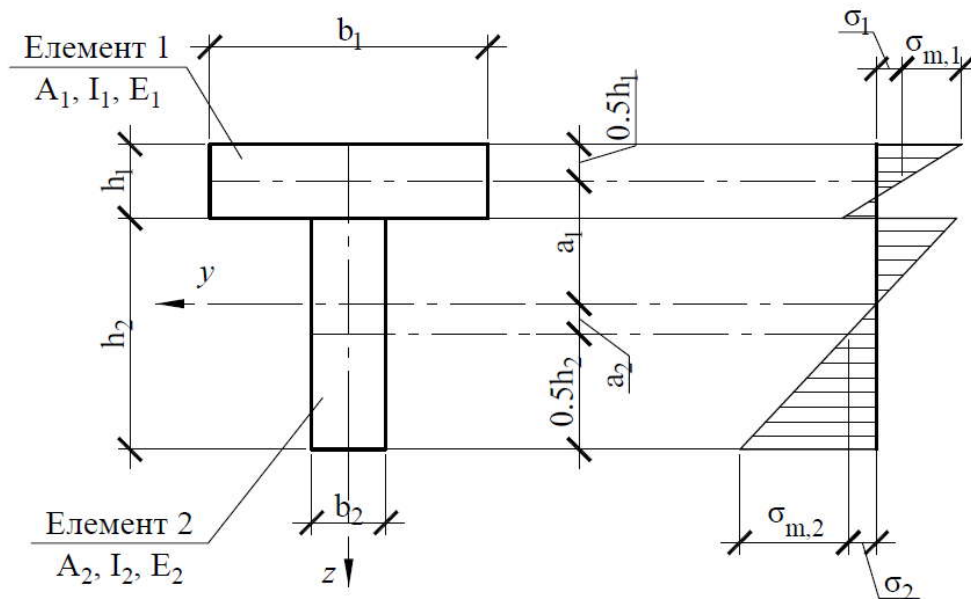


Рисунок 1.18 – Розрахункова схема та геометричні параметри поперечного перерізу для аналізу за γ -методом [167, 168]: A_i, I_i – відповідно, площа та момент інерції елементів поперечного перерізу; E_i – модуль пружності; $\sigma_i, \sigma_{m,i}$ – нормальні напруження; i - номер елемента

Відповідно до γ -методу, для врахування податливості з'єднання в дерев'яній конструкції складеного перерізу використовується ефективна згинальна жорсткість:

$$EI_{eff} = E_1 I_1 + E_2 I_2 + \gamma_1 E_1 A_1 a_1^2 + \gamma_2 E_2 A_2 a_2^2, \quad (1.11)$$

де E_1, E_2 - модулі пружності деревини з'єднаних елементів;

A_1, A_2 - площі перерізів з'єднаних елементів;

I_1, I_2 - моменти інерції перерізів з'єднаних елементів;

a_1, a_2 - відстані від центру ваги всього перерізу до центрів ваги з'єднаних елементів:

$$a_2 = \frac{\gamma \cdot E_1 A_1 (h_1 + h_2)}{2(\gamma \cdot E_1 A_1 + E_2 A_2)}, \quad (1.12)$$

$$a_1 = \frac{h_1 + h_2}{2} - a_2. \quad (1.13)$$

Коефіцієнт γ враховує ступінь сумісної роботи елементів в конструкції і може змінюватися від 0 для роздільної роботи (взагалі без з'єднання) до 1 при «монолітній» роботі (наприклад, клеєне з'єднання). Коефіцієнт γ визначається за формулою:

$$\gamma_1 = \left(1 + \frac{\pi^2 E_1 A_1 s}{K l^2} \right)^{-1}, \quad (1.14)$$

$$\gamma_2 = 1, \quad (1.15)$$

де K – модуль ковзання з'єднання;

l – довжина прольоту конструкції;

s – крок з'єднувальних елементів:

Формули для обчислення нормальних напружень у перерізі мають вигляд:

$$\sigma_i = \frac{\gamma_i E_i a_i M_{Ed}}{EI_{eff}}, \quad (1.16)$$

$$\sigma_{m,i} = \frac{0.5 E_i h_i M_{Ed}}{EI_{eff}}, \quad (1.17)$$

Зусилля в з'єднувальному елементі згідно γ -методу визначаються за формулою:

$$F = \frac{\gamma \cdot E_1 A_1 a_1 s}{EI_{eff}} V_{Ed}. \quad (1.18)$$

де V – розрахункова поперечна сила в конструкції.

Відповідно до діючих норм проектування [147], розрахунок ведеться з передумов лінійно-пружної роботи з'єднання без урахування податливості, тоді

як закономірність деформування з'єднання під навантаженням має явно виражений нелінійний характер [159-163]. Приведені в роботі [159] експериментально отримані графіки залежності деформації з'єднання від величини навантаження для різних видів з'єднувальних елементів приведено на рис. 1.19.

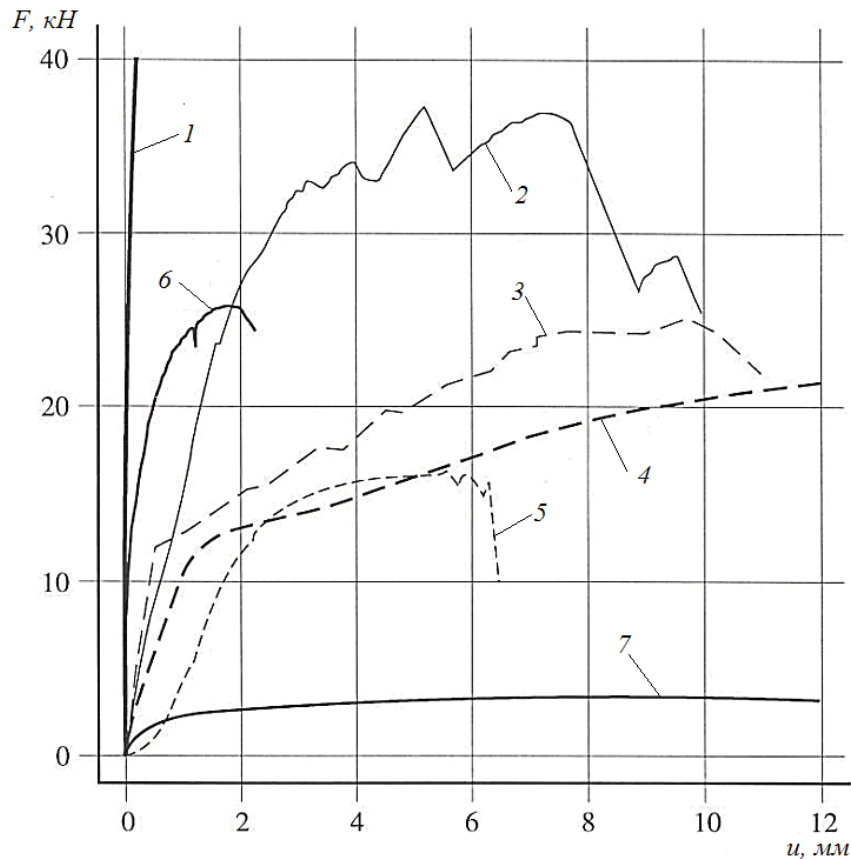


Рисунок 1.19 – Експериментальні графіки залежності деформації з'єднання (u , мм) від величини навантаження (F , кН) [159]: 1 – класичне з'єднання; 2 – з'єднання на зубчастій шпонці; 3 – з'єднання на двосторонній металевій зубчастій пластині; 4 – нагель; 5 – болт; 6 – перфорована пластина; 7 – цвях діаметром 4 мм

Питанням розробки методів розрахунку композитних деревозалізобетонних перекриттів присвячено ряд робіт. У роботі [164] представлені математичні моделі для визначення внутрішніх зусиль і прогинів композитних деревобетонних конструкцій, отримані на основі точного рішення

системи рівнянь рівноваги балки на податливих з'єднаннях. Залежності деформацій, доповнені виразами для оцінки вільних коливань однопрогонової шарнірно обпертої балки складеного перерізу, отримані з використанням теорії згину балок Тимошенко, представлені в статті [165]. Недоліком даних робіт є громіздкість формул, а також відсутність зіставлення теоретичних результатів з експериментальними даними.

Спрощена методика розрахунку складених балок представлена в [166]. Розрахункові залежності показали достатню збіжність з результатами точного рішення згідно [164]. Аналогічні формули (γ -метод) представлені в європейських та гармонізованих національних нормах [167, 168].

Автори [169] пропонують математичну модель для оцінки напружено-деформованого стану деревобетонного згинального елемента, засновану на принципі віртуальних переміщень. У дослідженні акцент робиться на визначенні прогинів шляхом вирішення системи рівнянь, які описують рівновагу системи конструкції. Проте, в пропонованих аналітичних виразах не враховано залежність деформації з'єднання від величини навантаження.

В роботі [170] розроблена чотирирівнева модель для розрахунку деревозалізобетонних балок. Нагель розглядається як балка на пружній основі, яка складається з двох частин (бетону і деревини) і вільної ділянки між ними (опалубки), відповідно до методики [171]. Утворення тріщин у бетонній плиті враховується шляхом зменшення висоти перерізу, при цьому несуча здатність розтягнутої арматури в перерізі не враховується. Крім того, автори [172] відзначають, що наявність опалубки також впливає на деформативність з'єднання.

В роботі [173] запропоновано математичну залежність для побудови повної діаграми деформування нагельного з'єднання дерев'яного та бетонного елемента. Особливістю формул є взаємозв'язок визначальних коефіцієнтів з ключовими фізико-механічними характеристиками з'єднання (жорсткості, міцності і максимально допустимого переміщення). Недоліком моделі є необхідність експериментальних досліджень для отримання необхідних

коефіцієнтів.

В роботі [174] представлені результати статистичної обробки наявних експериментальних даних різних авторів про механічні характеристики різних типів з'єднань, проаналізовані найбільш поширені залежності для опису кривої «навантаження-переміщення» та надано рекомендації щодо їх застосування. Проте, подальше використання результатів, отриманих авторами, обмежується розглянутою номенклатурою з'єднань.

Для моделювання роботи з'єднання в деревобетонних конструкціях авторами [175] розроблена тривимірна комп'ютерна скінченноелементна модель, в якій нагелі моделюються одновимірними стрижневими, а бетон і деревина - об'ємними скінченними елементами. Верифікація моделі шляхом порівняння з експериментальними даними показала достатню збіжність результатів дослідження.

У дослідженні [176] виконано скінченноелементне моделювання деревобетонного з'єднання. Деревина та бетон моделювалися об'ємними скінченними елементами, нагель - стрижневим. Пружні характеристики деревини задавалися ортотропними. Автори відзначають, що теоретична крива деформування з'єднання досить точно відображає експериментальну аж до гранично допустимої величини деформацій 15 мм. Проте, в разі аналізу повнорозмірною конструкції даний підхід не є доцільним з огляду на трудомісткість розробки моделі.

Загальним для вищевикладених робіт недоліком є складність використання в практичних розрахунках і громіздкість розрахункових моделей, а також необхідність експериментального визначення залежностей, що описують роботу з'єднань. Існуючі моделі не враховують наявності арматури в розтягнутій зоні плити конструкції. Отже, необхідна розробка залежностей для визначення деформаційних характеристик з'єднання і вдосконалення методів розрахунку композитних деревозалізобетонних конструкцій з урахуванням конструктивних особливостей і закономірностей деформування з'єднання.

Вузли з'єднання дерев'яних несучих елементів є критичними точками

каркасу багатопверхових будівель з точки зору забезпечення несучої здатності та експлуатаційної придатності всієї системи. У зв'язку з цим, до сполучень висуваються вимоги щодо міцності, передачі зусиль між конструкціями та незмінності їх взаєморозташування. З'єднання повинні задовольняти вимогам щодо технологічності при виконанні монтажних робіт.

Розробці та удосконаленню з'єднань дерев'яних конструкцій, а також дослідженням особливостей їх роботи під навантаженням присвячена велика кількість публікацій вітчизняних і закордонних авторів. Серед досліджень останніх років можна виділити наступні.

Результати експериментальних досліджень та методику розрахунку нагельних з'єднань дерев'яних конструкцій приводять автори [177]. Конструктивне рішення з'єднання балок під прямим кутом в одному рівні за допомогою сталевих пластин-підвісів та результати порівняльного аналізу теоретичної несучої здатності та деформативності відповідно до національних та європейських норм приводяться в роботі [178].

В статті [179] на основі існуючих експериментальних даних запропоновано практичні рекомендації по розрахунку карнизних вузлів гнукотклеєних рам з врахуванням складного напруженого стану клеєної деревини. Автори [180] наводять результати порівняльного аналізу методів розрахунку дерев'яних конструкцій, що працюють на згин і на повздовжній стиск, згідно вітчизняних норм і стандартів США. Питанням дослідження напружено-деформованого стану великопрольотних рам з клеєної деревини, а також багатопверхових панельних будівель з поперечно-клеєної деревини присвячена робота [181].

З огляду на впровадження європейських норм проектування цікавим є досвід закордонних авторів. В статті [182] проведено аналіз форм руйнування болтового з'єднання на металевих пластинах дерев'яних елементів та приведені розрахункові залежності для оцінки несучої здатності на зсув.

Теоретико-експериментальне дослідження аналогічних з'єднань виконано в роботі [183]. Автори відзначають ефективність таких з'єднань, підвищення

несучої здатності порівняно з типовими, а також достовірність розрахункових залежностей в нормах проектування.

Закономірності крихкого руйнування болтових з'єднань із застосуванням сталевих пластин експериментальним шляхом досліджуються в статті [184]. Авторами встановлені основні геометричні параметри зразків, які обумовлюють виникнення різних форм руйнування.

В роботі [185] методом скінченних елементів досліджується характер напружено-деформованого стану болтового з'єднання дерев'яних елементів при роботі на згинальний момент. Запропонована методика створення розрахункової моделі та приведені рекомендації по призначенню характеристик матеріалу та критерії руйнування.

Як показав проведений аналіз, існуючі публікації спрямовані на теоретико-експериментальну оцінку напружено-деформованого стану з'єднань, тоді як інформації щодо конструкцій вузлів для багатоповерхових будівель та рекомендацій по їх проектуванню вкрай недостатньо.

1.6 Методи оцінки життєвого циклу будівельних об'єктів

Дослідженням, спрямованим на розробку архітектурно-конструктивно-технологічних рішень будівель, що відповідають критеріям ресурсоефективності, стійкого розвитку, а також методів оцінки життєвого циклу, присвячені роботи Бабенко М. М. [186], Нікіфорової Т. Д. [187, 188], Перегінця І. І. [189], Коваль О. О., Юрченко Є. Л. [190-192], Савицького М. В. [190-196], De Wolf С., [197], Soust-Verdaguer, В. [198], Resch Е. [199], Moncaster А. [200], Moussavi Nadoushani Z. S. [201], Eberhardt L. С. М. [202], Rasmussen F. [203] та ін.

Будівельний проект можна вважати стійким лише тоді, коли вирішується комплекс аспектів - екологічних, економічних, соціальних та культурних. Проблеми навколишнього середовища пов'язані не лише із скороченням

використання невідновлюваних ресурсів, а також зі скороченням викидів, відходів та забруднюючих речовин.

Існуючі методи оцінки життєвого циклу спрямовані на оптимізацію потенціалу ділянки будівництва, збереження регіональної та культурної ідентичності, мінімізацію споживання енергії, охорону та збереження водних ресурсів, використання екологічно чистих матеріалів і продукції, здоровий внутрішній мікроклімат, а також оптимізовані експлуатаційні характеристики.

Методи оцінки стійкості будівельного проекту можуть бути орієнтовані на різні рівні аналізу: будівельний матеріал, будівельний виріб, будівельна конструкція, будівельний майданчик, будівлю та навколишні ділянки. Більшість інструментів розробляються на основі підходу «знизу-вгору», тобто від будівельних матеріалів і виробів до будівлі в цілому [204-212].

Аналізуючи сфери застосування найбільш поширених систем та інструментів оцінки стійкості, можна виділити три основні системи:

- системи управління продуктивністю будівлі (Performance Based Design) [213-217];
- системи інтегрованої оцінки життєвого циклу (LCA) [218-222];
- системи стійкого будівництва та сертифікації [223-235].

Системи управління продуктивністю будівлі. Проектування за критерієм продуктивності - це підхід до процесів, продукції та послуг, пов'язаних із будівлею, спрямований на оптимізацію проектних рішень для досягнення визначених кінцевих характеристик [213-217]. Комплексна реалізація критерію продуктивності залежить від опису відповідних вимог до експлуатаційних характеристик будівлі, методів забезпечення необхідної продуктивності та методів контролю досягнення необхідних показників. Розробляються альтернативні варіанти конструктивних та технічних рішень. Доцільність того чи іншого рішення для виконання критеріїв ефективності визначається методами верифікації.

На рис. 1.20 представлена загальна модель системи аналізу за методом управління продуктивністю будівлі.

КАТЕГОРІЇ УПРАВЛІННЯ ПРОДУКТИВНІСТЮ БУДІВЛІ		
Категорія А	Категорія В	Категорія С
Адаптивність	Функціональні вимоги	Вартість життєвого циклу та вплив на навколишнє середовище
А1. Розташування А2. Зовнішні мережі А3. Служби підтримки	В1. Внутрішні умови В2. Довговічність В3. Ремонтопридатність В4. Надійність В5. Комфорт В6. Доступність В7. Зручність	С1. Вартість життєвого циклу С2. Вплив на навколишнє середовище
Проектування за критерієм забезпечення параметрів продуктивності		

Рисунок 1.20 – Загальна модель аналізу за методом управління продуктивністю

Застосування даної системи надає переваги як кінцевим користувачам, так і іншим учасникам будівельного процесу, оскільки сприяє суттєвому поліпшенню загальної продуктивності будівлі, заохочує використання раціональних конструктивно-технологічних рішень.

Системи інтегрованої оцінки життєвого циклу. Інтегрована оцінка стійкості будівлі враховує способи зведення будівель та споруд, їх функціонування та експлуатації, обслуговування та ремонту, модернізації та реконструкції, включно із демонтажем та знесенням, або повторним використанням чи переробкою. На рис. 1.21 показана блок-схема інтегрованої оцінки життєвого циклу будівельного об'єкта (на основі даних [218-222]).

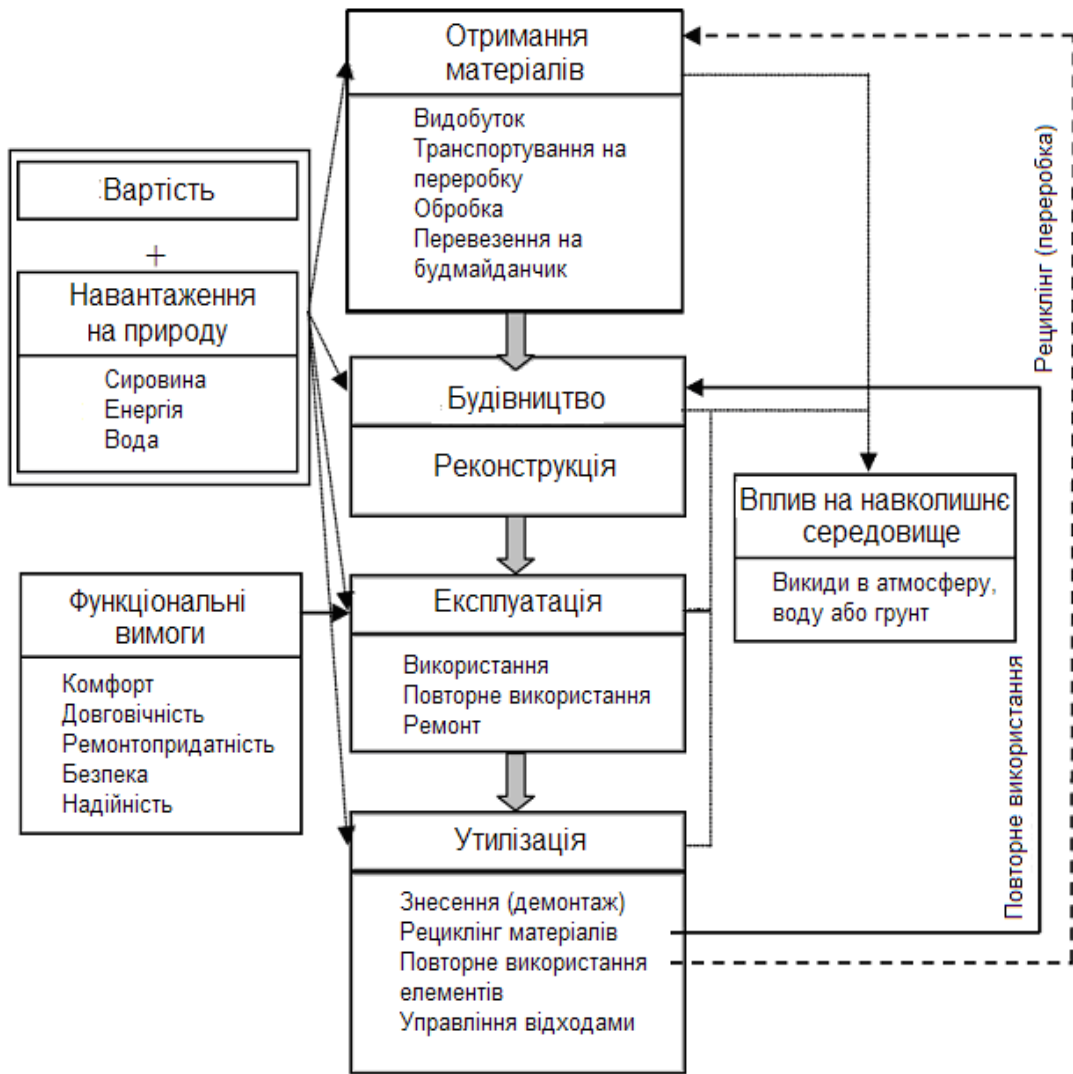


Рисунок 1.21 – Блок-схема інтегрованої оцінки життєвого циклу будівельного об'єкта

Обов'язковим критерієм є оцінка впливу на навколишнє середовище. Система інтегрованої оцінки життєвого циклу будівельного об'єкта включає екологічну оцінку, витрати на життєвий цикл і перевірку необхідної продуктивності. Для практичного використання системи інтегрованої оцінки життєвого циклу будівельного об'єкта та популяризації стійких будівель необхідна розробка спрощених методів, що допомагають вирішити, яке рішення відповідає найкращому компромісу між різними вимірами сталого розвитку.

Показники стійкого розвитку дають інформацію про вплив конкретної галузі на природне середовище. Існують різні підходи до вибору показників

через соціальні відмінності між країнами, традиціями промислового виробництва, природно-кліматичними та географічними умовами. Метою оцінок стійкості є збирання та подання інформації для прийняття рішень на різних етапах будівництва, проектування та експлуатації будівлі. На будівельному ринку доступні різноманітні інструменти оцінки стійкості, наприклад, BREEAM у Великобританії [226] та LEED в США [224]. Окрім цього існують програмні продукти для оцінки життєвого циклу будівлі, наприклад, Eco-Quantum (Нідерланди) [236], EcoEffect (Швеція) [237], ENVEST (Великобританія) [238], BEES (США) [239], ATHENA (Канада) [240] і One Click LCA (Великобританія) [241].

Межі періоду оцінювання повинні відображати всі етапи життєвого циклу будівлі: у випадку нової будівлі - розглядаються всі стадії життєвого циклу, від будівництва до остаточної утилізації; у випадку існуючої будівлі - часова межа починається з моменту втручання в життєвий цикл (наприклад, реконструкції чи модернізації) і завершується утилізацією.

Перелік параметрів, представлених на рис. 1.22, відображає функціональні вимоги до будівлі, які включають вплив на екологічні, соціальні та економічні показники і в комплексі формують загальну оцінку стійкості.

З метою зменшення використання енергії та впливу на навколишнє середовище в будівлях Європейською Комісією було засновано Директиву про енергетичну ефективність будівель [242], Директиву про енергоефективність [243] та План дій щодо циркулярної економіки [244]. На основі цих директив в теперішній час розробляються нормативні документи, настанови та рекомендації щодо проектування будівель з високими показниками енергоефективності та низькими обсягами шкідливих викидів.

Останнє покоління міжнародних стандартів зеленого будівництва враховує викиди парникових газів від будівлі ще на стадії розробки концепції майбутнього проекту. З метою розробки оптимальних рішень дослідження параметрів будівлі та оцінку їх впливу на навколишнє середовище проводяться різними вченими.

Екологічні показники	Соціальні показники	Економічні показники
<p>Зміна клімату: Потенціал впливу на глобальне потепління.</p> <p>Викиди в повітря, воду та ґрунт: Руйнування озонового шару; Потенціал закислення родючого ґрунту; Потенціал евтрофікації (знищенням продуктивності водойм); Формування приземного озону; Утворення інертних відходів; Утворення небезпечних відходів.</p> <p>Ефективність використання води: Використання питної води; Використання дощової води.</p> <p>Виснаження ресурсів: Землекористування; Потенціал виснаження вичерпаного палива.</p>	<p>Гідротермічний комфорт: Відносна вологість; Зимові теплові характеристики; Літні теплові показники;</p> <p>Якість повітря в приміщенні: Повітряну суспензію твердих частинок; Окис вуглецю; Вуглекислий газ; Озон; Формальдегід; Органічні леткі сполуки.</p> <p>Акустичний комфорт: Повітряна звукоізоляція; Звукоізоляція; Час реверберації.</p> <p>Візуальний комфорт: Використання природного освітлення; Освітлення.</p>	<p>Витрати за життєвий цикл: Витрати перед використанням будівлі; Витрати на обслуговування; Експлуатаційні витрати; Витрати на утилізацію будівлі; Ефективність рециклінгу; Залишкова вартість.</p>

Рисунок 1.22 – Параметри та етапи виконання оцінки стійкості

Автори [197] приводять ґрунтовний огляд існуючих систем оцінювання на практиці, аналізують можливості та обмеження програмного забезпечення, систематизують поточні бази даних щодо викидів вуглецю за видами будівельних матеріалів та виробів.

В статті [198] проаналізовані дані результатів аналізу параметрів екологічного впливу 20 індивідуальних будинків за різними критеріями. На

основі отриманих даних автори запропонували шляхи спрощення методу оцінювання за рахунок оптимізації процесу збору даних, зменшення кількості функціональних одиниць та індикаторів впливу, обмеження деталізації стадій життєвого циклу, ефективність застосування автоматизованих систем проектування.

В роботі [199] автори пропонують аналітичний метод розрахунку викидів вуглецю будівельного об'єкту. Проте не враховують вплив відходів, що утворюються при розбиранні та утилізації.

Метод розрахунку викидів для проектів індивідуальних житлових будівель запропоновано в статті [200]. При розрахунку враховуються стадії від видобутку сировини до ліквідації будівлі, проте не виконується оцінка викидів в процесі експлуатації.

Вплив конструктивної системи та кількості поверхів будівлі на розрахункову кількість викидів вуглекислого газу досліджується в [201]. Розрахунки виконані для досліджуваних варіантів з урахуванням стадій видобутку матеріалів, транспортування, зведення, експлуатації та розбирання.

В дослідженнях [202, 203] на основі параметричного аналізу будівель зі збірних залізобетонних та сталевих конструкцій доведено позитивний ефект від повторного використання елементів після завершення життєвого циклу. Зменшення викидів вуглецю можливе завдяки удосконаленням технології виробництва, застосуванню збірних виробів, переробки відходів для отримання нових матеріалів та виробів, а також видобутку енергії.

Не дивлячись на загальносвітове усвідомлення глобальних екологічних проблем та розробку заходів з їх подолання в будівельній галузі, Україна знаходиться лише на початку цього шляху. На теперішній момент будівельні технології та стандарти якості навколишнього середовища України дуже відрізняються від більшості європейських країн. Цей факт обумовлений, головним чином, економічною ситуацією та соціокультурними особливостями. Наразі бракує інтегрованих стандартів, які пов'язують проектні підходи з критеріями стійкого циркулярного характеру функціонування будівлі.

Необхідна розробка загальної методики оцінки вуглецевого сліду будівель, як параметру екологічного впливу на навколишнє середовище протягом життєвого циклу, що включає проектування, будівництво, експлуатацію, обслуговування та рециклінг, з використанням вимог та процедур приведених у стандартах Європейського Союзу.

1.7 Висновки до розділу 1

1. Гібридні конструкції, завдяки раціональному поєднанню властивостей, дозволяють забезпечити несучу здатність та просторову жорсткість багатоповерхової будівлі з використанням деревини як основного конструкційного матеріалу. Застосування деревини в багатоповерховому будівництві є перспективним напрямком з точки зору зменшення впливу будівельної галузі на навколишнє середовище.

2. На сьогоднішній день відсутні рекомендації щодо вибору конструктивної системи багатоповерхових будівель гібридної системи. Необхідна розробка конструктивних рішень елементів каркасу та перекриттів, з урахуванням вимог щодо вогнестійкості, а також вузлів з'єднань несучих конструкцій.

3. Питання спільної роботи несучих конструкцій з деревини та залізобетону в просторовій системі багатоповерхової будівлі досліджені недостатньо. Необхідне дослідження напружено-деформованого стану гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель, обґрунтування конструктивної системи з точки зору забезпечення несучої здатності елементів, просторової жорсткості та рівномірного деформування вертикальних елементів.

4. Для проектування клеєних конструкцій, згідно чинних норм, слід використовувати розрахункові характеристики за класами міцності, відповідно до європейських стандартів, зокрема EN 1194:1999, який наразі не є гармонізованим з національною нормативною базою. З огляду на це, на практиці виникають проблеми проектування клеєних дерев'яних конструкцій, які

пов'язані з фактичною відсутністю рекомендацій щодо сортування за міцністю клеєного бруса, який виготовляється в Україні.

5. З метою раціонального проектування конструкцій та вузлів сполучень елементів деревозалізобетонних багатоповерхових будівель необхідне проведення теоретико-експериментальних досліджень їх роботи під навантаженням, удосконалення методів проектування з урахуванням конструктивних особливостей та діаграми деформування з'єднувальних елементів, а також розробка рекомендацій з розрахунку.

6. В Україні наразі бракує інтегрованих стандартів з оцінки шкідливих викидів будівлі. Необхідна розробка загальної методики оцінки вуглецевого сліду будівель, як параметру екологічного впливу на навколишнє середовище протягом життєвого циклу, з використанням вимог та процедур приведених у стандартах Європейського Союзу.

За результатами проведеного аналізу сформульовані мета і завдання досліджень, приведені у вступі.

Матеріали досліджень, викладені в даному розділі, опубліковані в роботах [245-252].

1.8 Список використаних джерел в розділі 1

У розділі 1 використані джерела [1-252]. Їх найменування представлені у загальному списку використаних джерел.

РОЗДІЛ 2

РОЗРОБКА ТА УДОСКОНАЛЕННЯ КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ ГІБРИДНИХ ДЕРЕВОЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ

2.1 Класифікація конструктивних систем гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель

До гібридних будівель відносяться будівлі, в яких несучі конструкції з різних матеріалів поєднуються в єдину конструктивну систему. Деревозалізобетонні будівлі являють собою конструктивну систему з несучими конструкціями з деревини та матеріалів на її основі, залізобетону, а також композитних деревозалізобетонних конструкцій (рис. 2.1). Композитні конструкції складаються з декількох матеріалів, які під навантаженням працюють як єдине ціле (деревозалізобетонні перекриття).

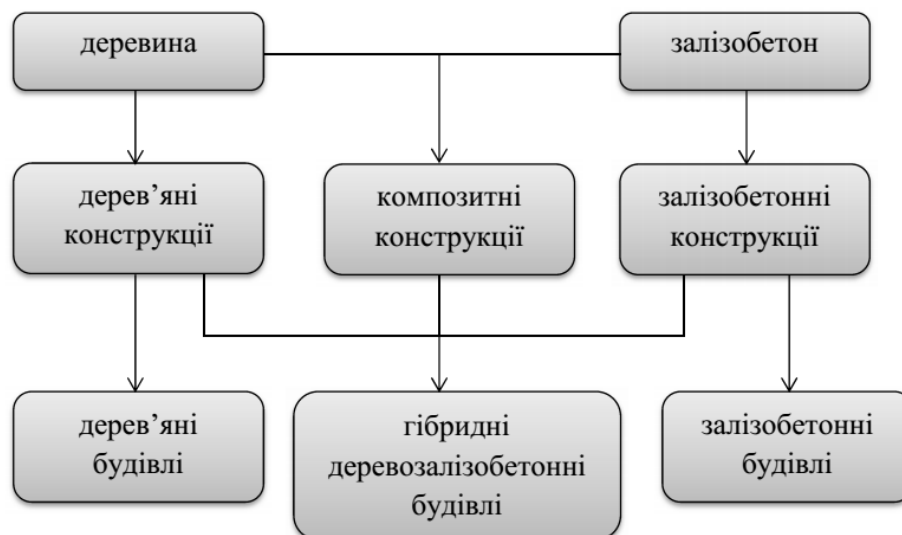


Рисунок 2.1 – До визначення гібридних деревозалізобетонних будівель

Забезпечення необхідної міцності, стійкості і просторової жорсткості багатоповерхових гібридних будівель здійснюється за рахунок застосування відповідних конструктивних систем. У загальному випадку несучі конструкції

конструктивної системи представлені вертикальними і горизонтальними елементами. До вертикальних елементів відносяться колони, пілони, стіни, діафрагми жорсткості, ядра жорсткості. Горизонтальні елементи представлені міжповерховими перекриттями та покриттям.

На основі характеру і способу розподілу несучих функцій між елементами та матеріалом вертикальних несучих конструкцій запропоновано класифікацію конструктивних систем гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель (рис. 2.2).

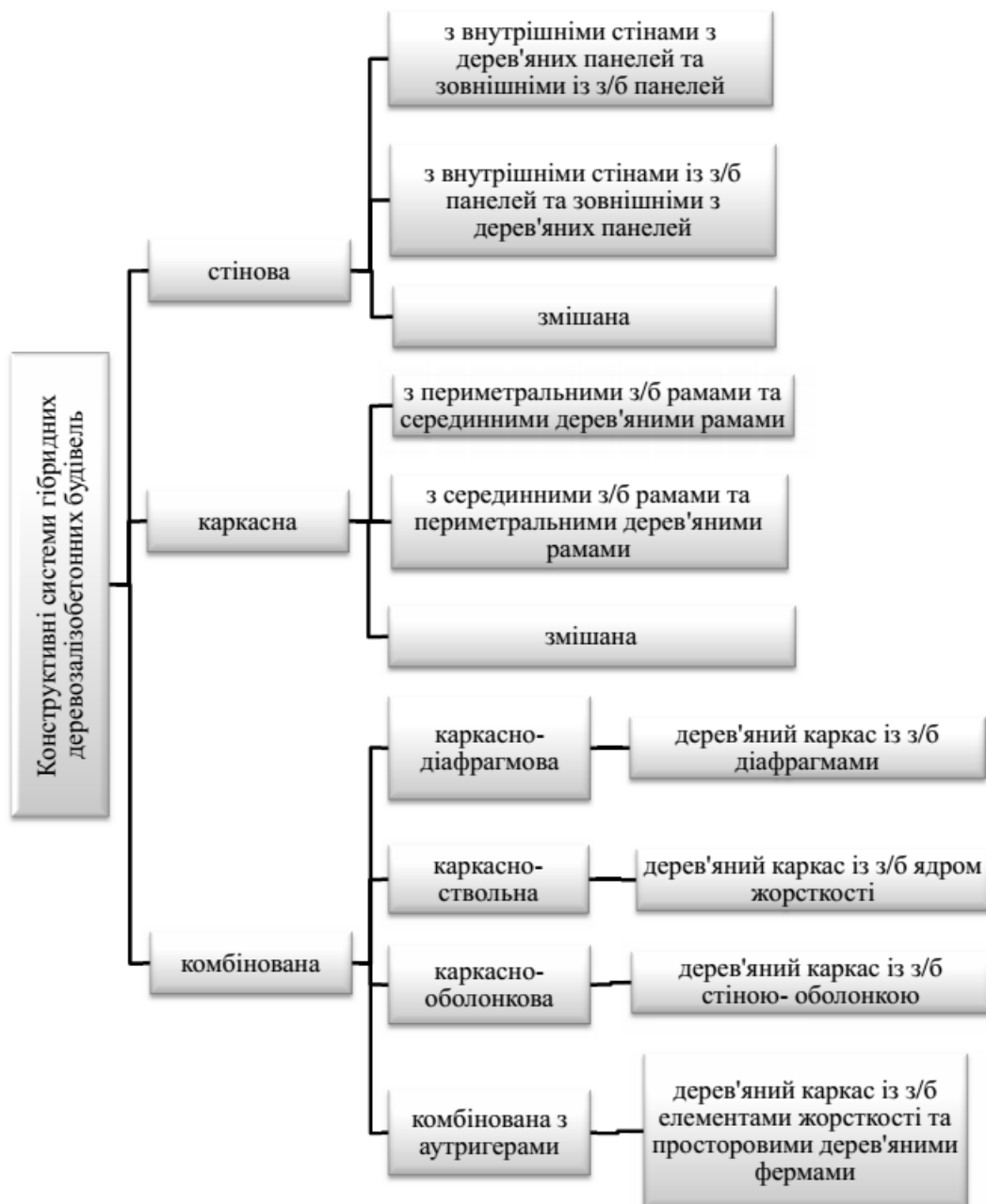


Рисунок 2.2 – Класифікація конструктивних систем гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель

За типом вертикальних несучих конструкцій конструктивні системи гібридні багатоповерхових будівель розділені на три базові групи: стінова; каркасна та комбінована.

Стінова система являє собою взаємопов'язану сукупність вертикальних (стіни) і горизонтальних (перекрыття) несучих конструкцій. Стіни в таких будівлях виконуються частково у вигляді панелей з багат шарової перехресно-клеєної деревини та частково - залізобетонних панелей. Стінову систему в чистому вигляді не рекомендується застосовувати в багатоповерхових будівлях в зв'язку з обмеженістю можливостей об'ємно-планувальних рішень, а також нераціональною витратою деревини.

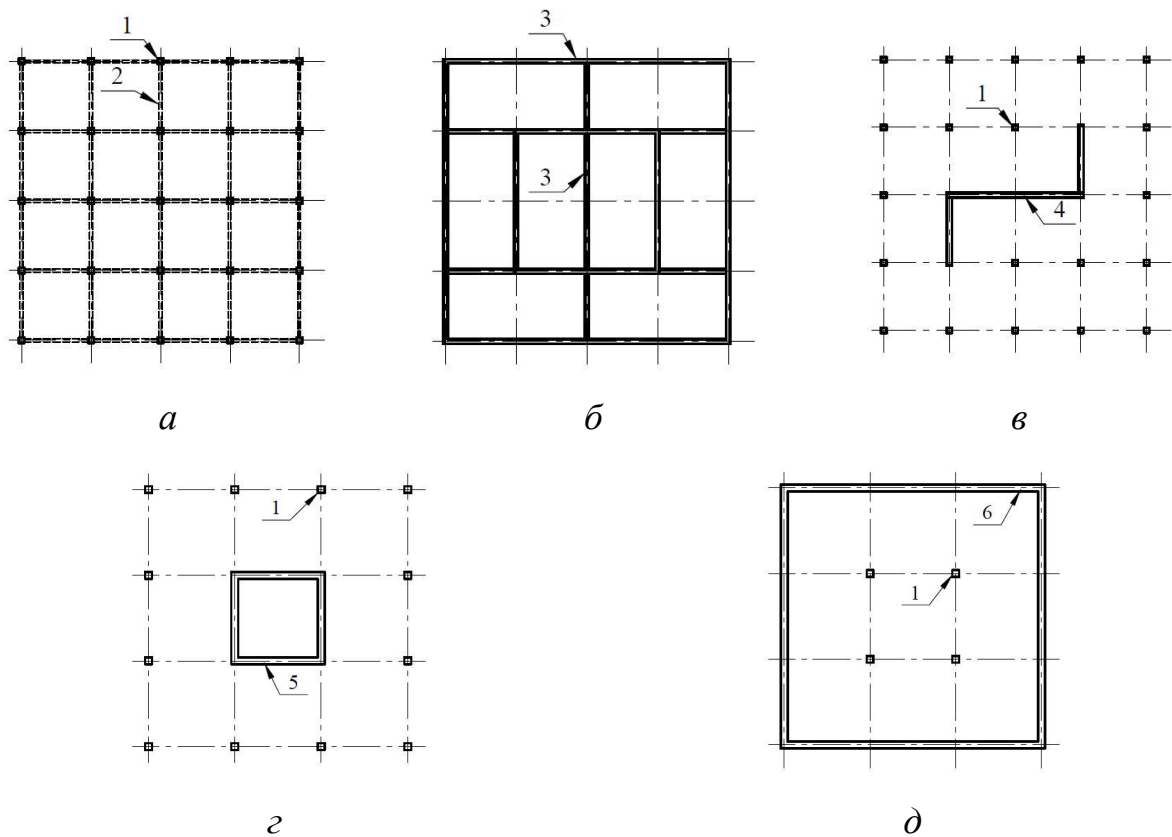


Рисунок 2.3 – Конструктивні схеми гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель:

- а) каркасна; б) стінова; в) каркасно-діафрагмова; г) каркасно-ствольна;
 д) каркасно-оболонкова; 1 – колона; 2 – балка; 3 – несуча стіна; 4 – діафрагма жорсткості; 5 – ядро жорсткості; 6 – несуча стіна-оболонка

Каркасна система складається із стрижневих несучих елементів (балок та колон), об'єднаних горизонтальними дисками перекриттів і системою вертикальних зв'язків. Вертикальні навантаження сприймаються колонами. За способом сприйняття горизонтальних навантажень і типом вузлів сполучення горизонтальних і вертикальних елементів каркасні системи традиційно підрозділяються на: 1) рамні; 2) в'язеві; 3) рамно-в'язеві; 4) комбіновано-в'язеві. При цьому в гібридних будівлях частина елементів каркасної системи виконується із деревини, частина – із залізобетону, формуючи, відповідно, залізобетонні або дерев'яні просторові рами. Залізобетонні просторові рами можуть розташовуватися по периметру або всередині будівлі.

Рамна каркасна система являє собою сукупність поздовжніх і поперечних рам, в яких вертикальні і горизонтальні навантаження сприймає каркас з жорсткими сполученнями вертикальних і горизонтальних несучих конструкцій.

У *в'язевій каркасній системі* вузли сполучення всіх елементів є шарнірними, а горизонтальні навантаження сприймаються вертикальними елементами жорсткості (діафрагмами із залізобетону або вертикальними в'язями із деревини).

Рамно-в'язевий каркас являє собою просторову систему, що складається з поперечних рам з жорсткими вузлами сполучення балок з колоною. При цьому в поздовжніх рамах всі вузли сполучення є шарнірними, а між колонами улаштуються вертикальних в'язі. Спільна робота рам забезпечується за допомогою міжповерхових перекриттів і вертикальних зв'язків у поздовжньому напрямку.

У *комбіновано-в'язевій каркасній системі* передбачається вибіркоче розташування жорстких і шарнірних вузлів сполучення балок з колоною.

Комбіновані системи являють собою поєднання різних типів вертикальних конструкцій. Для зведення гібридних будівель можуть застосовуватись наступні системи:

- каркасно-діафрагмові з діафрагмами жорсткості;

- каркасно-ствольні з вертикальним ядром жорсткості;
- каркасно-оболонкові з зовнішніми несучими стінами.

Каркасно-діафрагмова система (рис. 2.1, в) передбачає розділення статичних функцій між стіновими (в'язевими) і стрижневими елементами несучих конструкцій. Стінові елементи (вертикальні діафрагми жорсткості) виконуються із залізобетону і сприймають горизонтальні навантаження і впливи. В свою чергу, колони і балки каркаса виконуються з деревини і працюють на вертикальні навантаження.

Робота *каркасно-ствольної системи* (рис. 2.1, г) заснована на розподіленні статичних функцій між дерев'яним каркасом, що сприймає вертикальні навантаження, і залізобетонним стволом (ядром жорсткості), що сприймає горизонтальні навантаження і впливи.

Каркасно-оболонкова система (рис. 2.1, д) представляє собою поєднання зовнішньої несучої залізобетонної оболонки будівлі з внутрішнім дерев'яним каркасом. В даній системі оболонка працює на всі види навантажень і впливів, а каркас - переважно на вертикальні навантаження. Сумісність переміщень оболонки і каркаса забезпечується горизонтальними несучими конструкціями.

У міру збільшення висоти зростає вплив горизонтальних навантажень на вигин будівлі. При певній висоті горизонтальний прогин стає настільки великим, що вимоги жорсткості несучої системи стають вирішальними при проектуванні. Для гібридних багатоповерхових будівель забезпечення просторової жорсткості досягається за рахунок застосування комплексу заходів, які включають:

- регулярне розташування несучих конструкцій в плані та по висоті будівлі для рівномірного розподілу вертикальних навантажень;
- симетрично розташовані і розвинені в плані діафрагми і ядра жорсткості;
- застосування несучих зовнішніх стін, розміщених по контуру будівлі;
- улаштування жорстких дисків перекриттів, що об'єднують

вертикальні несучі конструкції і виконують функції горизонтальних діафрагм жорсткості при дії горизонтальних навантажень;

- застосування жорстких вузлових з'єднань між несучими вертикальними і горизонтальними конструкціями;
- улаштування горизонтальних поясів жорсткості (аутригерів), що включають в роботу периметральні колони каркаса.

Стійкість і просторова жорсткість багатоповерхової гібридної будівлі забезпечується вертикальними елементами жорсткості, які сприймають горизонтальні навантаження, що передаються диском перекриття. В якості вертикальних елементів жорсткості слід застосовувати:

- залізобетонні діафрагми і ядра жорсткості;
- дерев'яні вертикальні в'язі;
- дерев'яні аутригери (поверхи жорсткості).

В якості діафрагм або ядра жорсткості, поряд з відомими рішеннями збірних або монолітних залізобетонних конструкцій, можуть застосовуватися багат шарові клеєні дерев'яні панелі (рис. 2.3).

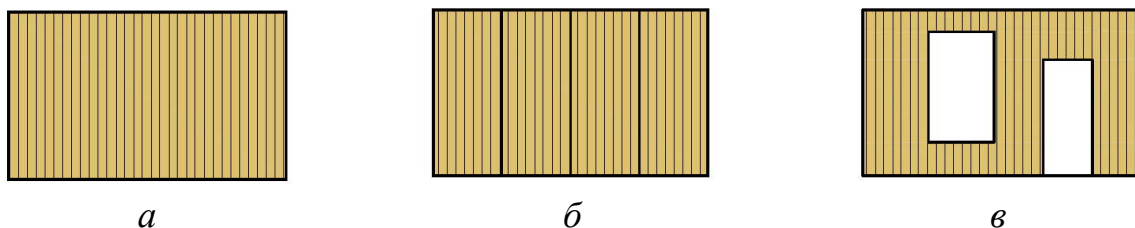


Рисунок 2.3 – Збірні діафрагми жорсткості з багат шарових клеєних дерев'яних панелей: а) суцільна панель; б) панель з кількох частин; в) панель з отворами

Для виготовлення вертикальних в'язей доцільно використовувати стрижневі елементи з клеєної деревини. По конфігурації вертикальні зв'язки можуть мати хрестову, трикутну або порталну решітки (рис. 2.4).

Аутригери являють собою горизонтальний пояс жорсткості, що складається з просторової ферми, що розташовується по зовнішнім колонам, і вертикальних зв'язків, які з'єднують ферму з центральним ядром.

Конструктивні елементи просторової ферми аутригера виконуються із клеєного дерев'яного, LVL або PSL бруса. Сутність роботи аутригерів у багатоповерхових гібридних будівлях проілюстрована на рис. 2.5.

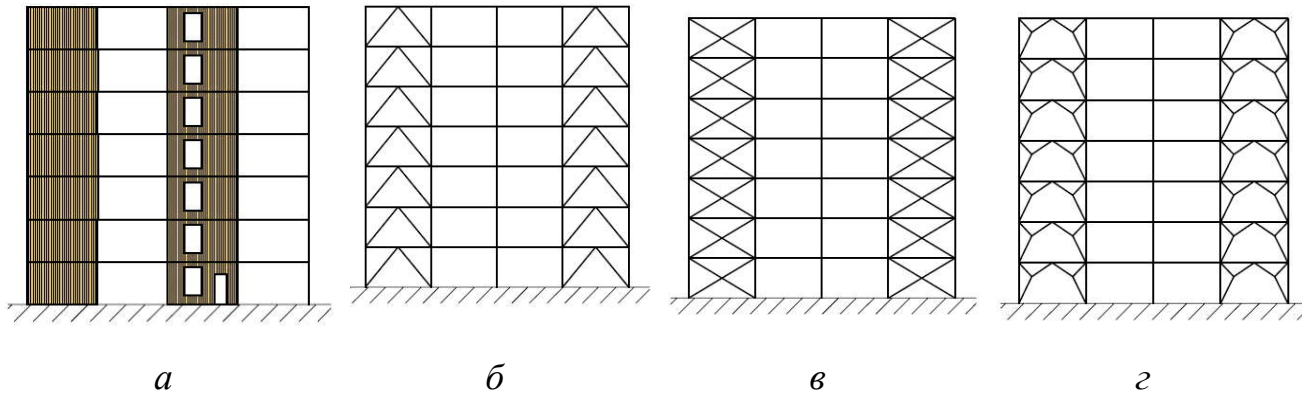


Рисунок 2.4 – Схеми улаштування вертикальних в'язей: а) з багатошарових клеєних дерев'яних панелей; б) з трикутною решіткою; в) з хрестоподібною решіткою; г) з порталною решіткою

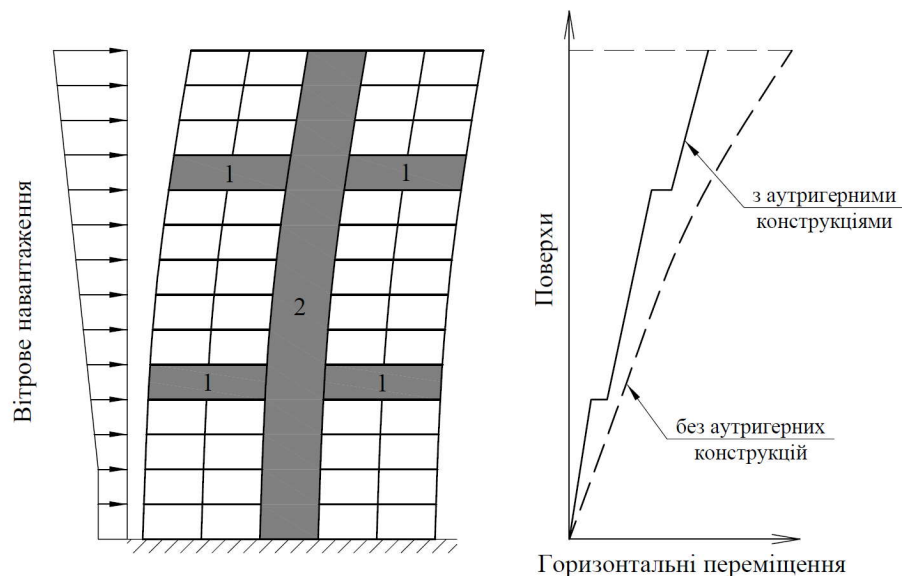


Рисунок 2.5 – Сутність роботи аутригерів у гібридних багатоповерхових будівлях: 1 – аутригерна конструкція; 2 – ядро жорсткості

Елементи аутригера включають в роботу периметральні колони каркаса. Горизонтальне навантаження, частково сприймається ядром жорсткості, а частково - периметральними колонами, які перешкоджають горизонтальному переміщенню ядра жорсткості та елементів каркасу будівлі. Ступінь сумісної

роботи ядра жорсткості і периметральних колон підвищується зі збільшенням числа поясів жорсткості. Кількість і розташування аутригерів обґрунтовується розрахунком.

2.2 Конструктивні рішення несучих конструкцій для гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель

2.2.1 Елементи каркасу гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель та вимоги щодо їх проектування

Конструктивні рішення елементів каркасу (балок, колон та стін) за технічними рішеннями не відрізняються від таких, що застосовуються в сучасному дерев'яному будівництві. Колони та балки мають прямокутний переріз та виконуються з інженерної деревини (клеєного, LVL, PSL бруса тощо). В свою чергу стінові елементи, як правило, виготовляються з перехресно-клеєних дерев'яних панелей. Діафрагми та ядра жорсткості виконуються із залізобетону або перехресно-клеєних дерев'яних панелей.

Для забезпечення відповідності елементів каркасу критеріям несучої здатності та експлуатаційної придатності необхідне виконання наступних вимог:

- розділу 9 ДБН В.2.6-161:2017 [147] при розрахунку дерев'яних конструкцій за граничними станами несучої здатності;
- розділу 10 ДБН В.2.6-161:2017 [147] та ДСТУ Б В.1.2-3:2006 [253] при розрахунку дерев'яних конструкцій за граничними станами експлуатаційної придатності.

Істотною відмінністю елементів каркасу гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель є залежність розмірів поперечного перерізу не тільки від вимог механічного опору та стійкості, але й від критеріїв, пов'язаних із забезпеченням пожежної безпеки:

- збереження несучої здатності конструкцій протягом визначеного часу;
- обмеження поширення вогню та диму в будівлі, а також на сусідні споруди і прилеглі території;
- забезпечення евакуації людей із будівлі.

Для забезпечення вогнестійкості елементи каркасу мають відповідати критеріям несучої здатності під час пожежі (R). Ступінь та класи вогнестійкості багатоповерхових гібридних будівель та їх конструктивних елементів в залежності від поверховості та призначення приведена в табл. 2.1.

Таблиця 2.1 – Ступінь та класи вогнестійкості багатоповерхових гібридних будівель та їх конструктивних елементів (на основі [254-256])

Призначення будівлі	Поверховість (умовна висота)	Ступінь вогнестійкості	Класи вогнестійкості конструктивних елементів	
			Колони	Міжповерхові перекриття
Житлова / громадська	5	III	R 120	R 45
	10 (до 47 м)	II	R 120	R 45
	25 (до 73.5 м)	I	R 150	R 60

Визначення розмірів поперечного перерізу елементів каркасу необхідно виконувати з урахуванням критеріїв вогнестійкості [257, 258]:

$$\sigma_{d,fi} \leq f_{d,fi}, \quad (2.1)$$

де $\sigma_{d,fi}$ – розрахункове значення напружень під час пожежі;

$f_{d,fi}$ – розрахунковий опір під час пожежі.

Розрахункове значення напружень під час пожежі слід визначати з урахуванням характеристик приведенного поперечного перерізу (рис. 2.6).

Розміри приведеного поперечного перерізу залежать від глибини обвуглювання:

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 d_0, \quad (2.2)$$

де d_0 – товщина шару «нульової» міцності ($d_0=7\text{мм}$);

k_0 – коефіцієнт, який для незахищених поверхонь приймається рівним 1;

$d_{char,n}$ – розрахункове значення умовної глибини обвуглювання, яке визначається за формулою:

$$d_{char,n} = \beta_n t, \quad (2.3)$$

β_n – розрахункова швидкість обвуглювання, що складає $\beta_n=0.7$ мм/хв.;

t – розрахункова тривалість пожежі (табл. 2.1).

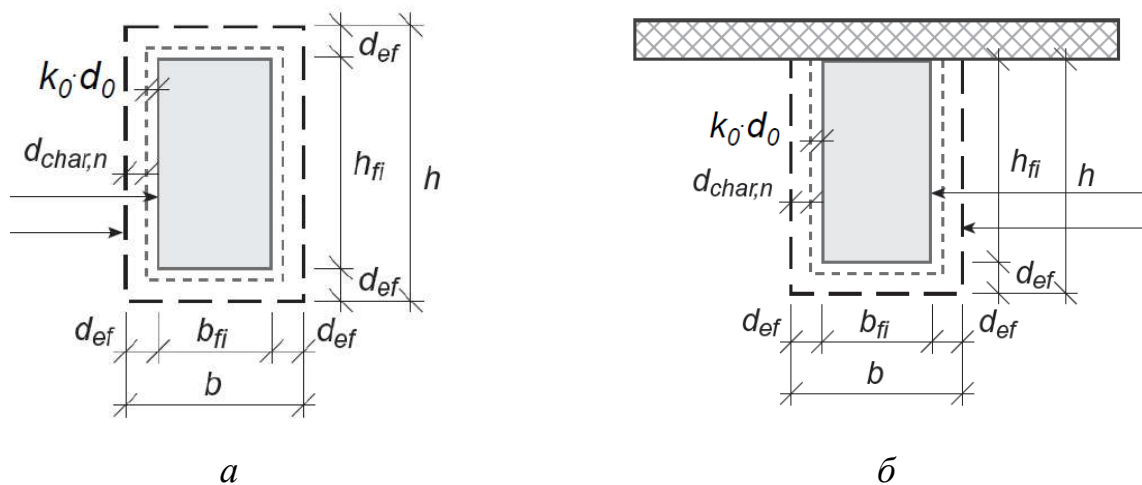


Рисунок 2.6 – До визначення ефективного перерізу під час пожежі:

а) колони; б) балки перекриття

Для підвищення вогнестійкості конструктивного елемента застосовується захисна обробка або обшивка. При цьому час до початку обвуглювання зменшується на час t_{ch} . З моменту t_a швидкість обвуглювання знову приймає значення, як для випадку без захисної обшивки і становить $\beta_n=0.7$ мм/хв, при цьому глибина обвуглювання відповідає меншому значенню глибини

обвуглювання аналогічної конструкції без протипожежної обшивки або товщині 25 мм (рис. 2.7). Час до початку обвуглювання залежить від типу протипожежного захисту, наприклад, при застосуванні обшивки з вогнестійких гіпсокартонних плит:

$$t_{ch} = 2.8h_p - 14, \quad (2.4)$$

де h_p – товщина вогнезахисної плити.

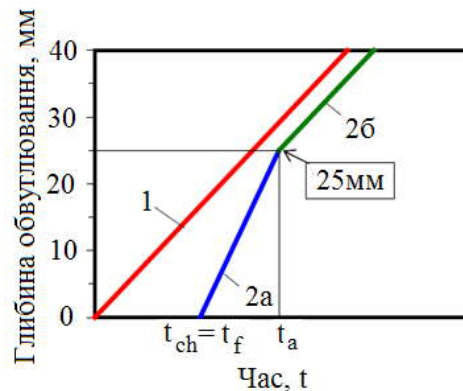


Рисунок 2.7 – Залежність глибини обвуглювання від тривалості пожежі (на основі [259]): 1 – без захисної обробки; 2 – при наявності протипожежного захисту; t_{ch} – час до початку обвуглювання; t_f – час до руйнування захисної обшивки; t_a – час, з якого швидкість обвуглювання приймає значення, як для випадку без захисної обшивки

Розрахунковий опір під час пожежі визначається за формулою [257, 258]:

$$f_{d,fi} = k_{mod,fi} \frac{f_{20}}{\gamma_{M,fi}}, \quad (2.5)$$

де $k_{mod,fi}$ – коефіцієнт модифікації, що враховує тривалість дії навантаження та вміст вологи в деревині;

$\gamma_{M,fi}$ – частковий коефіцієнт безпеки деревини при пожежі;

f_{20} – 20% квантиль міцності при нормальній температурі, що визначається за формулою:

$$f_{20} = k_{fi} f_k, \quad (2.6)$$

k_{fi} – коефіцієнт, що залежить від виду деревини (згідно рекомендацій [258], $k_{fi}=1.25$ – для цільної деревини; $k_{fi}=1.15$ – для клеєної деревини; $k_{fi}=1.1$ – для LVL).

З урахуванням вищенаведених положень були отримані дані щодо розмірів поперечних перерізів колон та балок каркасу багатопверхових гібридних будівель. Графіки залежності розмірів поперечного перерізу колон від навантаження для класу вогнестійкості R120 та R150 без захисної обробки, а також із захисною обшивкою гіпсокартонними панелями товщиною 18 мм приведено на рис. 2.8 та 2.9. Для отримання графіків було прийнято квадратний переріз колони, коефіцієнт подовжнього згину $k_{c,fi}=0.25$ та величина подовжньої сили в діапазоні $N=400..1000$ кН.

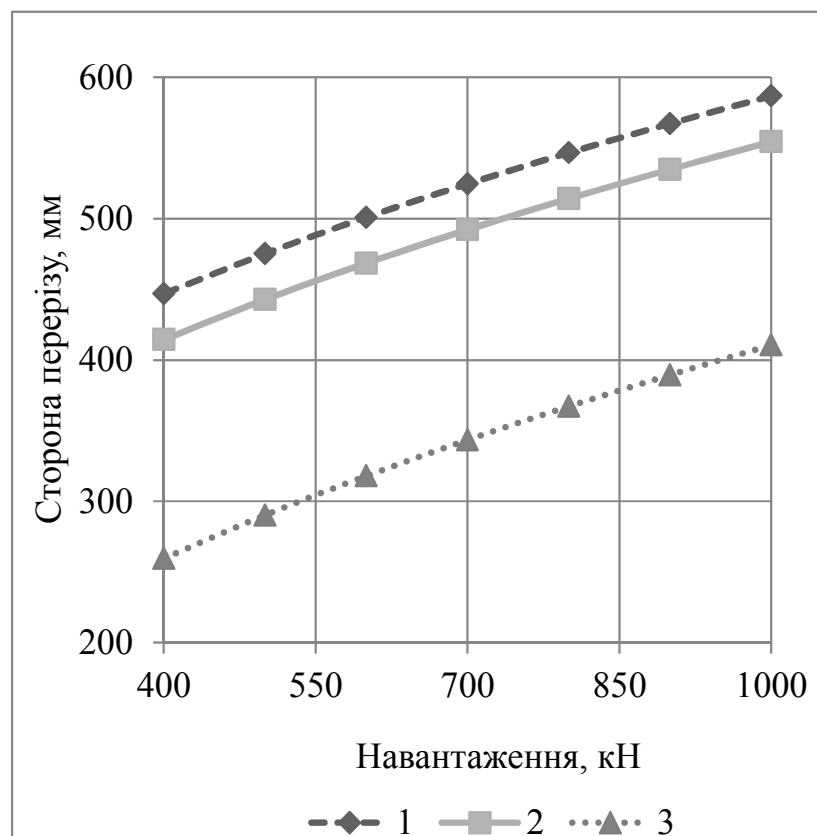


Рисунок 2.8 – Графік залежності розмірів поперечного перерізу колон класу вогнестійкості R120 від навантаження: 1 - без захисної обробки; 2 - із захисною обшивкою; 3 – без врахування вимог вогнестійкості

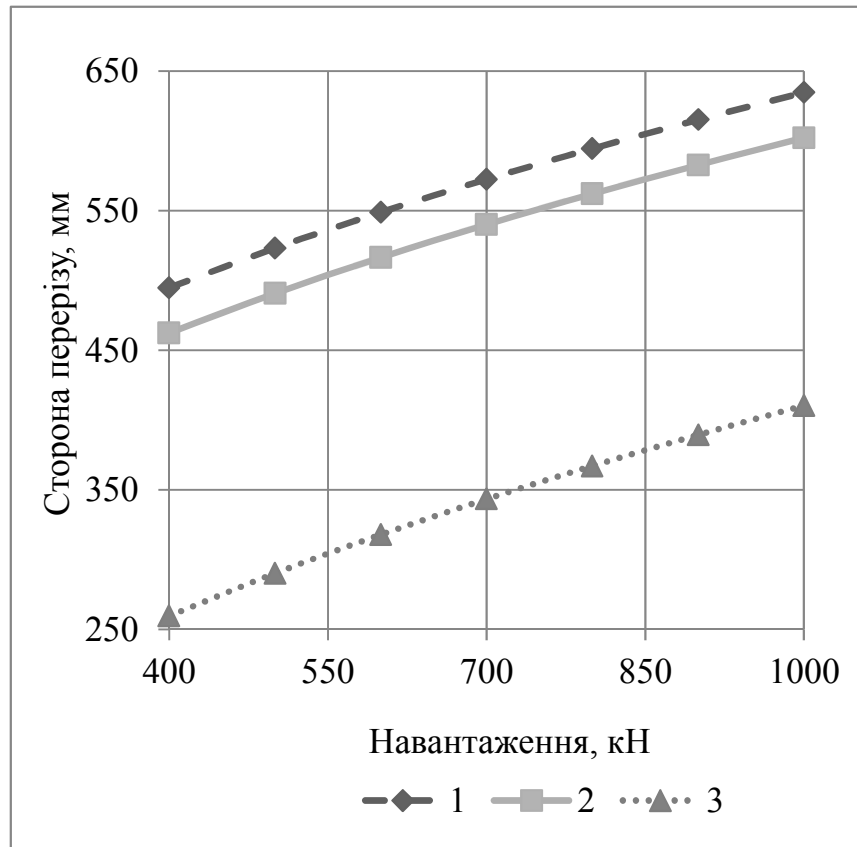


Рисунок 2.9 – Графік залежності розмірів поперечного перерізу колон класу вогнестійкості R150 від навантаження: 1 - без захисної обшивки; 2 - із захисною обшивкою; 3 – без врахування вимог вогнестійкості

З отриманих даних видно, що для дотримання вимог по вогнестійкості необхідне збільшення розміру сторін поперечного перерізу колони без застосування захисної обшивки в 1.4-1.7 разів для класу R120 та в 1.5-1.9 разів для класу R150 в залежності від навантаження; відповідно, при застосуванні захисної обшивки в 1.3-1.6 разів для класу R120 та в 1.4-1.7 разів для класу R150.

При цьому захисна обшивка дозволяє зменшити розмір сторони поперечного перерізу колони на 30-40 мм при забезпеченні необхідної вогнестійкості.

Графіки залежності ширини поперечного перерізу балок від навантаження для класів вогнестійкості R45 та R60 без захисної обшивки приведено на рис. 2.10 та 2.11.

Для побудови графіків було прийнято прямокутний переріз балки зі співвідношенням сторін $b/h=0.5$ (b – ширина та h – висота перерізу), довжина

прольоту $L=3; 4; 5$ та 6 м, а також величина погонного навантаження $q=10..30$ кН.

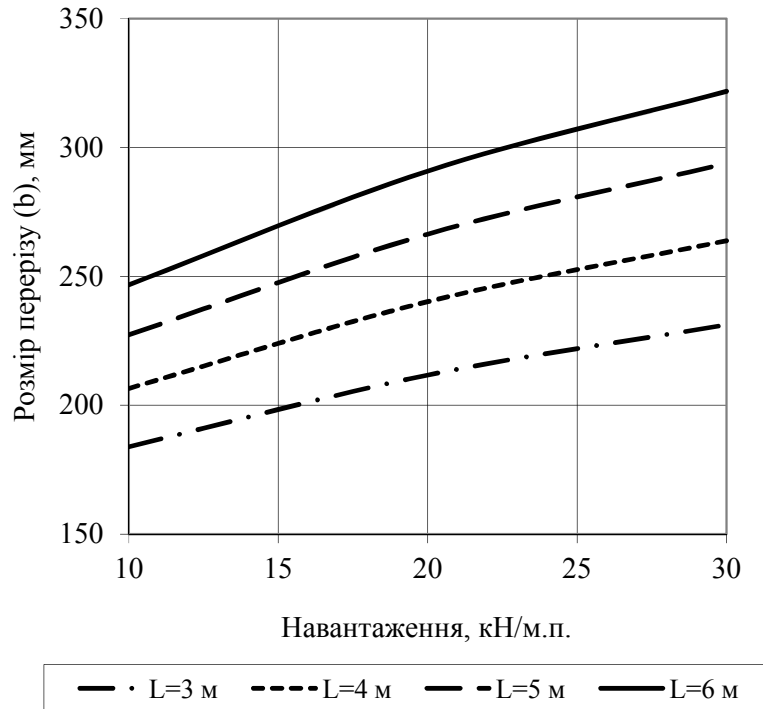


Рисунок 2.10 – Графік залежності ширини поперечного перерізу балок класу вогнестійкості R45 від навантаження

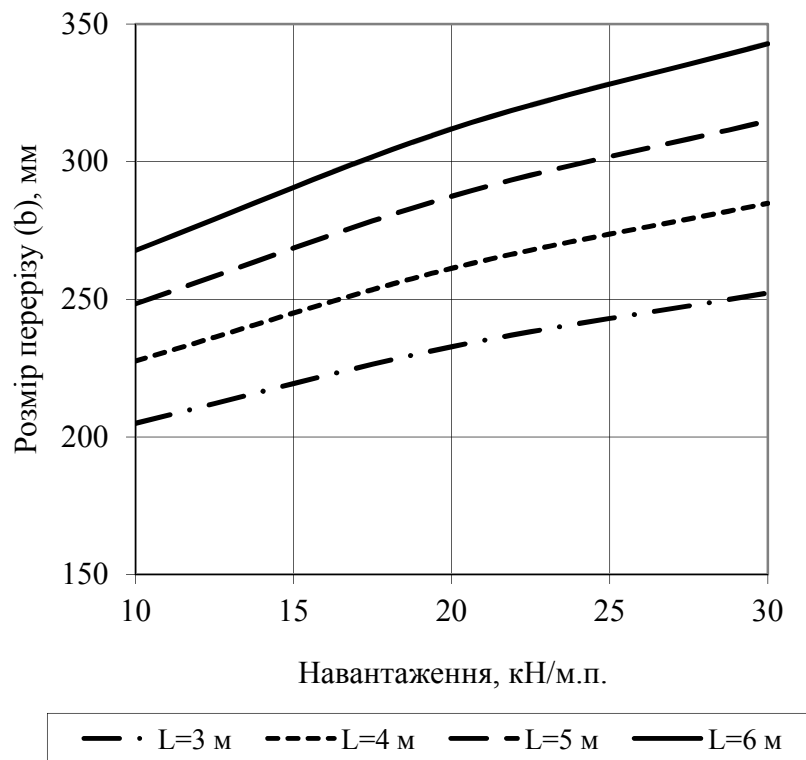


Рисунок 2.11 – Графік залежності ширини поперечного перерізу балок класу вогнестійкості R60 від навантаження

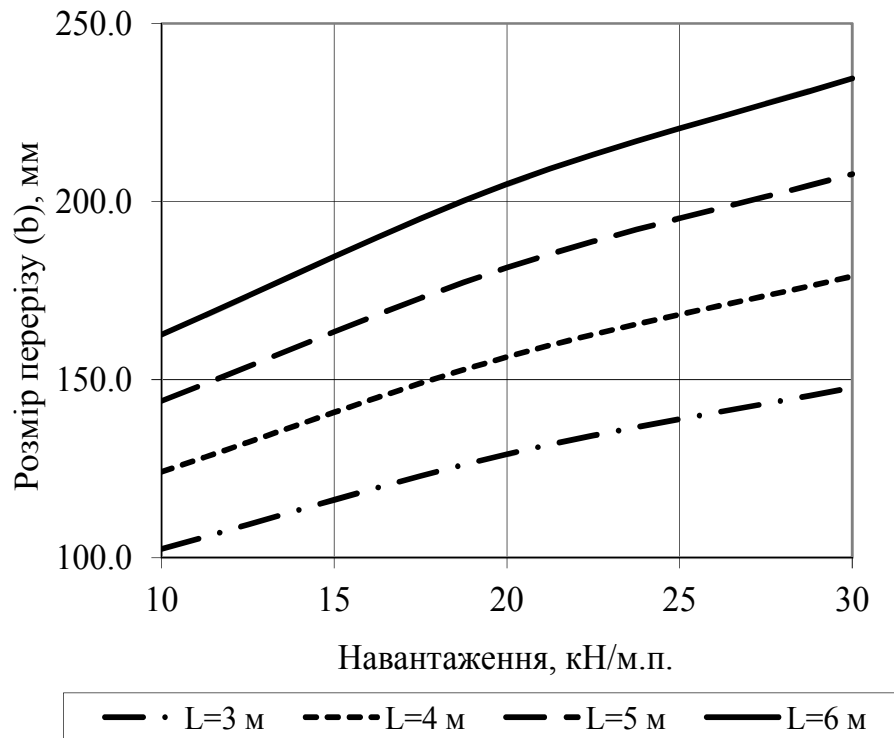


Рисунок 2.11 – Графік залежності ширини поперечного перерізу балок без врахування вимог щодо вогнестійкості

З отриманих даних видно, що для дотримання вимог по вогнестійкості без застосування захисної обшивки необхідне збільшення ширини поперечного перерізу балок в 1.4-1.8 разів для класу R45 та в 1.5-2 разів для класу R60 в залежності від навантаження.

2.2.2 Конструктивні рішення перекриттів гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель

Конструкція перекриттів в гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівлях повинна задовольняти вимогам:

- забезпечення несучої здатності та жорсткості згідно чинних норм проектування;
- створення протипожежних відсіків в межах окремого поверху;
- можливості вільного планування приміщень;

– максимально можливого використання деревини та інженерних виробів на її основі з точки зору відповідності критеріям стійкого розвитку.

З урахуванням вищенаведених вимог запропоновано конструктивні рішення збірно-монолітного та збірного ребристого дерево залізобетонного перекриття.

Конструкція збірно-монолітного перекриття (рис. 2.12) складається з головних та другорядних балок, по верхній площині яких встановлюється незнімна опалубка та влаштовується монолітна плита із залізобетону або ґрунтобетону, армованого металевою або композитною арматурою.

Відмінністю збірного перекриття (рис. 2.13) є застосування в якості другорядних балок елементів складеного таврового перерізу, які в свою чергу містять дерев'яну балку та плиту.

Для зменшення величини згинального моменту в прольоті застосовується нерозрізна схема роботи другорядних балок. Для цього в плиті влаштовуються випуски арматурних стержнів, які поєднуються з випусками з плиті в балці суміжного прольоту, після чого виконується бетонування стику. При цьому виконується розрахунок армування плити на дію від'ємного згинального моменту на опорі.

Конструкція перекриття поєднує позитивні властивості двох матеріалів: залізобетон плити сприймає переважно напруження стиску, тоді як дерев'яна балка – розтягу. Спільна робота балки та плити забезпечується за рахунок металевих з'єднувальних елементів, в якості яких передбачається застосування елементів нагельного типу, металевих зубчастих пластин, шурупів, вкручених під кутом до горизонтальної площини перекриття, тощо.

Від існуючих аналогів пропоновані конструкції відрізняються застосуванням балок складеного перерізу (двотаврових з OSB стінкою та поличками із суцільного дерев'яного бруса) або у вигляді ферм із суцільного або клеєного бруса (рис. 2.14), поряд із традиційними варіантами з клеєної деревини суцільного перерізу або CLT-панелями.

Перевагою такої конструкції є можливість перекриття великих прольотів.

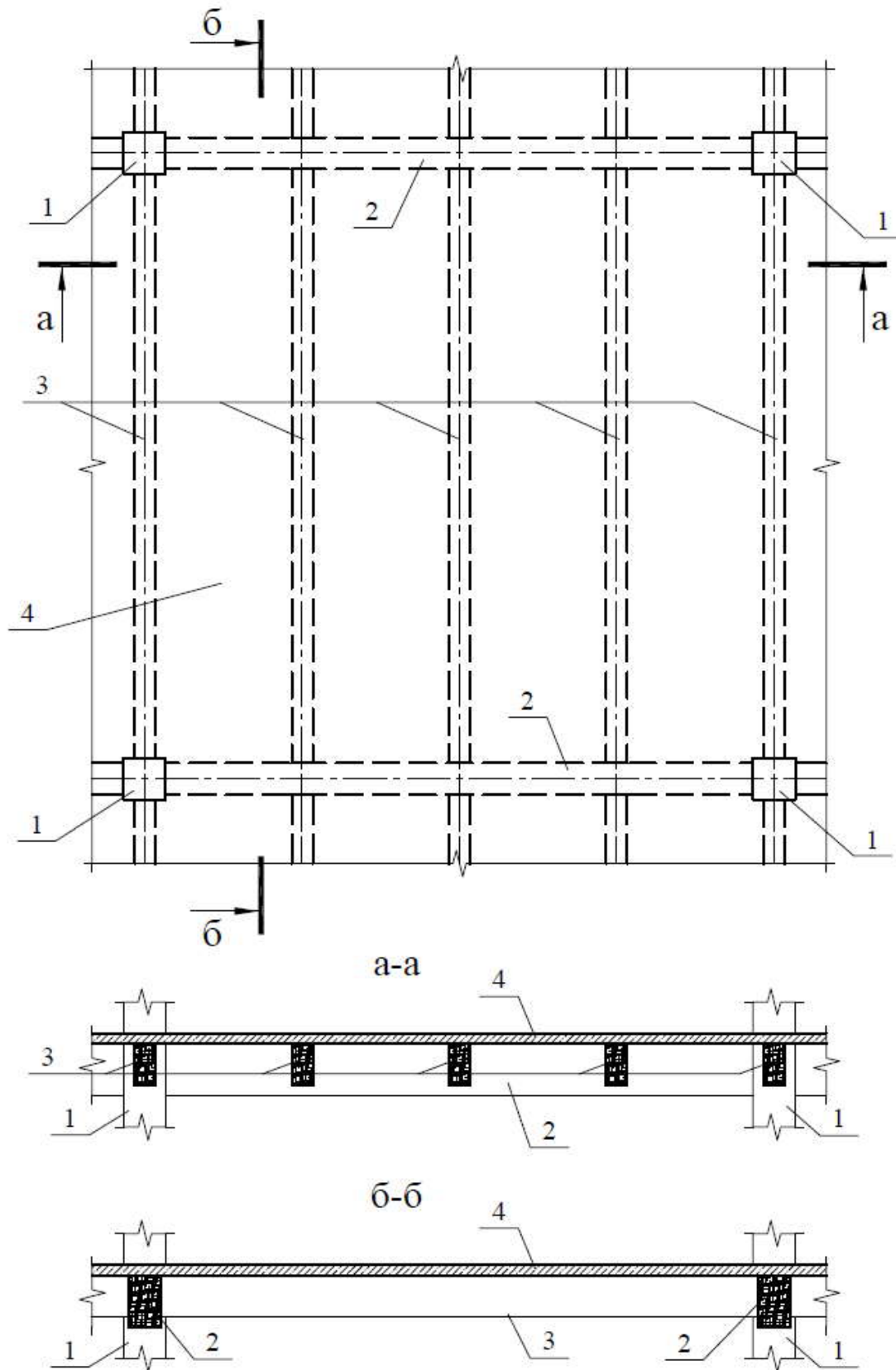


Рисунок 2.12 – Схема збірно-монолітного гібридного деревозалізобетонного перекриття: 1 – колони; 2 – головні балки; 3 – другорядні балки; 4 – монолітна залізобетонна або армована ґрунтобетонна плита

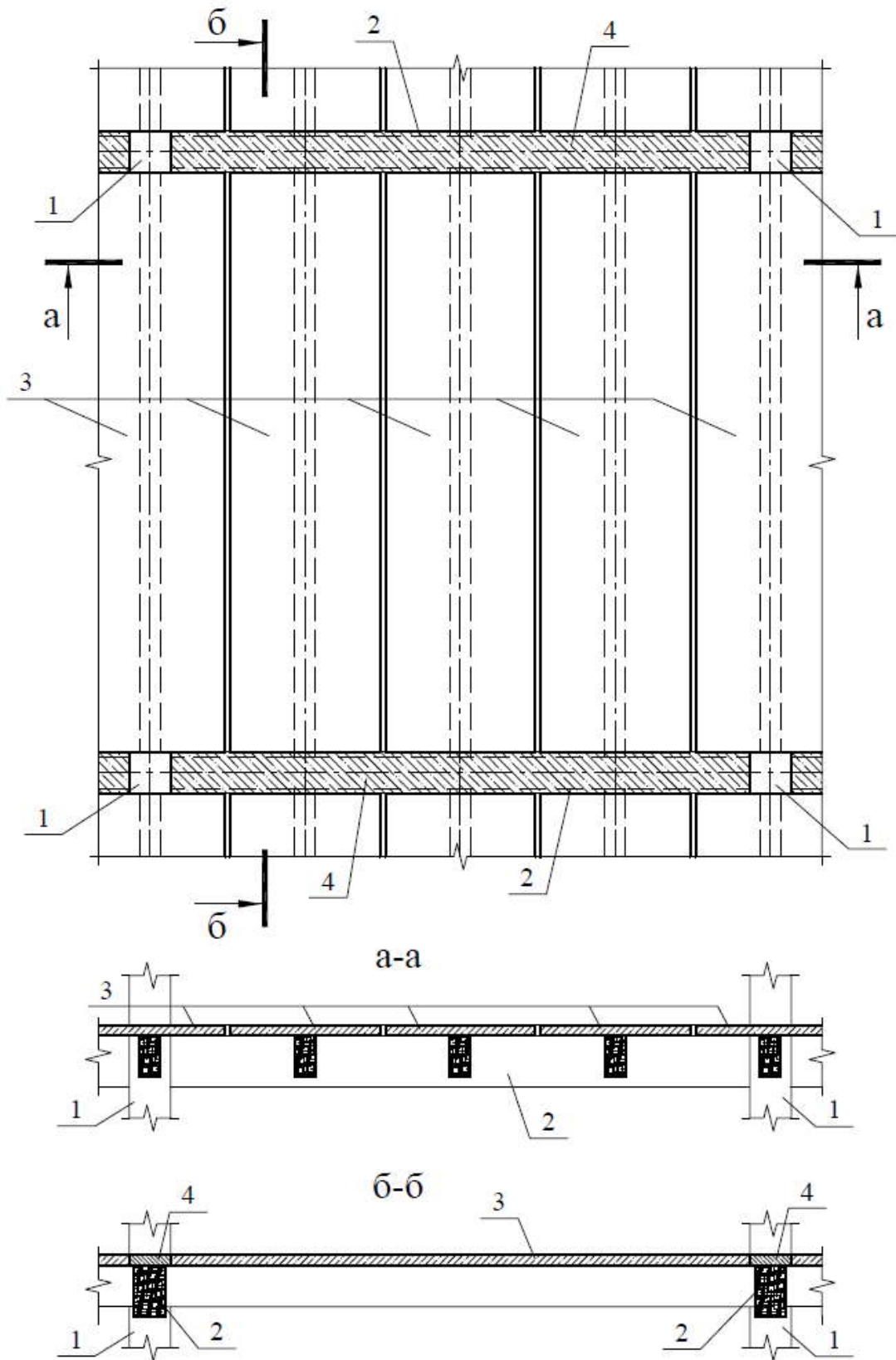


Рисунок 2.13 – Схема збірного гібридного деревобетонного перекриття: 1 – $L < Y$ колони; 2 – головні балки; 3 – другорядні деревобетонні балки таврового перерізу; 4 – бетон замонолічування

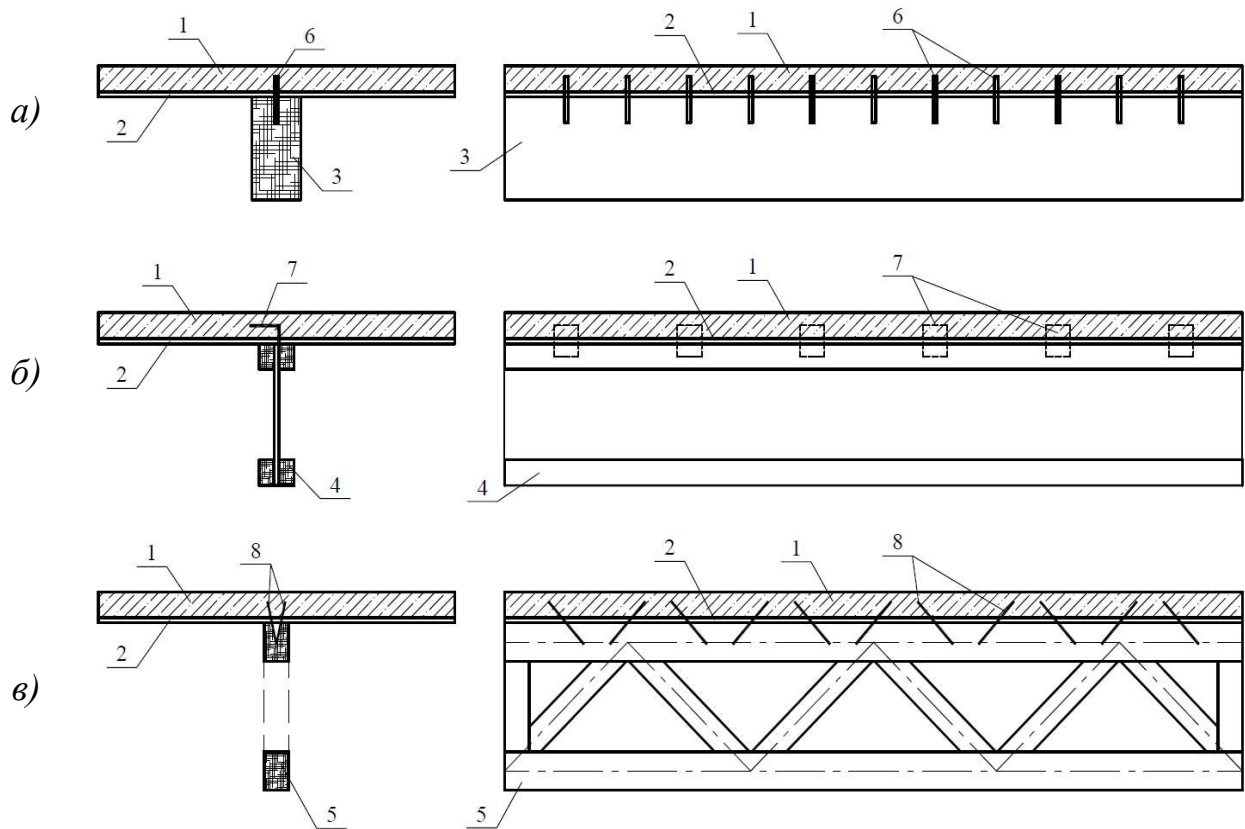


Рисунок 2.14 – Варіанти конструкцій другорядних деревобетонних балок:

а) з балками суцільного перерізу; б) з балками складеного перерізу;

в) з фермами на металевих зубчастих пластинах;

1 – залізобетонна або армована ґрунтобетонна плита; 2 – незнімна опалубка;

3 – клеєний дерев'яний брус; 4 – двотаврова балка складеного перерізу;

5 – ферма; 6 – механічні в'язи нагельного типу; 7 – металеві зубчасті пластини;

8 – шурупи або цвяхи під кутом

При попередній компоновці перекриття (рис. 2.15) товщина плити приймається мінімальною в межах $h_1 = 50 - 150 \text{ мм}$. Армування плити виконується сталевією арматурою $\varnothing 3..10$ класу Вр-I, А240С або композитною арматурою.

Крок другорядних балок перекриття призначається $l_1 \leq \frac{1}{4} L_{2.б.}$ (де $L_{2.б.}$ – довжина прольоту в напрямку головної балки). Розміри другорядної балки приймається: висота $h_2 = \left(\frac{1}{15} .. \frac{1}{25} \right) L_{2.б.}$; ширина $b_2 = (0.3..0.5)h_2$.

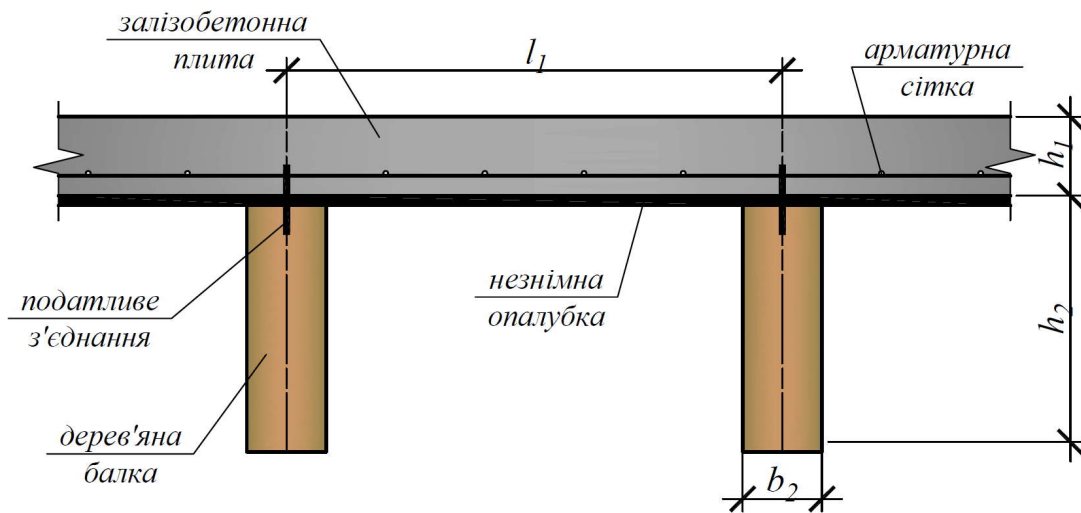


Рисунок 2.15 – Геометричні параметри деревобетонного перекриття

Мінімальна довжина анкерування з'єднувального елемента в дерев'яній балці [147, 167, 168] становить $8d$ (де d – діаметр з'єднувального елемента). Анкерування з'єднувального елемента в залізобетонній плиті забезпечується його фіксацією до арматурної сітки.

Балки суцільного перерізу застосовуються при прольотах до 6 м включно. У випадку необхідності перекриття більших прольотів застосовуються балки складеного перерізу та ферми на металевих зубчастих пластинах.

Методологія визначення внутрішніх зусиль в елементах деревозалізобетонного перекриття з урахуванням податливості з'єднувального елемента розглядається в розділі 5.

За аналогією зі збірно-монолітним залізобетонним перекриттям, спільна робота залізобетону та деревини в конструкції перекриття, окрім застосування металевих з'єднувальних елементів, може забезпечуватися шляхом улаштування неармованих бетонних шпонок. Сутність з'єднання полягає у виконанні в дерев'яній балці порожнин прямокутної форми з рівномірним по довжині балки кроком, які заповнюються бетоном (рис. 2.16). Механізм роботи шпонок полягає у сприйнятті зсувних зусиль, що діють вздовж контактної поверхні між елементами. Робота шпонок в конструкції збірно-монолітного залізобетонного перекриття була досліджена в роботі [260]. При цьому було

встановлено, що збірні і монолітні елементи перекриття працюють, як єдина конструкція, а зміщення елементів в зоні улаштування шпонки фактично відсутні. З огляду на це, шпонки доцільно використовувати для мінімізації відносного зміщення між деревиною та бетоном та забезпечення більш високої жорсткості та ефективнішої роботи конструкції. Можливе одночасне застосування шпонок зі з'єднувальними елементами нагельного типу. Недоліком даного варіанту є зменшення перерізу деревини через улаштування виїмки під шпонку в дерев'яній балці.

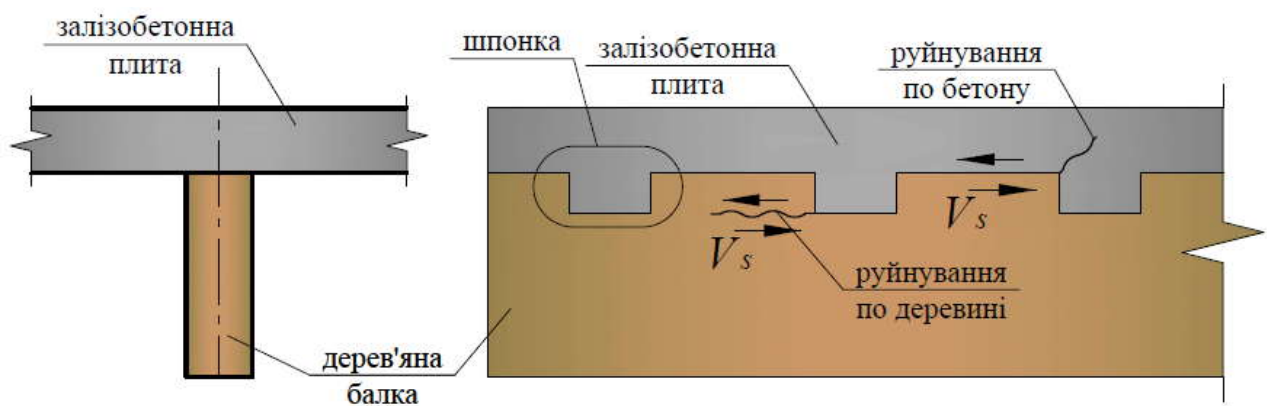


Рисунок 2.16 – Деревозалізобетонне гібридне перекриття зі з'єднанням у вигляді неармованих бетонних шпонок

Шпонкове з'єднання передбачає роботу як бетону, так і деревини. Руйнування з'єднання можливе внаслідок недостатньої несучої здатності на стиск по поверхнях контакту (зминання) і на зріз по гранях виступів або виїмок.

Умова міцності бетону шпонки на стиск по поверхні контакту має вигляд:

$$V_s \leq f_{cd} \cdot t_n \cdot l_n \quad (2.7)$$

Умова міцності бетону шпонки на зріз має вигляд:

$$V_s \leq 2f_{ctd} \cdot h_n \cdot l_n \quad (2.8)$$

де V_s – зусилля, що передається через шпонки;

t_n, l_n – глибина та ширина шпонки;

$h_{n,c}$ – висота шпонки по бетону;

f_{cd}, f_{ctd} – відповідно, міцність бетону на стиск та розтяг.

Умова міцності деревини на сколювання в зоні улаштування шпонки має вигляд:

$$V_s \leq f_{v,d} \cdot h_{n,w} \cdot l_n, \quad (2.9)$$

де $f_{v,k}$ – розрахункова міцність деревини на сколювання;

$h_{n,w}$ – висота шпонки по деревині;

У вищенаведених формулах, $t_n \times l_n$ – площа стиску (змінання) бетону, а $h_{n,c} \times l_n$ – площа зрізу бетону шпонки, $h_{n,w} \times l_n$ – площа сколювання деревини в зоні улаштування шпонки. Геометричні параметри шпонки приведені на рис. 2.16.

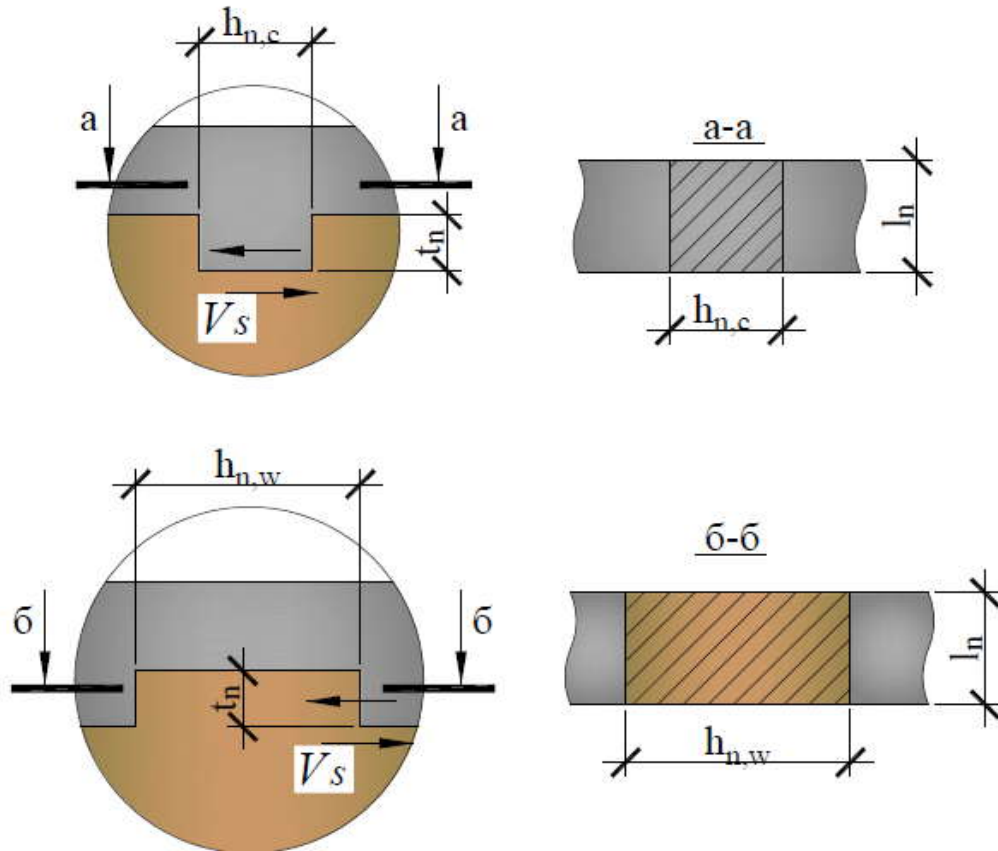


Рисунок 2.16 – До визначення геометричних параметрів шпонки

2.3 Конструктивні рішення вузлів з'єднань несучих конструкцій гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель

Для каркасів гібридних багатоповерхових будівель характерна велика кількість вузлових сполучень, за допомогою яких конструктивні елементи (балки, колони, вертикальні в'язі, діафрагми та ядра жорсткості) в сукупності утворюють єдину просторову систему. До вузлів сполучень висуваються підвищені вимоги щодо міцності, забезпечення передачі зусиль між конструкціями та незмінності їх взаєморозташування. Окрім цього, з'єднання повинні задовольняти вимогам щодо технологічності при виконанні монтажних робіт, забезпечувати геометричну точність з'єднання елементів і, за можливістю, розташовуватися в зонах з мінімальними зусиллями.

В якості характерних вузлів з'єднань несучих конструкцій багатоповерхових будівель гібридної системи можна виділити:

- стики колон по висоті;
- стики колон з фундаментом;
- сполучення балок та колон;
- сполучення балок та залізобетонних діафрагм або ядра жорсткості;
- з'єднання вертикальних в'язей з колонами та балками.

Стики колон по висоті слід розміщувати в зоні дії найменшого згинального моменту. Основною вимогою до стиків колон є забезпечення співвісної передачі поздовжнього зусилля, а також рівномірний розподіл напружень стиску по площі поперечного перерізу. Варіанти улаштування стиків колон приведені на рис. 2.17.

В обох варіантах стик дерев'яних клеєних колон виконується із розташуванням від рівня верху перекриття на висоті, що відповідає зоні найменших згинальних моментів. Окрім цього, на відміну від існуючих [37-39], запропоноване рішення забезпечує відсутність розривів елемента в рівні перекриттів. Для забезпечення підвищеного опору горизонтальним навантаженням до металевих пластини на торцах колон приварюються

коротиші з сталевих труб. Діаметри труб підбираються таким чином, щоб труба на торці верхньої колони входила в трубу на торці нижньої. Зменшення деформативності стику досягається шляхом застосування вклеєних стержнів.

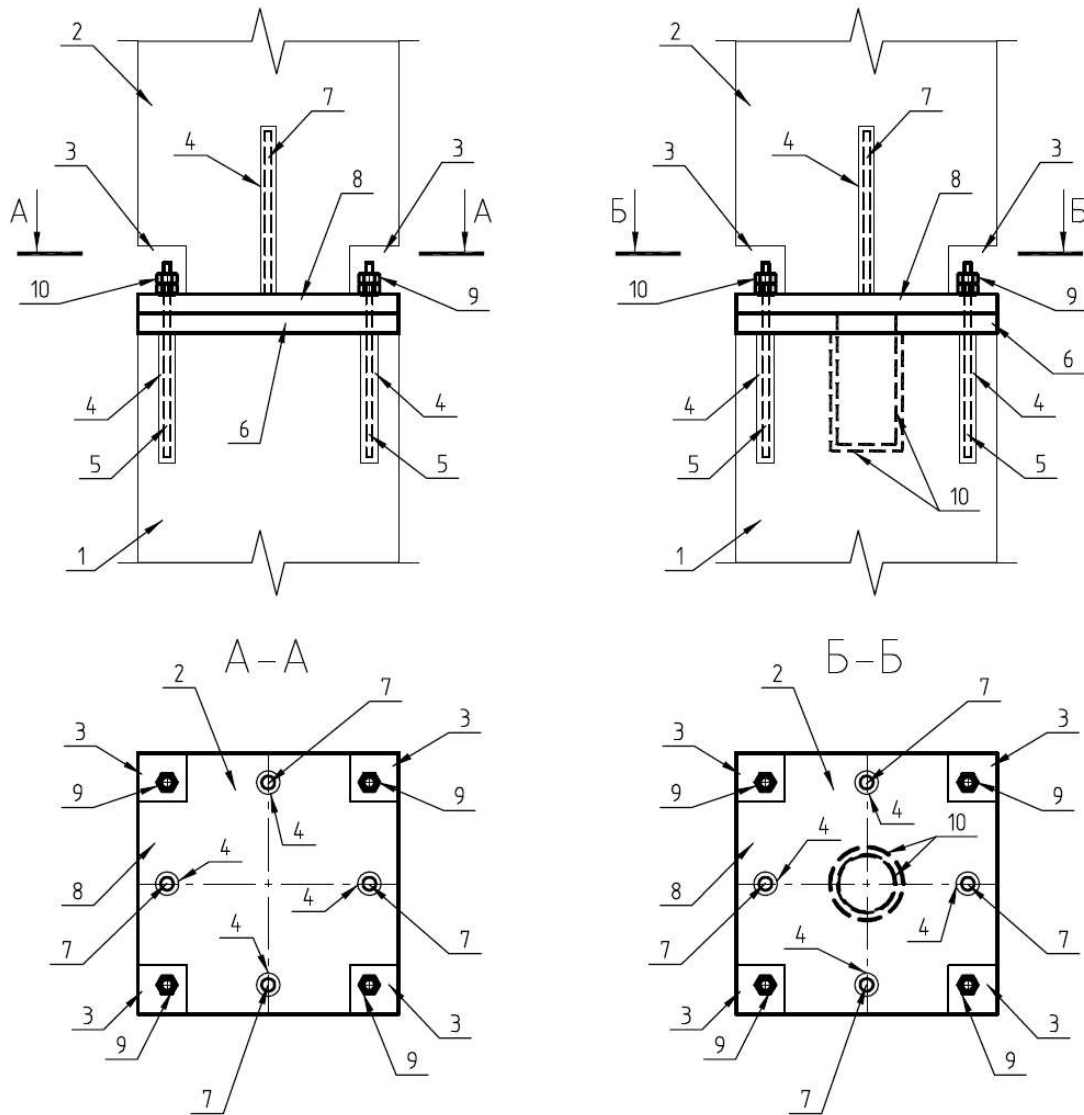


Рисунок 2.17 – Варіанти улаштування стиків колон по висоті:

1 - колона нижнього поверху; 2 – колона верхнього поверху; 3 – вирізи на торці колони; 4 - глухі отвори на торці колони; 5 - вклеєні стержні з різьбою на вільному кінці; 6 – металева пластина; 7 – вклеєні стержні; 8 - металева пластина з отворами; 9 – гайки; 10 - коротиші зі сталевих труб різного діаметру

Стики колон з фундаментом піддаються дії значних навантажень та мають забезпечувати надійне з'єднання елементів. Підвищення несучої

здатності сполучення дерев'яних колон з фундаментом можливе за рахунок використання з'єднання з врізаною в масив деревини металевою пластиною та металевими з'єднувальними елементами (болтами). Конструктивне рішення вузла сполучення дерев'яної клеєної колони з фундаментом приведено на рис. 2.18.

Для виконання сполучення в колоні попередньо прорізається роз'єм, в який при монтажі заводяться пластини. Спільна робота пластини та колони забезпечується болтами, що встановлюються в задалегідь висвердлені отвори в пластині та деревині. Таке рішення дозволяє підвищити вогнестійкість вузла, оскільки металеві болти та пластини, які мають низький опір впливу високих температур, приховані в тілі колони.

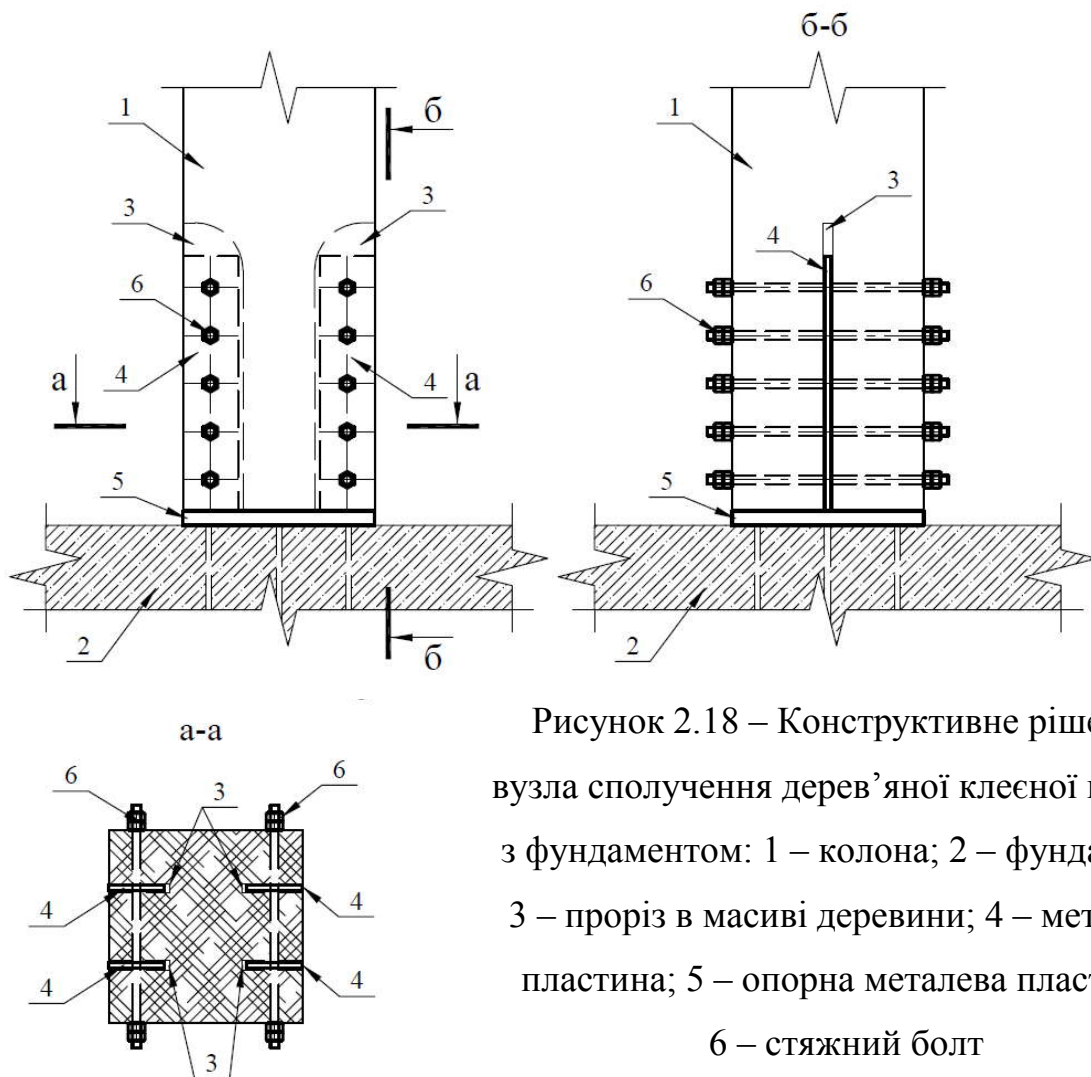


Рисунок 2.18 – Конструктивне рішення вузла сполучення дерев'яної клеєної колони з фундаментом: 1 – колона; 2 – фундамент; 3 – проріз в масиві деревини; 4 – металева пластина; 5 – опорна металева пластина; 6 – стяжний болт

Для сполучення клеєної дерев'яної балки та колони в гібридних багатоповерхових будівлях запропоновано два варіанта вузлів: шарнірний, який сприймає та передає на колону опорну реакцію балки, та жорсткий, який окрім опорної реакції сприймає згинальний момент. Загальний вигляд конструкції вузлів приведено на рис. 2.19.

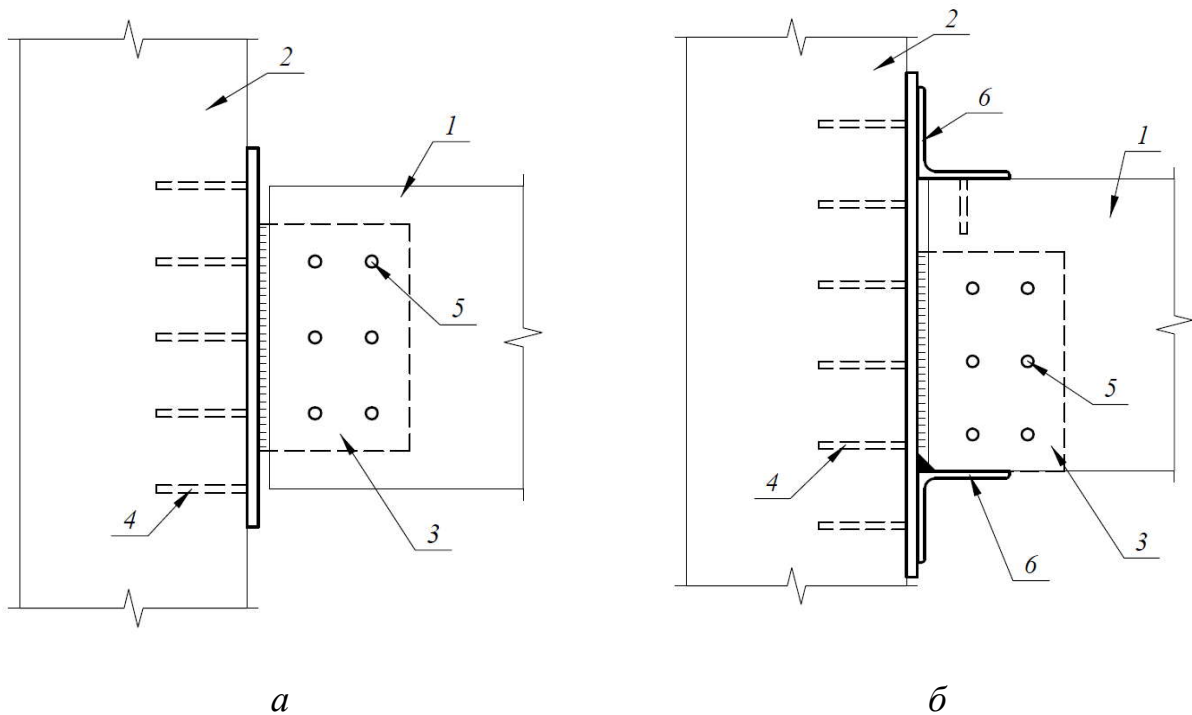


Рисунок 2.19 – Загальний вигляд конструкції вузлів сполучення клеєної дерев'яної балки та колони: а) шарнірний; б) жорсткий; 1 – балка; 2 – колона; 3 - Т-подібний зварний елемент; 4, 5 –шпильки; 6 – кутники

В шарнірному вузлі опорна реакція від балки на колону передається через з'єднання на шпильках та Т-подібний зварний металевий елемент. Жорсткий вузол з'єднання балки та колони, окрім опорної реакції, сприймає і передає на колону згинальний момент. В запропонованому конструктивному рішенні опорна реакція балки, передається на колону шпильками через Т-подібний зварний елемент. Опорний момент сприймається двома кутниками, які закріплюються до балки та приварюються до вертикальної пластини.

Запропоноване рішення відрізняється від існуючих тим, що Т-подібний зварний елемент кріпиться до колони на вклеєних шпильках. Це дозволяє зменшити кількість початкових мікрозазорів між поверхнею болтів та деревиною, що зумовлює появу початкових деформацій при навантаженні, а також знизити податливість з'єднання внаслідок нещільного примикання металевих елементів з'єднання до деревини.

Сполучення балок та залізобетонних конструкцій діафрагм або ядра жорсткості виконується по аналогії із вузлами, приведеними на рис. 2.19. При цьому Т-подібний зварний металевий елемент до бетонування встановлюється в проектне положення як закладна деталь.

З'єднання вертикальних в'язей з колонами та балками також доцільно виконувати з використанням металевих врізаних пластин та стяжних болтів або шпильок. Конструктивне рішення влаштування з'єднання вертикальних в'язей приведено на рис. 2.20.

Для рівномірної передачі зусилля від в'язі на колонну використовується опорна металева пластина, до якої приварюється врізана пластина.

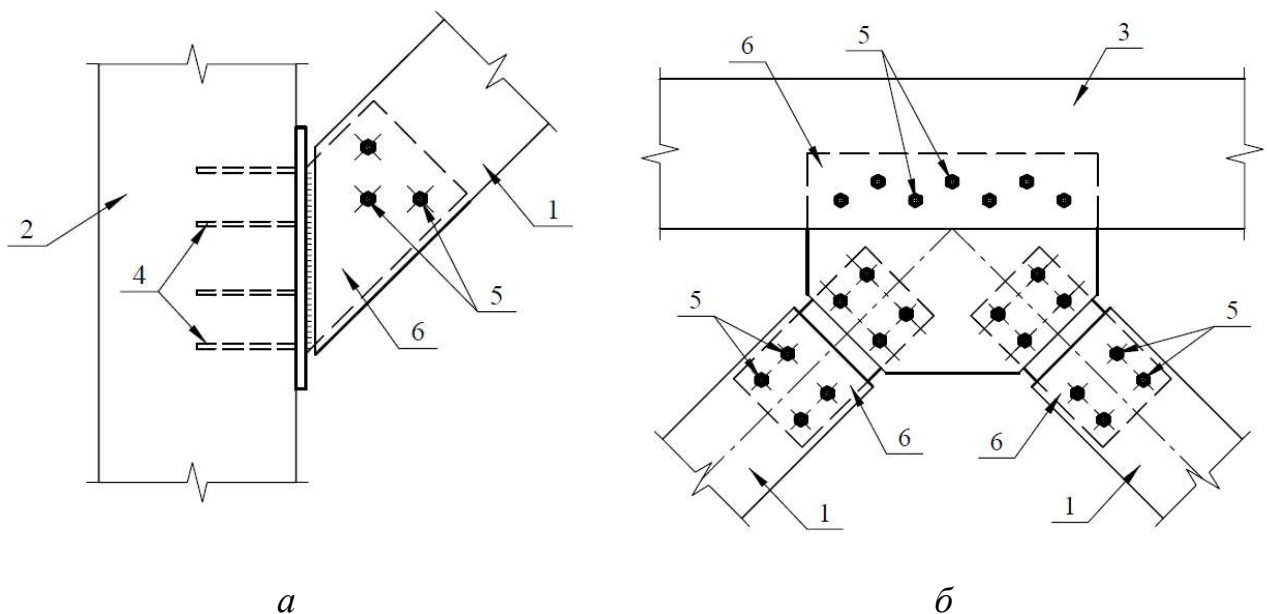


Рисунок 2.20 – Схема влаштування з'єднання вертикальних в'язей:

а) з колоною; б) з балкою;

1 – елемент вертикальних в'язей; 2 – колона; 3 – балка; 4 – вклеєні в деревиною колони стержні; 5 – стяжні болти або шпильки; 6 - врізані металеві пластини

2.4 Висновки до розділу 2

1. На основі характеру і способу розподілу несучих функцій між елементами та матеріалом вертикальних несучих конструкцій запропоновано класифікацію конструктивних систем гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель. Конструктивні системи розділені на три базові групи: стінова, каркасна та комбінована, яка включає підтипи - каркасно-діафрагмову, каркасно-ствольну, каркасно-оболонкову, комбіновану з аутригерами. Приведено конструктивні заходи щодо забезпечення просторової жорсткості гібридної будівлі, які включають діафрагми і ядра жорсткості із монолітного або збірного залізобетону або багат шарових клеєних дерев'яних панелей; вертикальні в'язі; аутригери (поверхи жорсткості).

2. Сформульовані вимоги щодо забезпечення відповідності елементів каркасу критеріям несучої здатності та експлуатаційної придатності, включно із вимогами пожежної безпеки. Отримані дані щодо мінімально допустимих розмірів поперечних перерізів колон та балок каркасу багатоповерхових гібридних будівель з урахуванням критеріїв вогнестійкості. Для дотримання вимог по пожежній безпеці, порівняно із розрахунком без врахування критерію забезпечення класу вогнестійкості, необхідне збільшення розміру сторони поперечного перерізу колони без застосування захисної обшивки в 1.4-1.7 разів для класу R120 та в 1.5-1.9 разів для класу R150; у випадку застосування захисної обшивки - в 1.3-1.6 разів для класу R120 та в 1.4-1.7 разів для класу R150; для балок без застосування захисної обшивки збільшення ширини поперечного перерізу в 1.4-1.8 разів для класу R45 та в 1.5-2 разів для класу R60.

3. Запропоновано конструктивні рішення гібридного збірно-монолітного та збірного ребристого перекриття, які складаються з головних та другорядних балок, по верхній площині яких влаштовується плита із бетону або ґрунтобетону, армованого металевою або композитною арматурою, і відрізняються від існуючих аналогів застосуванням балок складеного перерізу

(двотаврових з OSB стінкою та полицками із суцільного дерев'яного бруса) або у вигляді ферм із суцільного або клеєного бруса на металевих зубчастих пластинах.

4. Розроблені конструктивні рішення характерних вузлів з'єднань несучих конструкцій багатопверхових будівель гібридної системи, а саме стик колон по висоті; сполучення балок та колон (заявки на отримання патентів України на корисну модель № u 2020 05310, № u 2020 05307); стик колон з фундаментом; сполучення балок та залізобетонних діафрагм або ядра жорсткості; з'єднання вертикальних в'язей з колонами та балками.

Матеріали досліджень, викладені в даному розділі, опубліковані в роботах [2600-263].

2.5. Список використаних джерел в розділі 2

У розділі 2 використані джерела [37-39, 147, 167, 168, 244, 253-264]. Їх найменування представлені у загальному списку використаних джерел.

РОЗДІЛ 3

ОБҐРУНТУВАННЯ КОНСТРУКТИВНИХ СИСТЕМ ГІБРИДНИХ ДЕРЕВОЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ

3.1 Розрахункові моделі та методика оцінки напружено-деформованого стану гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель

З метою оцінки впливу параметрів конструктивної системи, способу забезпечення просторової жорсткості, а також фізико-механічних характеристик, залежностей «напруження-деформація» та реологічних властивостей матеріалів на параметри напружено-деформованого стану гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель було прийнято квадратний в плані будинок-прототип. Довжина прольоту в поздовжньому і поперечному напрямках становила 5 м. Загальний габарит будівлі в плані 25х25 м.

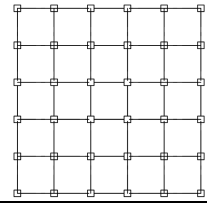
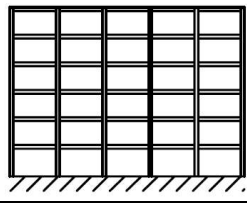
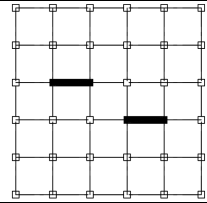
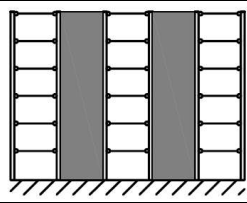
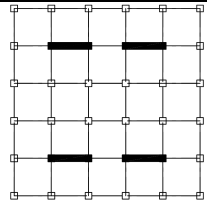
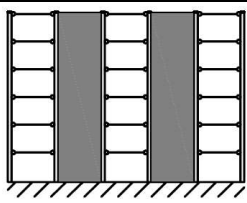
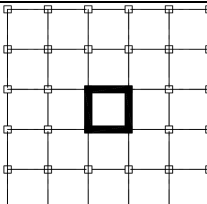
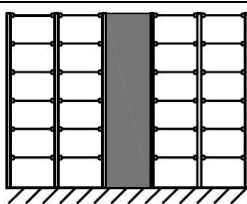
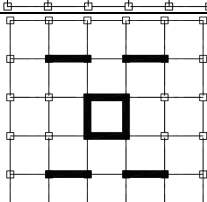
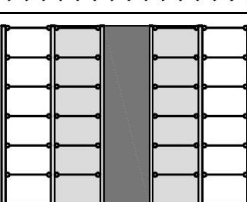
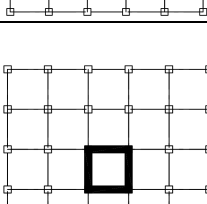
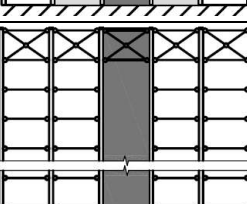
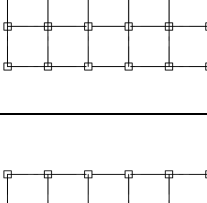
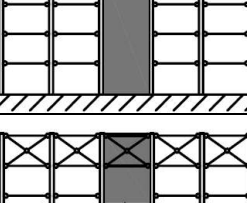
При моделюванні варіювалася кількість поверхів (5, 10, 15 і 20). Висота поверху прийнята 3 м. Відповідно, висота розглянутих варіантів будівель склала 15, 30, 45 та 60 м.

З точки зору забезпечення просторової жорсткості будівлі були розглянуті наступні варіанти конструктивних схем:

- 1 - рамна схема без елементів забезпечення просторової жорсткості;
- 2 - комбінована з двома діафрагмами жорсткості;
- 3 - комбінована з чотирма діафрагмами жорсткості;
- 4 - комбінована з ядром жорсткості;
- 5 - комбінована з ядром і чотирма діафрагмами жорсткості;
- 6 - комбінована з ядром жорсткості і аутригером в рівні верхнього поверху;
- 7 - комбінована з ядром жорсткості і аутригером в двох рівнях (верхнього та середнього поверхів).

Схеми розташування елементів для кожного варіанту наведені в табл. 3.1.

Таблиця 3.1 – Конструктивні схеми гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель, прийняті до аналізу

Конструктивна схема	Схема розташування елементів	
	план	переріз
1 – рамна схема без елементів забезпечення просторової жорсткості		
2 – комбінована з двома діафрагмами жорсткості		
3 – комбінована з чотирма діафрагмами жорсткості		
4 – комбінована з ядром жорсткості		
5 – комбінована з ядром і чотирма діафрагмами жорсткості		
6 - комбінована з ядром жорсткості і аутригером в рівні верхнього поверху		
7 - комбінована з ядром жорсткості і аутригером в двох рівнях (верхнього та середнього поверхів)		

Для кожного варіанту будівлі була складена просторова скінченноелементна розрахункова модель та виконано статичний розрахунок методом скінченних елементів в програмному комплексі «ЛІРА-САПР» (ПК ЛІРА). Моделювання роботи будівлі виконувалося в лінійній постановці, а також з урахуванням діаграм деформування і повзучості матеріалів. При цьому для моделювання балок і колон в лінійній постановці використовувалися скінченні елементи типу СЕ 10 (універсальний просторовий стрижневий СЕ), з урахуванням діаграм деформування і повзучості - СЕ 210 (фізично нелінійний універсальний просторовий стрижневий СЕ). Діафрагми і ядро жорсткості для дослідження задавалися елементами типу СЕ 41 (універсальний прямокутний СЕ оболонки), а також СЕ 241 (фізично нелінійний універсальний прямокутний СЕ оболонки), відповідно.

Навантаження на елементи будівлі визначалися відповідно до вимог чинних норм проектування [265]. Для визначення коефіцієнтів надійності термін експлуатації будівлі прийнято 100 років. Район будівництва - м. Дніпро. Граничні розрахункові значення власної ваги несучих конструкцій задавалися автоматично засобами ПК «ЛІРА»; навантаження від складу підлоги перекриття і покрівлі покриття прийняті рівними 1.5 кН/м^2 , корисне навантаження на перекриття - 1.95 кН/м^2 (як для житлової будівлі), снігове навантаження - 1.6 кН/м^2 .

Вітрове навантаження визначалося з урахуванням пульсаційної складової через коефіцієнт динамічності, який залежить від періода власних коливань будівлі. Для попередньої оцінки прийнятих варіантів будівель період власних коливань визначався за емпіричною формулою [266] $T=0.021H$ (де H – висота будівлі) і становив:

- $T=0.31$ с для будівлі висотою 15 м;
- $T=0.63$ с для будівлі висотою 30 м;
- $T=0.95$ с для будівлі висотою 45 м;
- $T=1.26$ с для будівлі висотою 60 м.

Оскільки на сьогоднішній день відсутні рекомендації для деревозалізобетонних будівель, коефіцієнт динамічності C_d приймався за графіками [265] для найгіршого варіанту:

- $C_d=1$ для будівель висотою 15, 30 та 45 м;
- $C_d=1.05$ для будівлі висотою 60 м;

Дані для врахування пульсаційної складової вітрового навантаження зведені в табл. 3.2.

Таблиця 3.2 – Дані для врахування пульсаційної складової вітрового навантаження

Висота будівлі, м	Період власних коливань, T, с	Коефіцієнт динамічності, C_d
15	0.31	1
30	0.63	
45	0.95	
60	1.26	1.05

Розрахункові значення вітрового навантаження з урахуванням вантажної площі, що дорівнює довжині прольоту, наведені в табл. 3.2, графік зміни по висоті будівлі - на рис. 3.1.

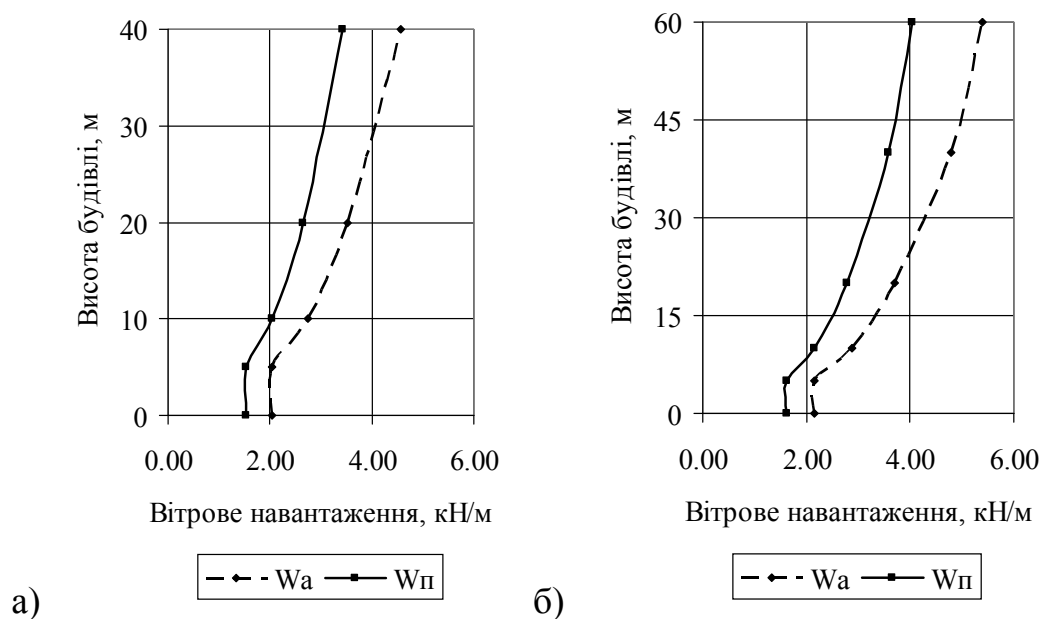


Рисунок 3.1 – Графік зміни вітрового навантаження по висоті будівлі

3.2 Фізичні співвідношення напруження-деформація та методика врахування повзучості матеріалів

Для урахування діаграм деформування, а також деформацій, що обумовлені реологічними властивостями матеріалів, при аналізі напружено-деформованого стану гібридних багатоповерхових будівель були використані залежності «напруження-деформації» та моделі повзучості, отримані на основі загальновідомих положень. В загальному вигляді діаграми деформування бетону та деревини для моделювання НДС приведена на рис. 3.2.

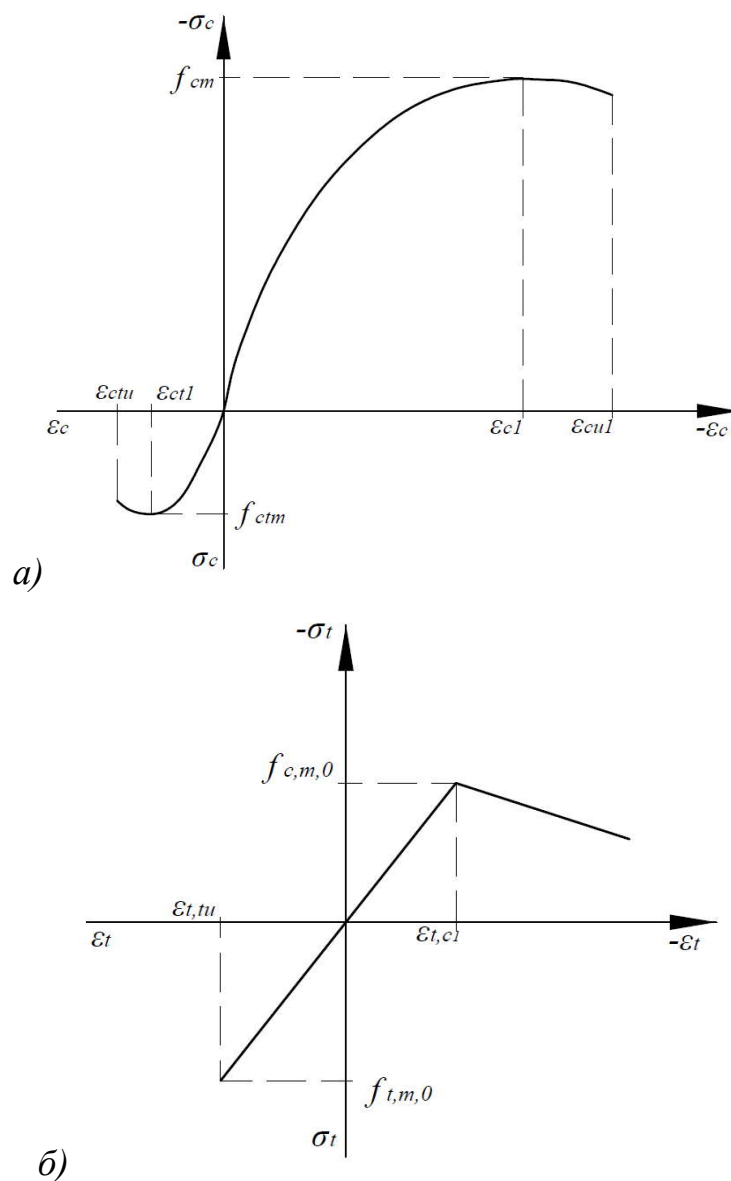


Рисунок 3.2 – Загальний вигляд діаграм деформування:

а) бетону [267]; б) деревини [268]

Залежність «напруження-деформації» бетону для розрахунку залізобетонних конструкцій приведена в нормативному документі [267] і має вигляд:

$$\sigma_c = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} f_{cd} \text{ при } 0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cul}|, \quad (3.1)$$

де $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{cl}$;

$$k = 1.05 E_{cd} \varepsilon_{cl} / f_{cd};$$

ε_{cl} – деформації при максимальних напруженнях;

ε_{cul} – номінальні граничні деформації бетону;

f_{cd} – розрахункова міцність бетону на стиск.

Для моделювання роботи деревини на розтяг було використано лінійну залежність, основу на законі Гука. Руйнування деревини відбувається при досягненні міцності на розтяг:

$$\sigma_{t,t} = \begin{cases} E_0 \varepsilon & \text{при } \varepsilon_{t,tu} \leq \frac{f_{t,0,d}}{E_0} \\ 0 & \text{при } \varepsilon_{t,tu} > \frac{f_{t,0,d}}{E_0} \end{cases}, \quad (3.2)$$

де $\sigma_{t,t}$ – напруження при розтягуванні;

E_0 – модуль пружності паралельно волокнам;

$f_{t,0,d}$ – розрахункова міцність деревини на розтяг паралельно волокнам;

ε – деформація розтягу.

Робота деревини на стиск характеризується нелінійною залежністю, яка на даний момент не знайшла відображення в нормах проектування. Для моделювання може бути використана дволінійна залежність, яка враховує залишкову міцність деревини після досягнення міцності на стиск [268]. Висхідна гілка залежності «напруження-деформації» підпорядковується закону

Гука. Для лінійно спадаючої гілки вводиться від'ємний коефіцієнт, який приблизно дорівнює 10% від модуля пружності паралельно волокнам. Таким чином, отримаємо:

$$\sigma_{c,t} = \begin{cases} E_0 \varepsilon & \text{при } \varepsilon_{t,c1} \leq \frac{f_{c,0,d}}{E_0} \\ f_{c,0,d} - 0.1 E_0 \left(\varepsilon - \frac{E_0}{f_{c,0,d}} \right) & \text{при } \varepsilon_{t,c1} > \frac{f_{c,0,d}}{E_0} \end{cases}, \quad (3.3)$$

де $\sigma_{c,t}$ – напруження при стисканні;

$f_{c,m,0}$ – розрахункова міцність деревини на стиск паралельно волокнам.

Для врахування деформацій, спричинених повзучістю бетону була використана модель, приведена в [270]. Коефіцієнт повзучості бетону визначається за формулою:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t, t_0), \quad (3.4)$$

де φ_0 – теоретичний коефіцієнт повзучості який дорівнює

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0), \quad (3.5)$$

φ_{RH} – коефіцієнт, що враховує вплив відносної вологості:

при $f_{cm} \leq 35$ МПа

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \sqrt[3]{h_0}}; \quad (3.6)$$

при $f_{cm} > 35$ МПа

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2, \quad (3.7)$$

RH – відносна вологість навколишнього середовища;

$\beta(f_{cm})$ – коефіцієнт, що враховує вплив міцності бетону на стиск на теоретичний коефіцієнт повзучості:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}}; \quad (3.8)$$

f_{cm} – середнє значення міцності бетону на стиск у віці 28 діб;

$\beta(t_0)$ – коефіцієнт, що враховує вік бетону при навантаженні:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.2})}; \quad (3.9)$$

h_0 - умовний приведений розмір елемента:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}; \quad (3.10)$$

A_c - площа поперечного перерізу;

u – периметр елемента, що контактує з атмосферою;

$\beta_c(t, t_0)$ – коефіцієнт, що описує розвиток повзучості протягом часу після прикладення навантаження:

$$\beta_c(t, t_0) = \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + (t - t_0)} \right)^{0.3}, \quad (3.11)$$

t_0 – вік бетону в момент навантаження;

t – вік бетону в поточний момент;

β_H – коефіцієнт, що залежить від відносної вологості та умовного приведенного розміру елемента:

при $f_{cm} \leq 35$ МПа

$$\beta_H = 1.5(1 + (0.012RH)^{18})h_0 + 250 \leq 1500, \quad (3.12)$$

при $f_{cm} > 35$ МПа

$$\beta_H = 1.5(1 + (0.012RH)^{18})h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3, \quad (3.13)$$

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ - коефіцієнти, що враховують вплив міцності бетону:

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.7}, \quad \alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.2}; \quad \alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.5}. \quad (3.14)$$

Повзучість деревини може бути врахована шляхом використання моделі пружно-в'язко-пластичного тіла [131], що враховує в'язкопружні та механіко-сорбційні властивості деревини:

$$\varphi_t(t) = \varphi_{tc}(t) + \varphi_{tms}(t), \quad (3.15)$$

де $\varphi_{tc}(t)$ – коефіцієнт в'язкопружної повзучості;

$\varphi_{tms}(t)$ – коефіцієнт механіко-сорбційної повзучості:

Коефіцієнт в'язкопружної повзучості визначається за формулою:

$$\varphi_{tc}(t) = at^b; \quad (3.16)$$

де t – час, дні;

a, b – емпіричні коефіцієнти, що залежать від виду деревини.

Формула для коефіцієнта механіко-сорбційної повзучості має вигляд:

$$\varphi_{tms}(t) = \varphi_{tms,r}(t) + \varphi_{tms,i}(t), \quad (3.17)$$

де $\varphi_{tms,r}(t)$ – коефіцієнт механіко-сорбційної повзучості, що викликає оборотні деформації;

$\varphi_{tms,i}(t)$ – коефіцієнт механіко-сорбційної повзучості, що викликає необоротні деформації

Коефіцієнт механіко-сорбційної повзучості, що викликає оборотні деформації:

$$\varphi_{tms,r}(t) = \varphi^{\infty} \left(1 - e^{-c \frac{U \cdot t}{100 \Delta t}} \right), \quad (3.18)$$

де U – накопичення вологи деревиною протягом періоду часу Δt з урахуванням коливань відносної вологості середовища:

$$U = \int_0^{\Delta t} |du(\tau)|, \quad (3.19)$$

Δt – проміжок часу, за який визначається накопичення коливань вологості деревини ($\Delta t = 365$ днів);

φ^{∞} , c – емпіричні коефіцієнти, що залежать від виду деревини.

Коефіцієнт механіко-сорбційної повзучості, що викликає необоротні деформації:

$$\varphi_{tms,i}(t) = m_{ms}(\Delta \hat{U}), \quad (3.20)$$

де $\Delta \hat{U}$ – максимальний вміст вологи за період з моменту навантаження;

m_{ms} – емпіричний коефіцієнт, що залежить від виду деревини.

3.3 Дослідження напружено-деформованого стану несучих конструкцій гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель

3.3.1 Оцінка впливу конструктивної системи, поверховості та способу забезпечення просторової жорсткості на напружено-деформований стан гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель

Для оцінки впливу конструктивної системи, поверховості та способу забезпечення просторової жорсткості на напружено-деформований стан гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель у відповідності до прийнятих в розділі 3.1 варіантів було виконано статичний розрахунок просторових моделей в припущенні лінійно-пружної роботи матеріалів.

Дерев'яні елементи будівлі були прийняті з класної деревини класу міцності GL28h з модулем пружності 12.6 ГПа, густиною 410 кг/м³.

Попередньо прийняті розміри поперечного перерізу колон приймалися 250х250 мм для 5-ти поверхової будівлі; 300х300 мм – для 10-ти поверхової; 400х400 – для 15-ти поверхової та 550х550 мм – для 20-ти поверхової. Розміри поперечного перерізу головних балок перекриття приймалися 300х600 мм. Діафрагми та ядро жорсткості прийняте із залізобетону класу міцності С20/25 з модулем пружності 30.0 ГПа, густиною 2500 кг/м³. Товщина перерізу – 250 мм.

На елементи розрахункових моделей задавалися наступні навантаження:

- 1 - власна вага несучих конструкцій і постійне навантаження від складу підлоги і покриття;
- 2 - корисне навантаження на конструкції перекриттів;
- 3 - снігове навантаження на покриття;
- 4 - вітрове навантаження.

В результаті статичного розрахунку просторових моделей були отримані дані про величину горизонтальних переміщень верхньої частини, тобто відхилення будівлі від вертикальної осі. Отримані значення були використані для оцінки стійкості будівлі.

Гранично допустимі горизонтальні переміщення конструкцій багатоповерхової будівлі відповідно до [253] складають:

$$f_u = h/500, \quad (3.21)$$

де h – висота багатоповерхової будівлі.

Таким чином, для розглянутих варіантів величина горизонтальних переміщень обмежується: 30 мм для 5 поверхів; 60 мм для 10 поверхів; 90 мм для 15 поверхів та 120 мм для 20 поверхів. Для розрахункової моделі 5-ти поверхової будівлі додатково було розглянуто варіант в'язевої системи з шарнірним типом сполучення елементів без застосування елементів забезпечення просторової жорсткості. За результатами моделювання горизонтальні переміщення істотно перевищили гранично допустимі. З огляду на це, при моделюванні 10, 15 та 20-ти поверхових будівель даний варіант був виключений із розгляду. Графіки зміни величини горизонтальних переміщень від вітрового навантаження по висоті розглянутих варіантів будівель приведені на рис. 3.3 – 3.6.

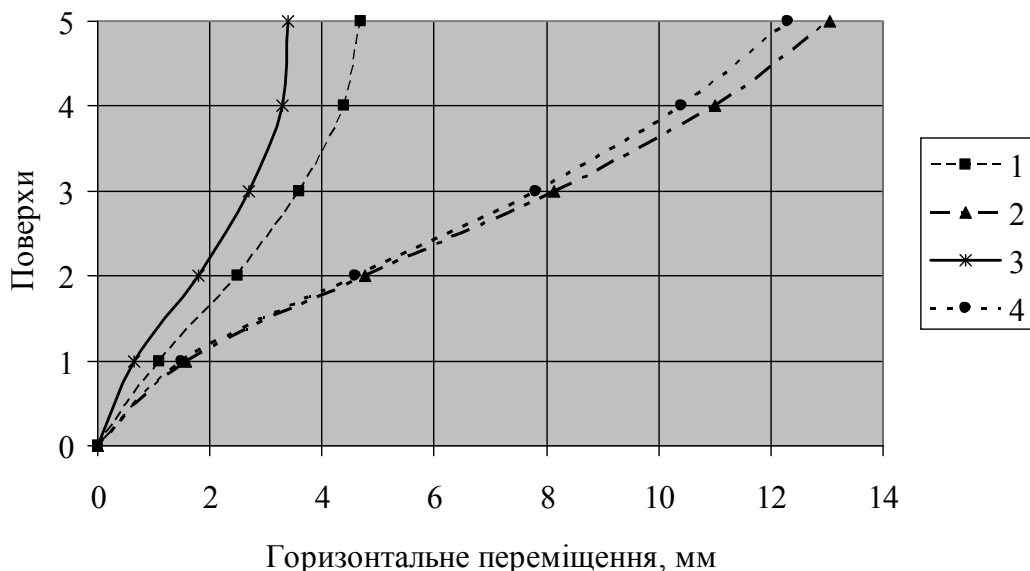


Рисунок 3.3 – Графіки зміни величини горизонтальних переміщень від вітрового навантаження по висоті для 5-ти поверхового будинку:

1, 2, 3, 4 – номери конструктивних схем, відповідно до табл. 3.1

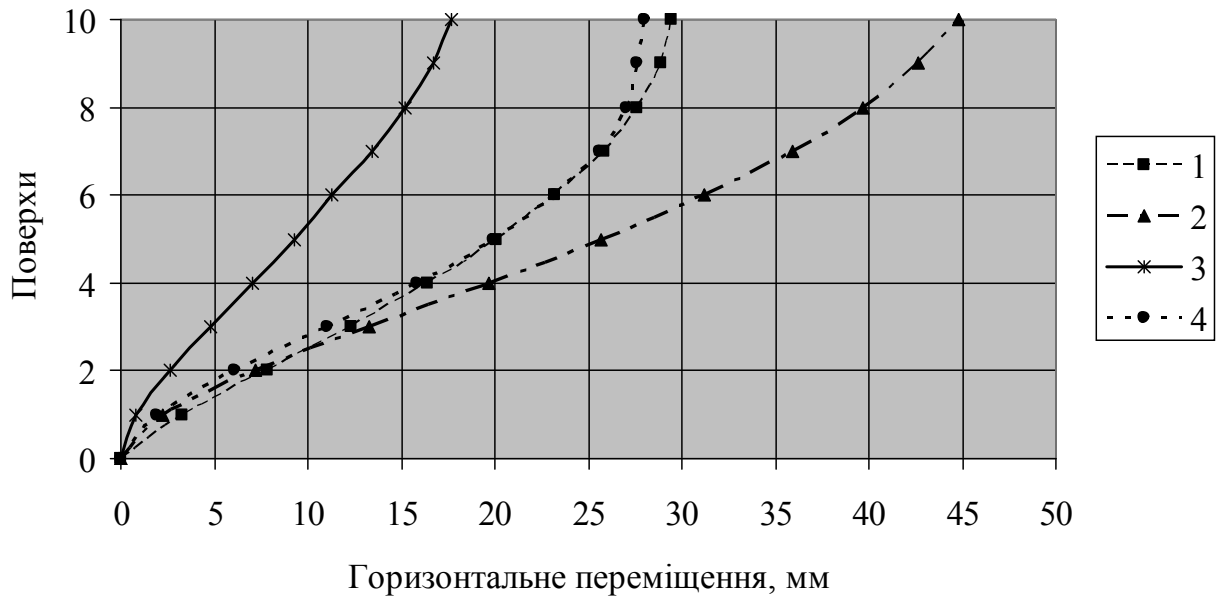


Рисунок 3.4 – Графіки зміни величини горизонтальних переміщень від вітрового навантаження по висоті для 10-ти поверхового будинку:
1, 2, 3, 4 – номери конструктивних схем, відповідно до табл. 3.1

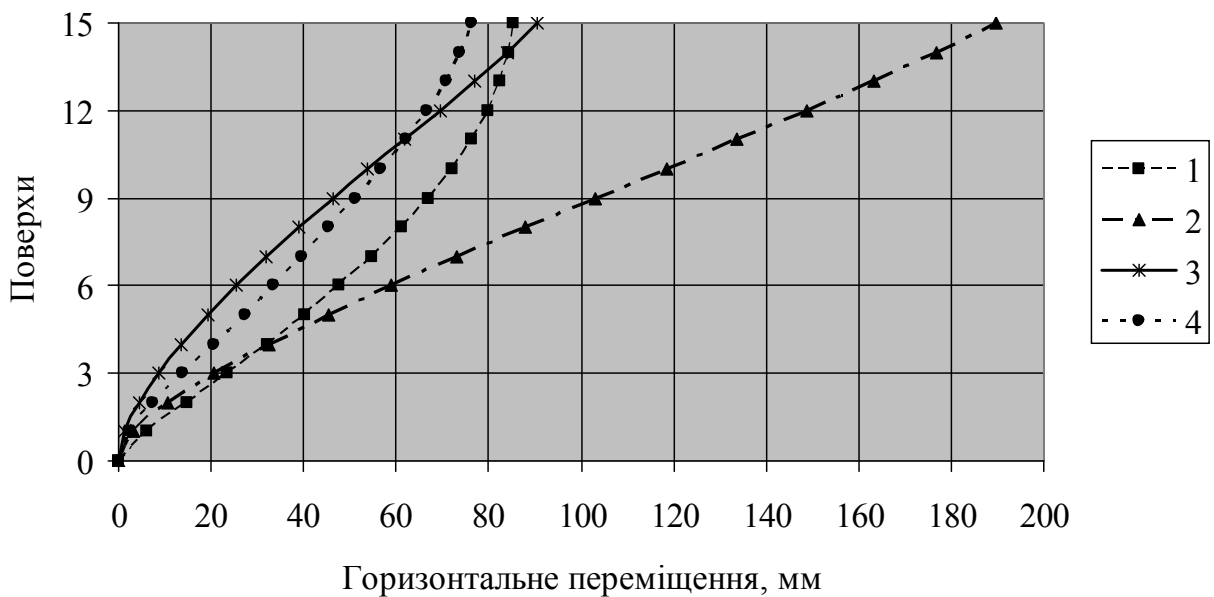


Рисунок 3.5 – Графіки зміни величини горизонтальних переміщень від вітрового навантаження по висоті для 15-ти поверхового будинку:
1, 2, 3, 4 – номери конструктивних схем, відповідно до табл. 3.1

Гранично допустимі та максимальні горизонтальні переміщення багатоповерхових гібридних будівель від вітрового навантаження приведені в табл. 3.3.

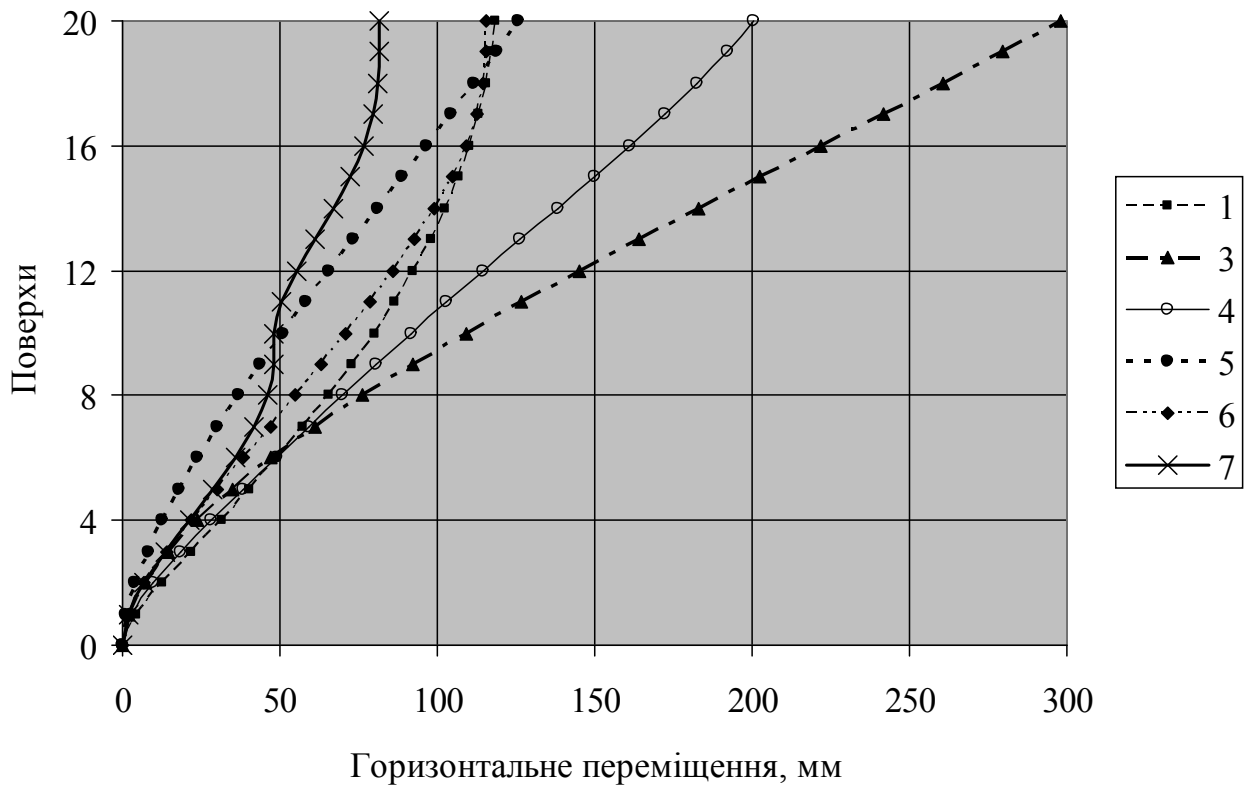


Рисунок 3.6 – Графіки зміни величини горизонтальних переміщень від вітрового навантаження по висоті для 20-ти поверхового будинку:
1, 3, 4, 5, 6, 7 – номери конструктивних схем, відповідно до табл. 3.1

Таблиця 3.3 – Максимальні горизонтальні переміщення гібридних деревозалізобетонних багатопверхових будівель від вітрового навантаження

Кількість поверхів	Граничне переміщення, мм	Максимальні розрахункові горизонтальні переміщення, мм для конструктивної системи номер						
		1	2	3	4	5	6	7
5	30	4.7	13.06	3.4	12.3	-	-	-
10	60	29.4	44.8	17.7	28	-	-	-
15	90	85.5	189.6	90	76.3	-	-	-
20	120	118.4	297.9	200.7	125.9	115.3	81.6	118.4

Отримані дані щодо горизонтальних переміщень розглянутих варіантів будівель свідчать про те, що просторова жорсткість 5-ти і 10-ти поверхових будинків забезпечується для всіх розглянутих варіантів конструктивних систем.

Для 15-ти поверхової будівлі необхідне застосування рамної конструктивної системи або комбіновано-в'язевої з ядром жорсткості. Слід зазначити, що в разі влаштування чотирьох діафрагм жорсткості горизонтальні переміщення верхньої точки будівлі, визначені для прийнятого при моделюванні вітрового навантаження, дорівнюють гранично допустимим.

Що стосується 20-ти поверхової будівлі, то з усіх розглянутих варіантів достатній опір дії вітрових навантажень забезпечується лише при застосуванні комбіновано-в'язевої системи з ядром жорсткості та двома аутригерами, розташованими в рівні 20 та 8 поверхів. При цьому розрахункове значення горизонтальних переміщень (81.6 мм) істотно менше гранично допустимого, що становить 120 мм.

Деформовані схеми 20-ти поверхової будівлі для комбіновано-в'язевої систем з ядром жорсткості, з ядром жорсткості та аутригером в одному рівні та в двох рівнях приведена на рис. 3.7.

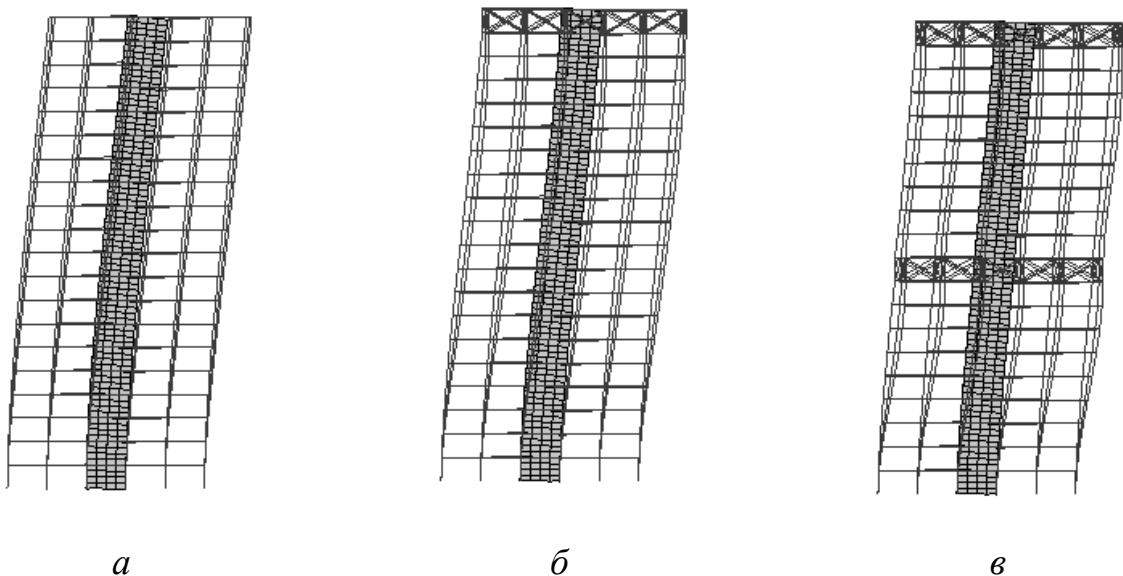


Рисунок 3.7 – Деформовані схеми 20-ти поверхової будівлі для комбіновано-в'язевої систем: а) з ядром жорсткості; б) з ядром жорсткості та аутригером в одному рівні; в) з ядром жорсткості та аутригером в двох рівнях

Також для розглянутих варіантів були отримані максимальні значення зусиль від несприятливих сполучень навантажень. З використанням цих даних був виконаний аналіз несучої здатності (міцності і стійкості) дерев'яних колон як найбільш навантажених несучих конструкцій.

Аналіз несучої здатності дерев'яних колон каркасу виконувався відповідно до вимог [147]. Умова міцності при осьовому стиску зі згином має вигляд:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1 \quad (\text{при } \lambda_{rel,z} \leq 0.3), \quad (3.22)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1 \quad (\text{при } \lambda_{rel,z} > 0.3), \quad (3.23)$$

де $\sigma_{c,0,d}$ - розрахункове напруження стиску вздовж волокон;

N_d – розрахункова поздовжня сила;

A_{net} – площа перерізу «нетто»;

$\sigma_{m,y,d}$ - розрахункові напруження при згині;

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

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

$f_{c,0,d}, f_{m,y,d}$ – розрахункові значення міцності на стиск вздовж волокон та згин:

$k_{c,y}$ – коефіцієнт подовжнього згину, який враховує втрату стійкості:

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}}, \quad (3.24)$$

$$k_y = 0,5 \left(1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2 \right); \quad (3.25)$$

β_c - коефіцієнт, який залежить від типу деревини ($\beta_c = 0.2$ для суцільної деревини та $\beta_c = 0.1$ для клеєної або LVL деревини);

$\lambda_{rel,z}$ – приведена гнучкість:

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}, \quad (3.26)$$

λ_y - гнучкість елемента.

Максимальні значення зусиль і коефіцієнти використання несучої здатності дерев'яних колон наведені в табл. 3.4 – 3.7.

За результатами аналізу рівня використання несучих властивостей елементів каркасу встановлено, що прийняті розміри поперечних перерізів колон забезпечують несучу здатність відповідно до вимог діючих нормативних документів. Наведені розміри поперечного перерізу колон необхідно корегувати відповідно до вимог щодо класу вогнестійкості, приведених в розділі 2.2.

Таблиця 3.4 – Максимальні значення зусиль і коефіцієнти використання несучої здатності дерев'яних колон 5-ти поверхової будівлі

Розміри перерізу колон	Номер конструктивної схеми (за табл. 3.1)	Комбінація зусиль від несприятливих сполучень навантажень		Коефіцієнт використання несучої здатності
		N, кН	M, кНм	
250x250	1	-410	13,6	0,79
	2	-415.6	8.7	0,68
	3	-415.6	5,47	0,6
	4	-415.6	8,46	0,67

Таблиця 3.5 – Максимальні значення зусиль і коефіцієнти використання несучої здатності дерев'яних колон 10-ти поверхової будівлі

Розміри перерізу колон	Номер конструктивної схеми (за табл. 3.1)	Комбінація зусиль від несприятливих сполучень навантажень		Коефіцієнт використання несучої здатності
		N, кН	M, кНм	
300x300	1	-1153.8	72.23	0.91
	2	-775.8	12.4	0.73
	3	-775.8	6.74	0.65
	4	-775.8	10.73	0.71

Таблиця 3.6 – Максимальні значення зусиль і коефіцієнти використання несучої здатності дерев'яних колон 15-ти поверхової будівлі

Розміри перерізу колон	Номер конструктивної схеми (за табл. 3.1)	Комбінація зусиль від несприятливих сполучень навантажень		Коефіцієнт використання несучої здатності
		N, кН	M, кНм	
400x400	1	-1153.8	72.23	0.91
	2	-1163.7	18.55	0.60
	3	-1163.7	9.74	0.55
	4	-1163.7	13.76	0.57

Таблиця 3.7 – Максимальні значення зусиль і коефіцієнти використання несучої здатності дерев'яних колон 20-ти поверхової будівлі

Розміри перерізу колон	Номер конструктивної схеми (за табл. 3.1)	Комбінація зусиль від несприятливих сполучень навантажень		Коефіцієнт використання несучої здатності
		N, кН	M, кНм	
550x550	1	-1552.86	146.41	0.68
	3	-1593.07	37.264	0.44
	4	-1551.6	18.3	0.39
	5	-1551.6	25.29	0.40
	6	-1393.03	35.38	0.39
	7	-781.9	-92.31	0.38

Коефіцієнти використання несучої здатності колон 5-ти поверхової будівлі становлять 0.6..0.79; 10-ти поверхової – 0.71..0.91; 15-ти поверхової – 0.55..0.91 та 20-ти поверхової – 0.38..0.68. При цьому застосування аутригерів дозволяє зменшити величину поздовжньої сили, що виникає в колонах каркасу, до 10 % у випадку застосування одного аутригера в рівні 20 поверху та до 50% у випадку двох аутригерів в рівні 20 та 8 поверхів. Отримані дані свідчать про те, що визначальним фактором при проектуванні гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель є забезпечення просторової жорсткості та опору дії горизонтальним навантаженням.

3.3.2 Вплив деформацій повзучості на напружено-деформований стан гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель

Для виявлення та аналізу впливу повзучості бетону та деревини на напружено-деформований стан гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель було прийнято варіант комбінованої конструктивної системи із ядром жорсткості (номер 4, табл. 3.1).

До елементів просторових скінченноелементних моделей прикладалися наступні навантаження:

- 1 - власна вага несучих конструкцій, складу перекриття і покриття;
- 2 - корисне навантаження на конструкції перекриттів.

Оскільки основною метою було встановлення впливу повзучості на параметри НДС будівлі, то в даному випадку короточасні навантаження не враховувались.

Розміри поперечних перерізів елементів каркасу приймалися ідентичними до просторових моделей, розглянутих в розділі 3.3.1. Для колон прийняті розміри приймалися: 250x250 мм для 5-ти поверхової будівлі; 300x300 мм – для 10-ти поверхової; 400x400 – для 15-ти поверхової та 550x550 мм – для 20-ти поверхової; для головних балок перекриття прийняті 300x600 мм. Вплив деревозалізобетонного перекриття на роботу каркасу не враховувався.

В якості матеріалу колон та балок було розглянуто клеєну деревину класу міцності GL28h та клеєного шпону (LVL) класу міцності LVL35P. Характеристики деревини приведені в табл. 3.8.

Ядро жорсткості приймалося із залізобетону класу C20/25 товщиною 250 мм. Характеристики бетону: $f_{cd} = 14.5 \text{ МПа}$, $f_{ctd} = 1 \text{ МПа}$, $E_{cd} = 23000 \text{ МПа}$, $\varepsilon_{cl,cd} = 0.00165$, $\varepsilon_{cu1} = 0.00344$, $\varepsilon_{ctu1} = 0.000115$. Армування ядра жорсткості прийнято за результатами розрахунку в пружній стадії прийнято арматурою класу A400C з характеристиками $f_{yd} = 365 \text{ МПа}$, $E_s = 2.1 \cdot 10^5 \text{ МПа}$.

Таблиця 3.8 – Характеристики деревини для моделювання

Тип деревини	Клас міцності	Міцність на стиск вздовж волокон, МПа	Міцність на розтяг вздовж волокон, МПа	Модуль пружності вздовж волокон, МПа	Густина, кг/м ³
		$f_{t,m,0}$	$f_{c,m,0}$	E_0	ρ
Клеєна	GL28h	19.5	26.5	12600	410
LVL	LVL35P	22	30	12000	480

Параметри діаграм деформування та характеристики повзучості деревини та залізобетону визначалися за методикою, приведеною в розділі 3.2.

При визначенні характеристик повзучості розглядалися умови середовища, що відповідають класифікації [168]:

- класу експлуатації 1 – температура 20°C, річне коливання відносної вологості від 40 до 70% при переважному значенні $RH1 = 55\%$;
- класу експлуатації 2 – температура 20°C, річне коливання відносної вологості від 40 до 90% при переважному значенні $RH2 = 65\%$.

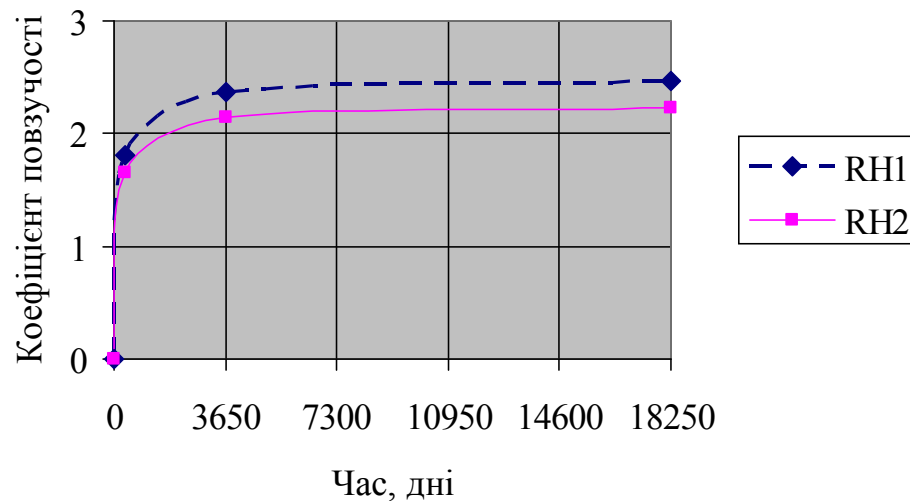
Клас експлуатації 3 при моделюванні не розглядався, оскільки елементи каркасу не знаходяться під безпосереднім впливом зовнішньої атмосфери та високої вологості.

Для визначення характеристик повзучості вік бетону в момент навантаження прийнято $t_0 = 28$ діб; середнє значення міцності бетону класу C20/25 на стиск у віці 28 діб - $f_{cm} = 32$ МПа; відносна вологість навколишнього середовища - $RH1 = 55\%$ та $RH2 = 65\%$.

Визначені за формулами (3.4)-(3.14) характеристики повзучості бетону ядра жорсткості приведені в табл. 3.9. Діаграма зміни коефіцієнта повзучості бетону приведена на рис. 3.8.

Таблиця 3.9 - Характеристики повзучості бетону ядра жорсткості

Час, дні	Коефіцієнти				Теоретичний коефіцієнт повзучості, φ_0		Коефіцієнт повзучості, $\varphi(t, t_0)$	
	β_H	$\beta(t_0)$	$\beta(f_{cm})$	$\beta_c(t, t_0)$	$RH1$	$RH2$	$RH1$	$RH2$
365	625.21	0.488	2.970	0.730	2.487	2.257	1.815	1.647
3650				0.953			2.371	2.151
18250				0.990			2.462	2.234

Рисунок 3.8 – Діаграма зміни коефіцієнта повзучості бетону ядра жорсткості при відносній вологості навколишнього середовища $RH1 = 55\%$ та $RH2 = 65\%$

Для визначення характеристик повзучості деревини коефіцієнти у формулах (3.15)-(3.18) приймалися згідно експериментальних даних, приведених в роботах [128, 131]:

- для клеєної деревини з пиломатеріалів сосни $a=0,088$; $b=0.173$, $\varphi^\infty=0.9$; $c=5$, $m_{ms}=0$;
- для LVL $a=0,0071$; $b=0.38$, $\varphi^\infty=0.63$, $c=6.3$, $m_{ms}=0$.

Коливання вологості при моделюванні враховувались за методикою, запропонованою [128]. Для визначення накопичення вологи деревиною внаслідок коливань відносної вологості середовища протягом року використовуються емпіричні залежності, які мають вигляд:

для класу експлуатації I

$$U_{SCI} = 0.0749e^{-0.0439P} + 0.0205e^{-0.00345P}; \quad (3.27)$$

для класу експлуатації II

$$U_{SCII} = 0.1811e^{-0.0442P} + 0.0451e^{-0.00355P}, \quad (3.28)$$

де U_{SCI} , U_{SCII} – накопичення вологи деревиною протягом року внаслідок коливань відносної вологості середовища;

P – вологий периметр, який визначається як відношення площі поперечного перерізу до периметра, що зазнає впливу навколишнього середовища.

Результати визначення накопичення вологи деревиною для елементів дерев'яного каркасу приведені в табл. 3.10. При розрахунках прийнято, що колони каркасу контактують з навколишнім середовищем по всім чотирьом сторонам, а балки – по двом бічним та нижній стороні.

Таблиця 3.10 - Накопичення вологи деревиною внаслідок коливань відносної вологості середовища протягом року

Елемент	Розміри поперечного перерізу колони, мм	Вологий периметр, P , мм	Накопичення вологи деревиною	
			U_{SCI}	U_{SCII}
Колона	250x250	62.5	0.0213	0.0476
	300x300	75	0.0186	0.0411
	400x400	100	0.0154	0.0338
	500x500	125	0.0136	0.0297
Балка	300x600	120	0.0139	0.0304

Отримані характеристики повзучості клеєної та LVL для класів експлуатації 1 та 2 приведені в табл. 3.11 – 3.14.

Таблиця 3.11 – Характеристики повзучості елементів каркасу з клеєної деревини для класу експлуатації I

Час, дні	Коефіцієнт в'язкопружної повзучості, $\varphi_{tc}(t)$	Коефіцієнт механіко-сорбційної повзучості, $\varphi_{tms}(t)$					Коефіцієнт повзучості, $\varphi_i(t)$				
		колони				балки	колони				балки
		250x250	300x300	400x400	500x500	300x600	250x250	300x300	400x400	500x500	300x600
365	0.244	0.091	0.080	0.067	0.059	0.061	0.335	0.324	0.311	0.303	0.305
3650	0.364	0.590	0.545	0.484	0.445	0.452	0.954	0.909	0.848	0.808	0.815
18250	0.480	0.896	0.891	0.881	0.870	0.872	1.376	1.372	1.362	1.351	1.353

Таблиця 3.12 – Характеристики повзучості елементів каркасу з LVL для класу експлуатації I

Час, дні	Коефіцієнт в'язкопружної повзучості, $\varphi_{tc}(t)$	Коефіцієнт механіко-сорбційної повзучості, $\varphi_{tms}(t)$					Коефіцієнт повзучості, $\varphi_i(t)$				
		колони				балки	колони				балки
		250x250	300x300	400x400	500x500	300x600	250x250	300x300	400x400	500x500	300x600
365	0.067	0.079	0.070	0.058	0.052	0.053	0.146	0.137	0.125	0.119	0.120
3650	0.160	0.466	0.435	0.392	0.363	0.368	0.626	0.595	0.552	0.523	0.528
18250	0.295	0.629	0.628	0.625	0.621	0.622	0.925	0.924	0.921	0.917	0.918

Таблиця 3.13 – Характеристики повзучості елементів каркасу з клеєної деревини для класу експлуатації 2

Час, дні	Коефіцієнт в'язкопружної повзучості, $\varphi_{tc}(t)$	Коефіцієнт механіко-сорбційної повзучості, $\varphi_{tms}(t)$					Коефіцієнт повзучості, $\varphi_i(t)$				
		колонни				балки	колонни				балки
		250x250	300x300	400x400	500x500	300x600	250x250	300x300	400x400	500x500	300x600
365	0.244	0.190	0.167	0.140	0.124	0.127	0.435	0.412	0.384	0.368	0.371
3650	0.364	0.817	0.785	0.734	0.696	0.703	1.180	1.149	1.098	1.059	1.066
18250	0.480	0.900	0.900	0.900	0.899	0.900	1.380	1.380	1.380	1.380	1.380

Таблиця 3.14 – Характеристики повзучості елементів каркасу з LVL для класу експлуатації 2

Час, дні	Коефіцієнт в'язкопружної повзучості, $\varphi_{tc}(t)$	Коефіцієнт механіко-сорбційної повзучості, $\varphi_{tms}(t)$					Коефіцієнт повзучості, $\varphi_i(t)$				
		колонни				балки	колонни				балки
		250x250	300x300	400x400	500x500	300x600	250x250	300x300	400x400	500x500	300x600
365	0.067	0.163	0.144	0.121	0.107	0.110	0.230	0.211	0.188	0.174	0.176
3650	0.160	0.599	0.583	0.555	0.533	0.537	0.759	0.743	0.715	0.693	0.697
18250	0.295	0.630	0.630	0.630	0.630	0.630	0.925	0.925	0.925	0.925	0.925

Діаграми зміни коефіцієнта повзучості клеєної деревини та LVL для класів експлуатації I приведені на рис. 3.9 – 3.10.

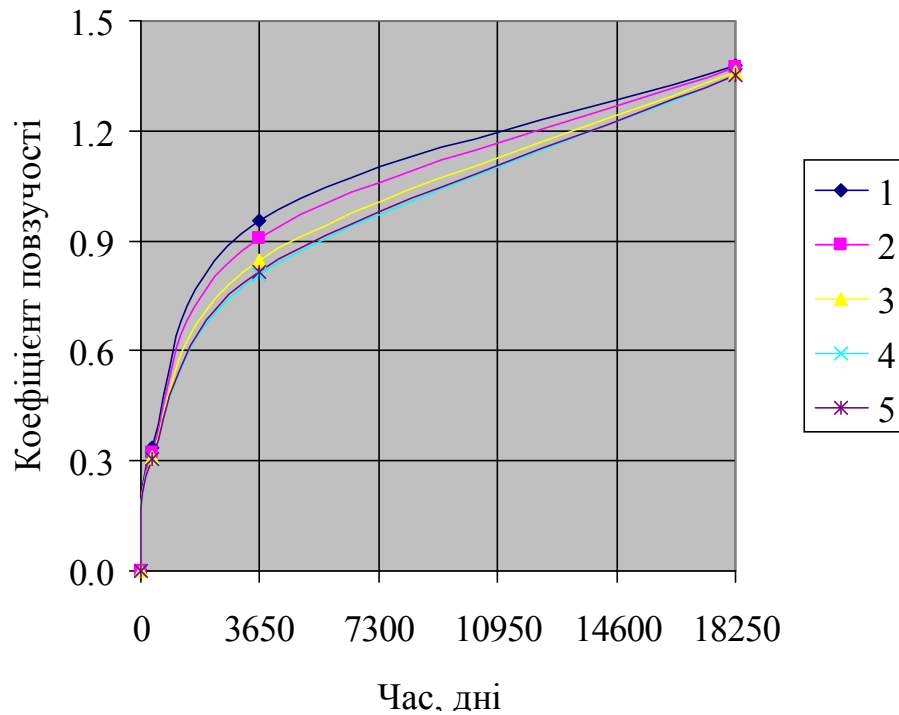


Рисунок 3.9 – Діаграма зміни коефіцієнта повзучості клеєної деревини для класу експлуатації I (для колон 1 – 250x250 мм; 2 – 300x300 мм; 3 – 400x400 мм; 4 – 500x500 мм; 6 – для балок 300x600 мм)

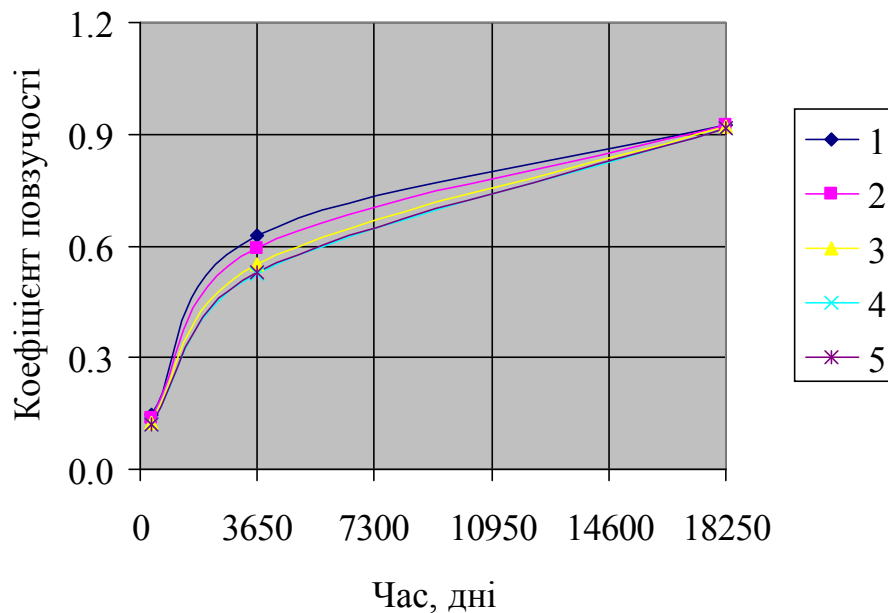


Рисунок 3.10 – Діаграма зміни коефіцієнта повзучості LVL для класу експлуатації I (для колон 1 – 250x250 мм; 2 – 300x300 мм; 3 – 400x400 мм; 4 – 500x500 мм; 6 – для балок 300x600 мм)

Діаграми зміни коефіцієнта повзучості клеєної деревини та LVL для класів експлуатації 2 приведені на рис. 3.11 – 3.12.

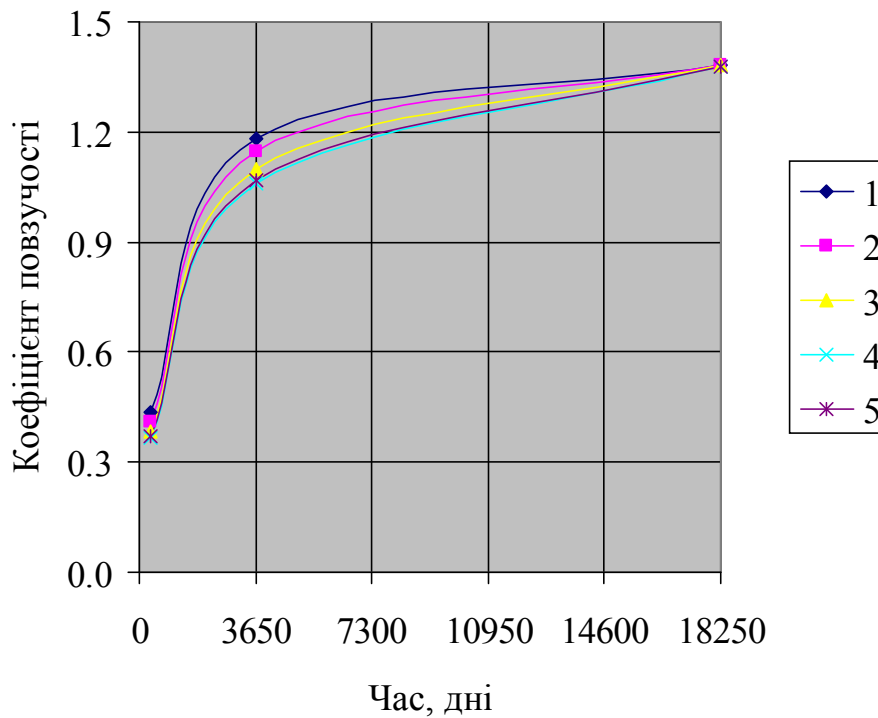


Рисунок 3.11 – Діаграма зміни коефіцієнта повзучості клеєної деревини для класу експлуатації 2 (для колон 1 – 250x250 мм; 2 – 300x300 мм; 3 – 400x400 мм; 4 – 500x500 мм; 6 – для балок 300x600 мм)

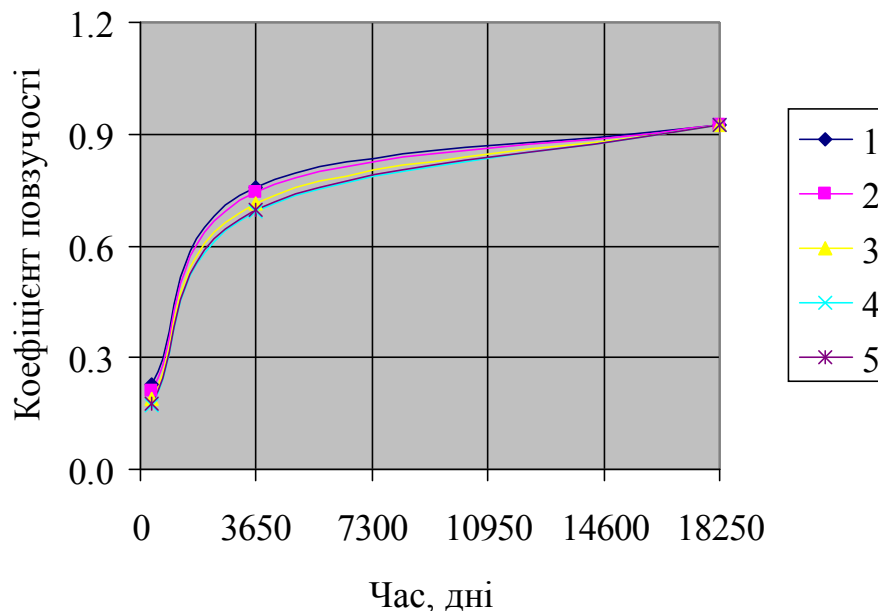


Рисунок 3.12 – Діаграма зміни коефіцієнта повзучості LVL-деревини для класу експлуатації 2 (для колон 1 – 250x250 мм; 2 – 300x300 мм; 3 – 400x400 мм; 4 – 500x500 мм; 6 – для балок 300x600 мм)

Для урахування характеру роботи матеріалів та повзучості в ПК ЛИРА був обраний простий кроковий метод.

Повзучість бетону задавалася ступеневою залежністю (закон нелінійного деформування №41 в ПК ЛИРА) з використанням теоретичного коефіцієнту повзучості φ_o та коефіцієнту β_H , що враховує відносну вологість та розмір елемента. Значення коефіцієнтів приведені в табл. 3.9.

Повзучість деревини задавалася кусково-лінійною залежністю (закон нелінійного деформування №44 в ПК ЛИРА) шляхом введення коефіцієнтів повзучості $\varphi_i(t)$ для відповідного терміну T . Значення коефіцієнтів приведені в табл. 3.11 - 3.14.

Результати розрахунків у вигляді максимальних вертикальних переміщень характерних точок каркасу для розглянутих варіантів будівель приведені в табл. 3.15 – 3.20.

Порівняльні графіки максимальних вертикальних переміщень колон та ядра жорсткості через 10 років для класу експлуатації 1 ($RH1 = 55\%$) та 2 ($RH2 = 65\%$) приведені на рис. 3.13.

Таблиця 3.15 – Максимальні вертикальні переміщення характерних точок колон каркасу з клеєної деревини для класу експлуатації 1

Кількість поверхів	Вертикальні переміщення, мм			
	пружна модель	з урахуванням повзучості через		
		1 рік	10 років	50 років
5	-3.472	-4.611	-6,749	-8.207
10	-11.86	-18,186	-26,644	-32,41
15	-14.564	-29.105	-42.777	-52.098
20	-15.55	-32,579	-47,684	-57,98

Таблиця 3.16 – Максимальні вертикальні переміщення характерних точок колон каркасу з клеєної деревини для класу експлуатації 2

Кількість поверхів	Вертикальні переміщення, мм			
	пружна модель	з урахуванням повзучості через		
		1 рік	10 років	50 років
5	-3.472	-4,957	-7,53	-8.221
10	-11.86	-19,553	-29,732	-32,465
15	-14.564	-31.313	-47.759	-52.186
20	-15.55	-35,019	-53,2	-58,08

Таблиця 3.17 – Максимальні вертикальні переміщення характерних точок колон каркасу з LVL деревини для класу експлуатації 1

Кількість поверхів	Вертикальні переміщення, мм			
	пружна модель	з урахуванням повзучості через		
		1 рік	10 років	50 років
5	-3.645	-4.248	-6.076	-6.649
10	-12.451	-15.604	-22.162	-26.248
15	-15.289	-24.930	-35.532	-42.136
20	-16.325	-27,966	-39,68	-46,977

Таблиця 3.18 – Максимальні вертикальні переміщення характерних точок колон каркасу з LVL деревини для класу експлуатації 2

Кількість поверхів	Вертикальні переміщення, мм			
	пружна модель	з урахуванням повзучості через		
		1 рік	10 років	50 років
5	-3.645	-3.958	-5.616	-6.649
10	-12.451	-16,751	-23,98	-26,248
15	-15.289	-26.786	-38.47	-42.136
20	-16.325	-30,016	-42,926	-46,977

Таблиця 3.19 – Максимальні вертикальні переміщення характерних точок ядра жорсткості для класу експлуатації 1

Кількість поверхів	Вертикальні переміщення, мм			
	пружна модель	з урахуванням повзучості через		
		1 рік	10 років	50 років
5	-0,049	-0,294	-0,345	-0,354
10	-0,807	-2,255	-2,651	-2,719
15	-1,637	-4,634	-5,452	-5,592
20	-2,9	-7,839	-9,223	-9,459

Таблиця 3.20 – Максимальні вертикальні переміщення характерних точок ядра для класу експлуатації 2

Кількість поверхів	Вертикальні переміщення, мм			
	пружна модель	з урахуванням повзучості через		
		1 рік	10 років	50 років
5	-0,049	-0,287	-0,324	-0,332
10	-0,807	-2,127	-2,487	-2,548
15	-1,637	-4,37	-5,112	-5,239
20	-2,9	-7,392	-8,648	-8,862

Як видно з отриманих даних, протягом 50 років вертикальні переміщення, отримані з урахуванням повзучості порівняно з результатами для пружної моделі розрахунку, збільшуються в кілька разів, а саме:

- при умовах класу експлуатації 1 в 2,6 – 3,7 разів для колон з клеєної деревини; 1,8-3,1 рази для колон з LVL та 3,3-3,4 рази для залізобетонного ядра жорсткості;
- при умовах класу експлуатації 2 в 2,4- 3,7 разів для колон з клеєної деревини; 1,8-2,9 рази для колон з LVL та 3,05-3,15 рази для залізобетонного ядра жорсткості.

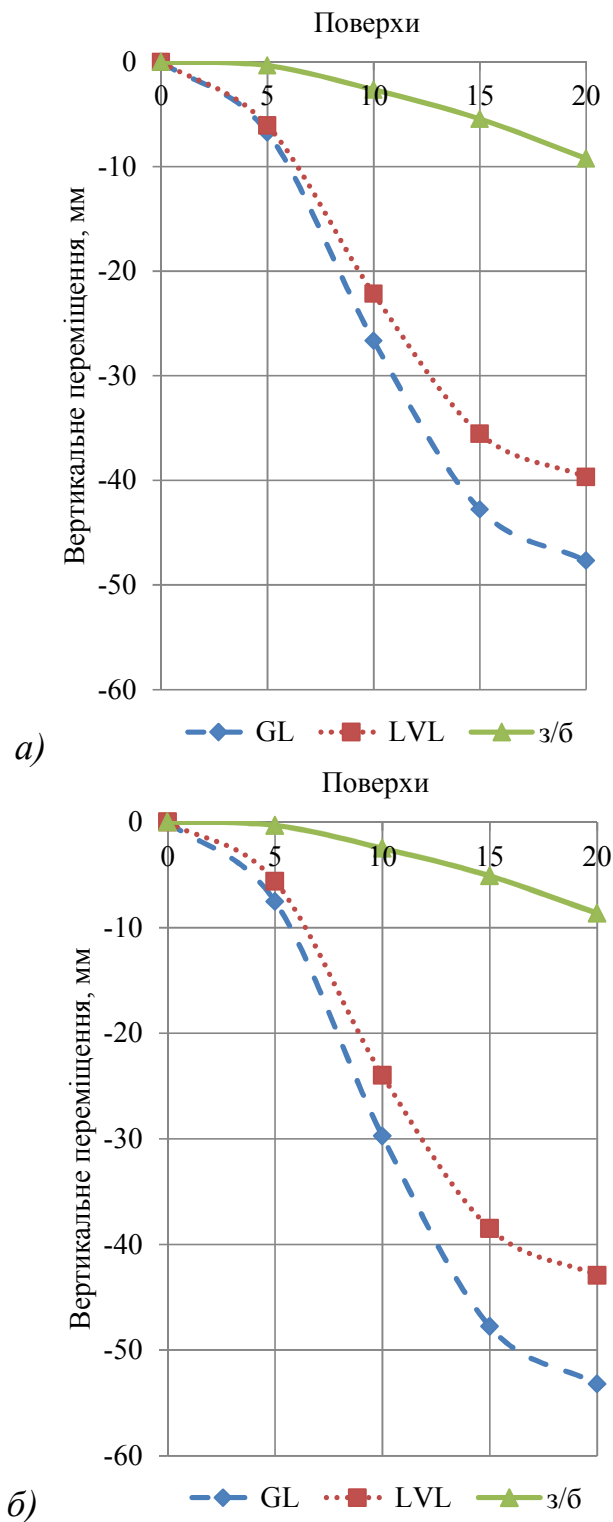


Рисунок 3.13 – Максимальні вертикальні переміщення колон та ядра жорсткості для класу експлуатації: а) 1 ($RH1 = 55\%$); б) 2 ($RH2 = 65\%$) (GL – клеєна деревина, LVL – клеєний шпон (LVL), 3/б – залізобетонне ядро жорсткості)

Аналіз характеру деформування розглянутих варіантів каркасу будівлі показав, що величина вертикальних переміщень значно відрізняється для дерев'яних колон каркасу та залізобетонного ядра жорсткості.

Графіки зміни величини вертикальних переміщень на прикладі 20-ти поверхової будівлі з елементами каркасу з клеєної деревини для умов *класу експлуатації 1* приведені на рис. 3.14.

Дані щодо вертикальних переміщень для інших розглянутих варіантів приведені в додатку Б.

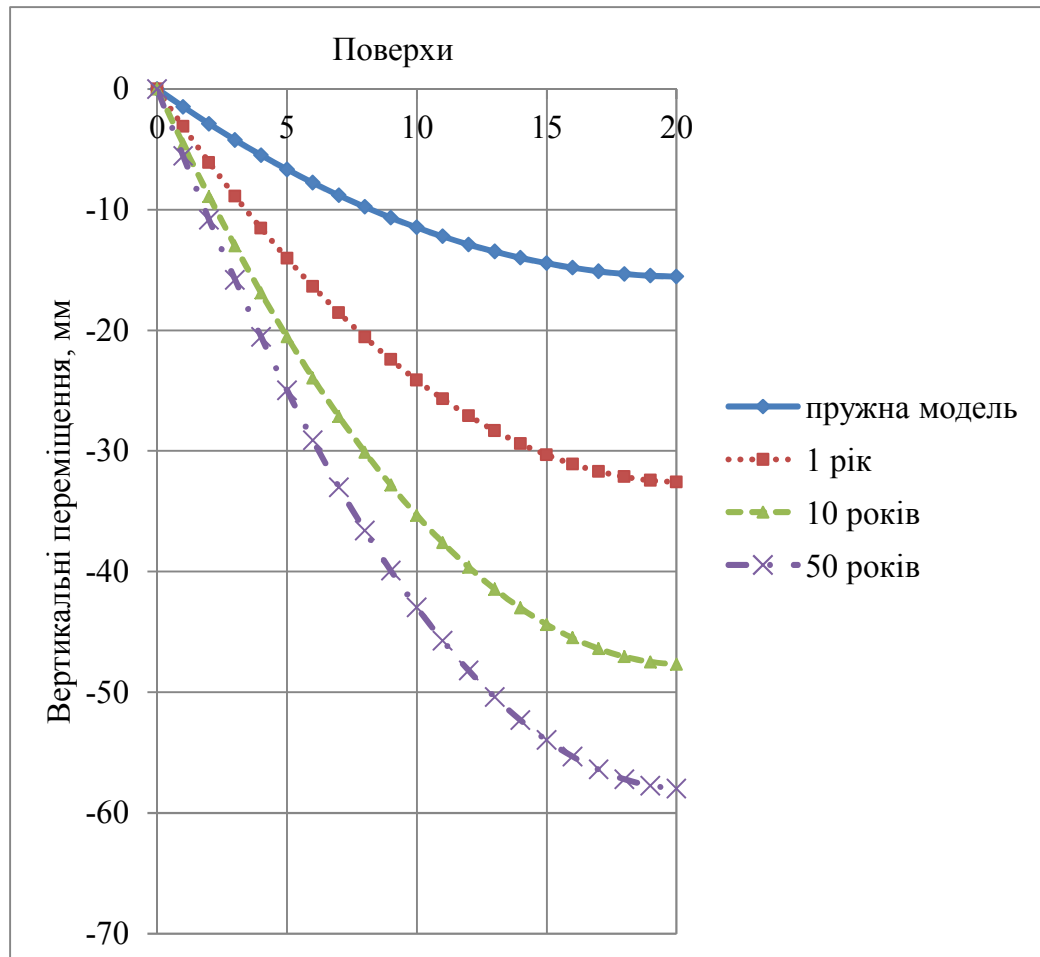


Рисунок 3.14 – Графіки зміни величини вертикальних переміщень колон каркасу з клеєної деревини по висоті 20-ти поверхового будинку комбінованої системи із ядром жорсткості для умов *класу експлуатації 1*

Схема деформування на прикладі 15-ти поверхової будівлі показана на рис. 3.15. Нерівномірне деформування вертикальних конструкцій обумовлює перерозподіл зусиль між елементами каркасу, призводить до перекосу поверхових комірок та виникнення додаткових розтягуючих поздовжніх зусиль в балках перекриття.

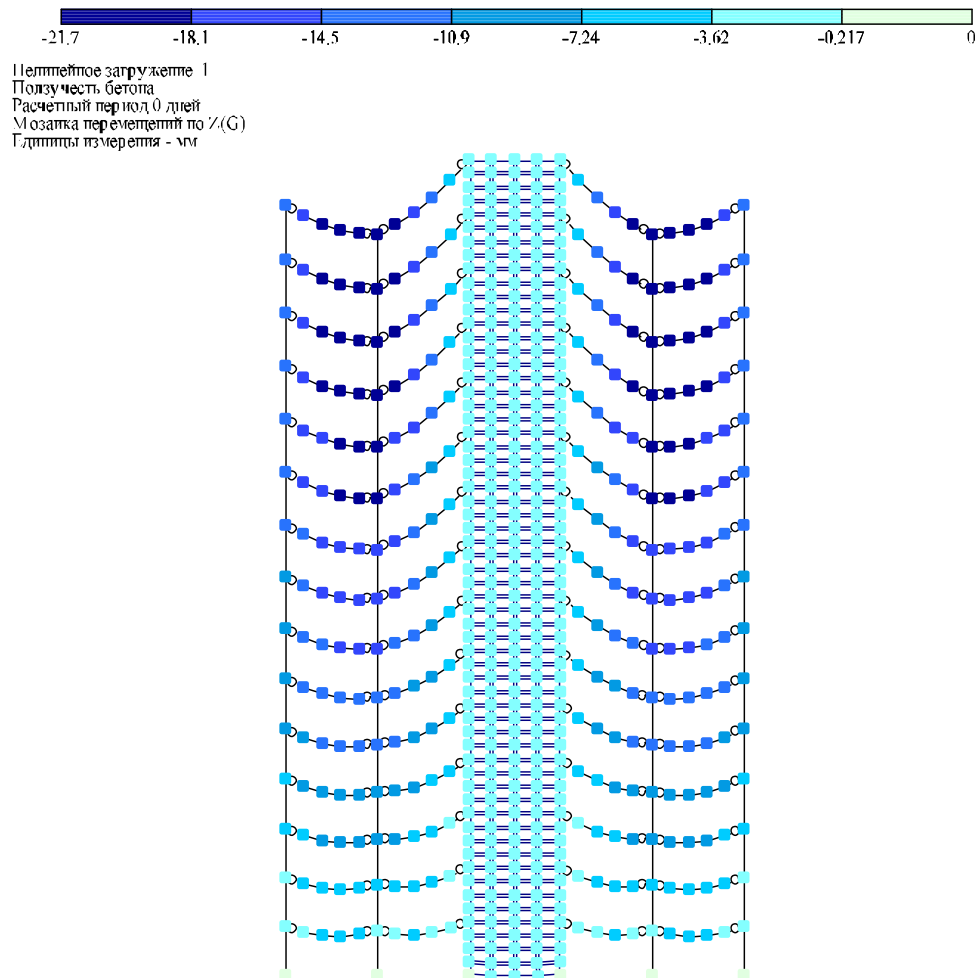


Рисунок 3.15 – Схема деформування на прикладі 15-ти поверхової будівлі

Отримані значення поздовжніх зусиль в балках з клеєної деревини та LVL для класу експлуатації 1 приведені в табл. 3.21 – 3.22, для класу експлуатації 2 приведені в табл. 3.23 – 3.24.

Таблиця 3.21 – Значення розтягуючих поздовжніх зусиль в дерев'яних балках каркасу з клеєної деревини для класу експлуатації 1

Кількість поверхів	Значення розтягуючих поздовжніх зусиль, кН			
	пружна модель	з урахуванням повзучості через		
		1 рік	10 років	50 років
5	0.035	0.143	0,307	0.416
10	0.04	0.146	0.317	0.431
15	0.048	0.175	0.344	0.454
20	0.11	0.222	0.384	0.487

Таблиця 3.22 – Значення розтягуючих поздовжніх зусиль в дерев'яних балках каркасу з клеєної деревини для класу експлуатації 2

Кількість поверхів	Значення розтягуючих поздовжніх зусиль, кН			
	пружна модель	з урахуванням повзучості через		
		1 рік	10 років	50 років
5	0.035	0.166	0.362	0.414
10	0.04	0.171	0.375	0.429
15	0.048	0.198	0.398	0.451
20	0.11	0.241	0.432	0.482

Таблиця 3.23 – Значення розтягуючих поздовжніх зусиль в дерев'яних балках каркасу з LVL для класу експлуатації 1

Кількість поверхів	Значення розтягуючих поздовжніх зусиль, кН			
	пружна модель	з урахуванням повзучості через		
		1 рік	10 років	50 років
5	0.033	0.094	0.223	0.3
10	0.038	0.095	0.229	0.31
15	0.046	0.126	0.258	0.337
20	0.105	0.18	0.309	0.382

Таблиця 3.24 – Значення розтягуючих поздовжніх зусиль в дерев'яних балках каркасу з LVL для класу експлуатації 2

Кількість поверхів	Значення розтягуючих поздовжніх зусиль, кН			
	пружна модель	з урахуванням повзучості через		
		1 рік	10 років	50 років
5	0.033	0.116	0.257	0.3
10	0.038	0.117	0.262	0.308
15	0.046	0.146	0.29	0.334
20	0.105	0.194	0.333	0.375

Додатково було проведено порівняльний аналіз отриманих даних щодо вертикальних переміщень дерев'яних колон каркасу за моделлю пружно-в'язко-пластичного тіла із переміщеннями, визначеними за рекомендаціями норм [257, 258]. Для цього при розрахунку моделей будівель вводився приведений модуль пружності деревини через 50 років $E_{0,mean,fin}$ з використанням коефіцієнту повзучості k_{def} , отриманий за формулою:

$$E_{0,mean,fin} = \frac{E_{0,mean}}{(1 + k_{def})}, \quad (3.29)$$

де $E_{0,mean}$ – модуль пружності деревини вздовж волокон;

Таблиця 3.25 – Дані щодо коефіцієнтів повзучості та приведених модулів пружності деревини для порівняльного аналізу

Умови експлуатації	Позначення	Коефіцієнт повзучості згідно [147, 167, 168], k_{def}	Приведений модуль пружності через 50 років $E_{0,mean,fin}$, МПа для деревини	
			клеєна	LVL
Клас експлуатації 1	SCI	0.6	7875	7500
Клас експлуатації 2	SCII	0.8	7000	6667

Отримані в результаті розрахунку скінченноелементних моделей будівель з використанням приведенного модуля пружності деревини вертикальні переміщення колон каркасу через 50 років для умов експлуатаційного класу I та II в порівнянні з результатами за моделлю пружно-в'язко-пластичного тіла приведені в табл. 3.26, 3.27.

Таблиця 3.26 - Порівняння вертикальних переміщень колон каркасу за моделлю пружно-в'язко-пластичного тіла та рекомендаціями норм [147, 167, 168] для умов класу експлуатації 1

Кількість поверхів	Вертикальні переміщення, мм					
	з урахуванням повзучості через 50 років					
	Клесна деревина			LVL деревина		
	модель	норми	k_{dif}	модель	норми	k_{dif}
5	-8.207	-5.556	1.48	-6.649	-5.833	1.14
10	-32,41	-18.98	1.71	-26.248	-19.927	1.32
15	-52.098	-23.305	2.24	-42.136	-24.47	1.72
20	-57,98	-24.884	2.33	-46,977	-26.127	1.80

Примітка: k_{dif} - коефіцієнт різниці, що визначається як $k_{dif} = \delta_{model} / \delta_{st}$, де δ_{model} – переміщення за моделлю пружно-в'язко-пластичного тіла; δ_{st} – переміщення рекомендаціями норм [147, 167, 168]

Таблиця 3.27 - Порівняння вертикальних переміщень колон каркасу за моделлю пружно-в'язко-пластичного тіла та рекомендаціями норм [147, 167, 168] для умов класу експлуатації 2

Кількість поверхів	Вертикальні переміщення, мм					
	з урахуванням повзучості через 50 років					
	Клесна деревина			LVL деревина		
	модель	норми	k_{dif}	модель	норми	k_{dif}
5	-8.221	-6.25	1.32	-6.649	-6.563	1.01
10	-32,465	-21.35	1.52	-26,248	-22.419	1.17
15	-52.186	-26.218	1.99	-42.136	-27.529	1.53
20	-58,08	-27.994	2.07	-46,977	-29.394	1.60

Порівняльні діаграми максимальних вертикальних переміщень колон каркасу через 50 років за моделлю пружно-в'язко-пластичного тіла та чинними нормами приведені на рис. 3.16.

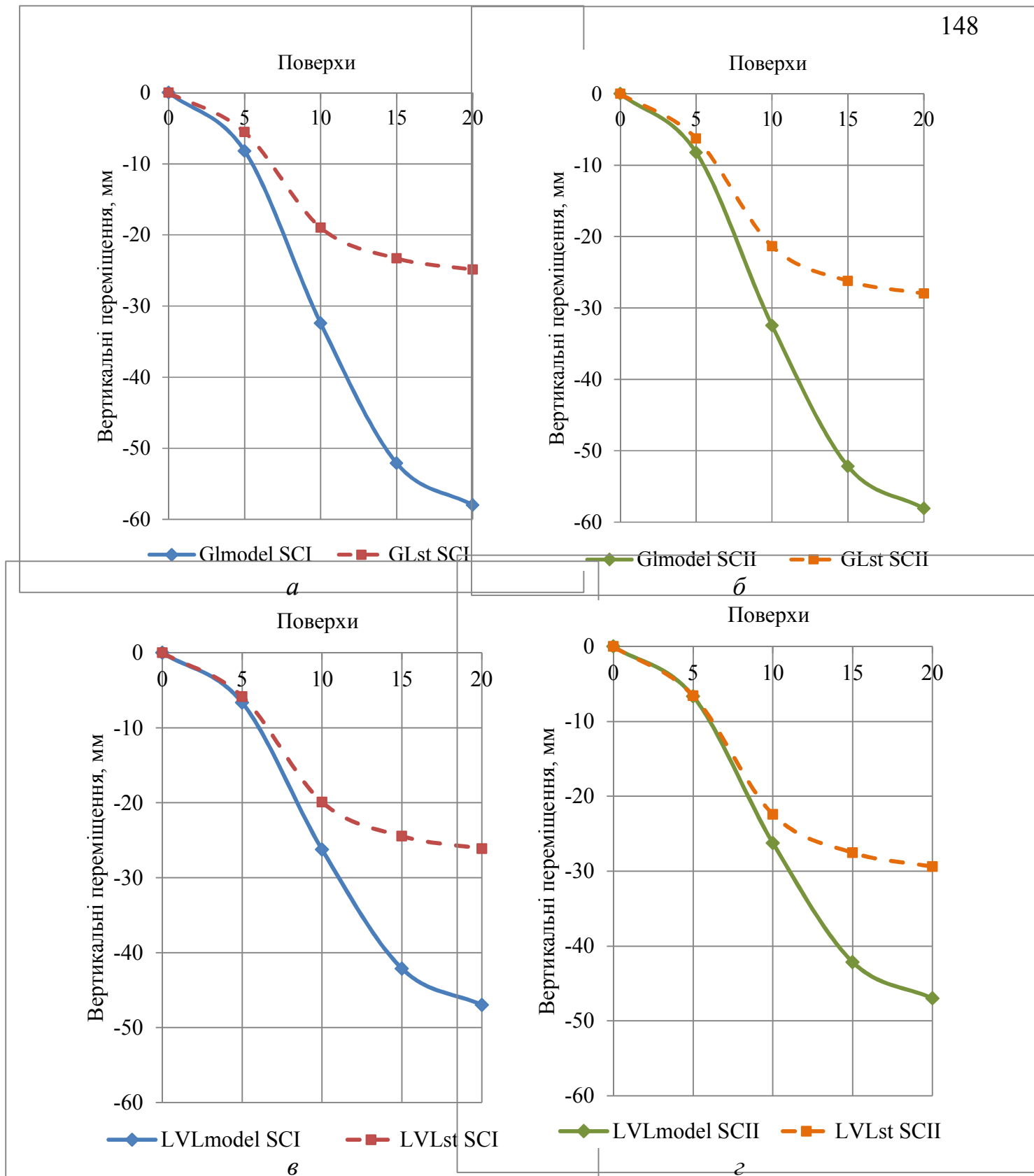


Рисунок 3.16 – Порівняльні діаграми максимальних вертикальних переміщень колон каркасу через 50 років за моделлю пружно-в'язко-пластичного тіла (*model*) та чинними нормами (*st*): *a*, *б* – для клеєної деревини в умовах класу експлуатації 1 та 2, відповідно; *в*, *г* – для LVL в умовах класу експлуатації 1 та 2, відповідно

Приведені дані свідчать про те, що отримані за рекомендаціями норм [257, 258] вертикальні переміщення порівняно з результатами за моделлю пружно-в'язко-пластичного тіла є заниженими в 1.48 – 2.33 рази для клеєної деревини та в 1.14 – 1.8 разів для LVL деревини в умовах експлуатаційного класу I, а також в 1.32 – 2.07 рази для клеєної деревини та в 1.01 – 1.6 разів для LVL деревини в умовах експлуатаційного класу II.

Таким чином, при проектуванні багатопверхових гібридних будівель із застосуванням матеріалів з різними деформаційними та реологічними характеристиками слід враховувати вплив даних параметрів на несучу здатність та експлуатаційну придатність як окремих конструктивних та оздоблювальних елементів, інженерно-технічних систем, так і будівлі в цілому. При цьому для врахування повзучості деревини слід використовувати реологічні моделі, які враховують вплив умов експлуатації на характеристики повзучості, зокрема модель пружно-в'язко-пластичного тіла. Рекомендованою також є розробка конструктивних рішень, спрямованих на мінімізацію або усунення ефектів нерівномірного деформування в вертикальній площині.

3.4 Метод аналітичної оцінки та компенсації нерівномірних вертикальних переміщень елементів каркасу гібридних деревозалізобетонних багатопверхових будівель

3.4.1 Спрощений метод оцінки вертикальних переміщень гібридних деревозалізобетонних багатопверхових будівель

Для точного визначення величини вертикальних переміщень в даний час можливо застосування програмних комплексів на основі методу скінченних елементів. Однак, з метою мінімізації трудовитрат на початкових етапах проектування більш доцільно використовувати наближені методи розрахунку.

Згідно запропонованого спрощеного методу визначення вертикальних переміщень несучих конструкцій гібридних деревозалізобетонних

багатоповерхових будівель розглядається окрема рама, яка складається з колон та балок з деревини або виробів на її основі, а також залізобетонних діафрагм або ядра жорсткості, які забезпечують просторову жорсткість. Вертикальні переміщення Δh_i елементів каркасу виникають внаслідок дії навантаження N_i , яке складається з власної ваги конструкцій каркасу та перекриття, корисного та снігового навантаження. Наведені впливи спричиняють переміщення, які поступово накопичуються від опорного вузла і досягають максимального значення у верхній точці каркасу.

На рис. 3.17 приведено загальний вигляд поперечної рами, навантаження та деформовану схему колони.

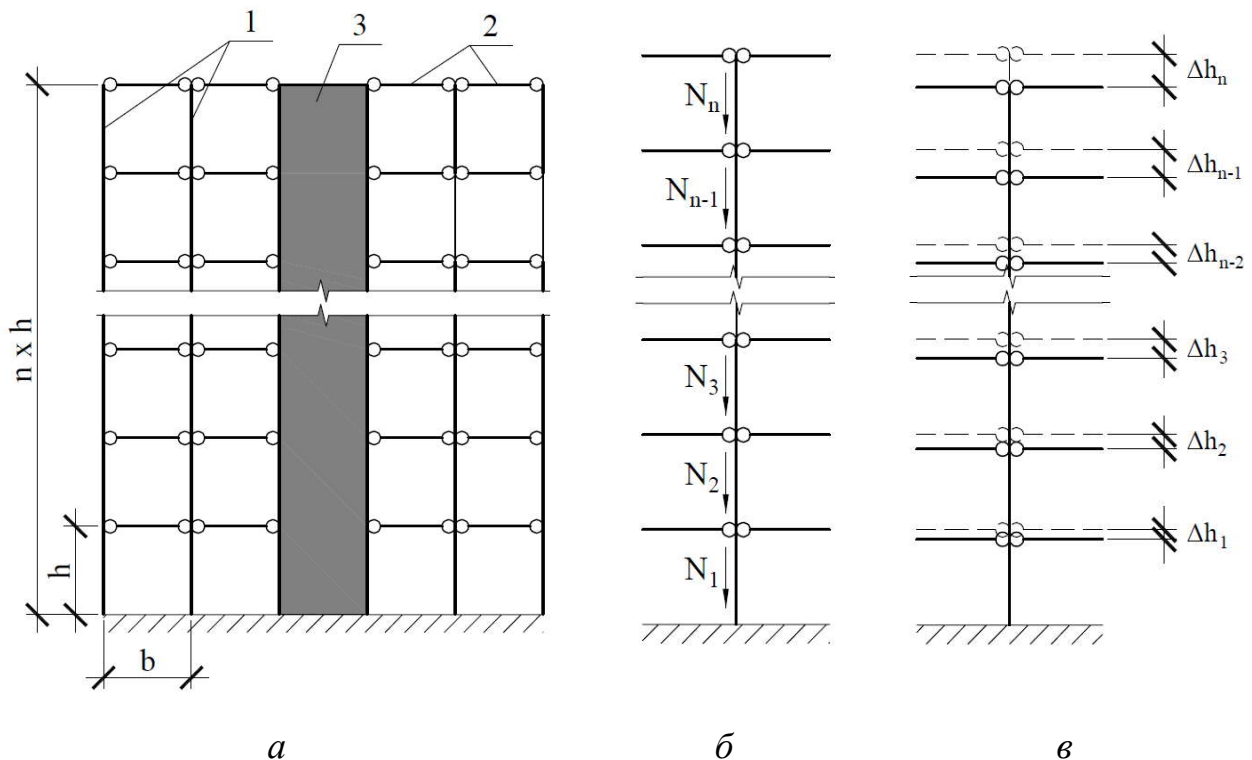


Рисунок 3.17 – До визначення вертикальних переміщень несучих конструкцій:

а) схема поперечної рами; б) навантаження на колону;

в) деформована схема колони;

1 – колони; 2 – балки; 3 - діафрагма або ядро жорсткості; b – довжина прольоту;

h – висота поверху; n – кількість поверхів; $N_1 \dots N_n$ – навантаження на колону;

$\Delta h_1 \dots \Delta h_n$ – вертикальне переміщення

Згідно закону Гука величину вертикальних переміщень елемента і-го поверху можна визначити за формулою:

$$\Delta h_i = \varepsilon_i \cdot h, \quad (3.30)$$

де ε_i – відносна деформація колони і-го поверху;

h – висота поверху, для якого визначається величина переміщень.

Відносна деформація колони і-го поверху дорівнює сумі деформацій колони поверху, для якого визначається величина переміщень, та всіх нижче розташованих колон:

$$\varepsilon_i = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 \dots + \varepsilon_n. \quad (3.31)$$

Для визначення відносних деформацій бетону та клеєної деревини при стиску скористаємося спрощеними дволінійними діаграмами напружено-деформованого стану (рис. 3.18), які описуються наступними виразами:

- для бетону

$$\sigma_c = \begin{cases} E_{cd} \varepsilon & \text{при } \varepsilon \leq \varepsilon_{c3}, \\ f_{cd} & \text{при } \varepsilon > \varepsilon_{c3} \end{cases}, \quad (3.32)$$

- для деревини

$$\sigma_{c,t} = \begin{cases} E_0 \varepsilon & \text{при } \varepsilon \leq \varepsilon_{t,u} = \frac{f_{c,0,d}}{E_0}, \\ f_{c,0,d} & \text{при } \varepsilon > \varepsilon_{t,u} = \frac{f_{c,0,d}}{E_0} \end{cases}, \quad (3.33)$$

де σ_c , $\sigma_{c,t}$ – напруження при стисканні бетону та деревини, відповідно;

ε_c , ε_t – деформації бетону та деревини, відповідно;

ε_{c3} , $\varepsilon_{t,u}$ – граничні деформації бетону та деревини, відповідно;

f_{cd} – розрахункова міцність бетону на стиск;

$f_{c,0,d}$ – розрахункова міцність деревини на стиск паралельно волокнам;

E_{cd} – модуль пружності бетону;

E_0 – модуль пружності деревини паралельно волокнам.

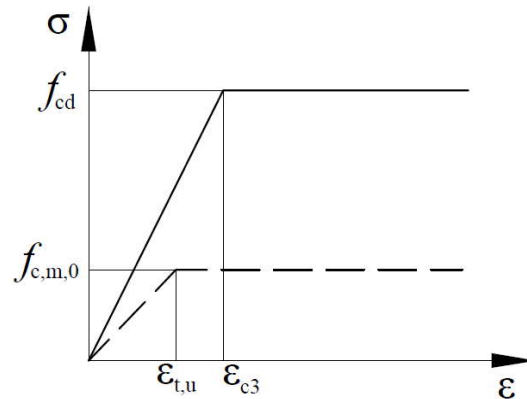


Рисунок 3.18 – Дволінійні діаграми напружено-деформованого стану для бетону та деревини

Виходячи з діаграм, деформації можуть бути визначені за формулою:

$$\varepsilon_n = N_n / E_i A, \quad (3.34)$$

де E_i – модуль пружності матеріалу;

A – площа поперечного перерізу конструкції.

Повні переміщення колон обумовлені впливом деформаційних характеристик матеріалу як при короткочасних діях (пружні деформації), так і при довготривалих, які викликають повзучість. Згідно чинних норм [147, 267], повзучість враховується шляхом заміни модуля пружності E_i (E_{cd} або E_0) на ефективний модуль пружності:

$$E_{i,eff}(t) = E_i / 1 + \varphi_{cr}, \quad (3.35)$$

де φ_{cr} – коефіцієнт повзучості бетону $\varphi(t, t_0)$ або деревини $\varphi_t(t, t_0)$, який визначається за методикою, приведеною в розділі 3.2.

Для верифікації запропонованого методу оцінки вертикальних переміщень несучих конструкцій було проведено аналіз поперечних рам 10-ти та 15-ти поверхової гібридної деревозалізобетонної будівлі. Вузли сполучення між горизонтальними і вертикальними несучими елементами - шарнірні. Для забезпечення просторової жорсткості застосовано діафрагму жорсткості, що розташована в середньому прольоті.

Колони (500x500 мм) та балки (250x500 мм) з клеєної деревини класу міцності GL28h. Діафрагма жорсткості виконана із залізобетону класу C20/25 товщиною 250 мм. Характеристики матеріалів приведені в розділі 3.3.2.

Для оцінки достовірності отриманих результатів було виконано порівняльний аналіз отриманих розрахункових даних із результатами моделювання в ПК ЛИРА.

На елементи рами були прийняті наступні навантаження:

- власна вага колони одного поверху 1.97 кН;
- власна вага діафрагми одного поверху 156.25 кН;
- погонне навантаження від власної ваги балки 0.512 кН/м;
- погонне навантаження від власної ваги та корисного навантаження

на перекриття з урахуванням ширини вантажної площі 5 м - 17.5 кН/м.

Величина переміщень з урахуванням деформацій повзучості визначалась через 1, 10 та 50 років. Відповідні коефіцієнти повзучості та модулі пружності матеріалів приведені в табл. 3.30.

Таблиця 3.30 – Коефіцієнти повзучості φ_{cr} , модулі пружності бетону E_{cd} та деревини E_0

Матеріал	Характеристика	Значення характеристик з урахуванням повзучості через		
		1 рік	10 років	50 років
Бетон	$\varphi(t, t_0)$	1.815	2.371	2.462
	E_{cd} , ГПа	8.17	6.82	6.64
Деревина	$\varphi_i(t-t_0)$	0.3	0.8	1.35
	E_0 , ГПа	9.7	7	5.4

В результаті проведених розрахунків та моделювання поперечних рам були отримані значення вертикальних переміщень в пружній стадії та з урахуванням повзучості для середньої, крайньої колони та діафрагми жорсткості.

Отримані дані щодо вертикальних переміщень з урахуванням повзучості для колон крайнього ряду 10-ти та 15-ти поверхової будівлі приведені на рис. 3.18, для колон середнього ряду - в табл. 3.31 та 3.31. Діаграми зміни вертикальних переміщень діафрагми, отримані за спрощеним методом та методом скінченних елементів в ПК «ЛІРА» для 10-ти та 15-ти поверхової будівлі, приведені на рис. 3.19, 3.20.

В таблицях та на рисунках прийняті скорочення: «СМ» – спрощений метод, «МСЕ» – метод скінченних елементів.

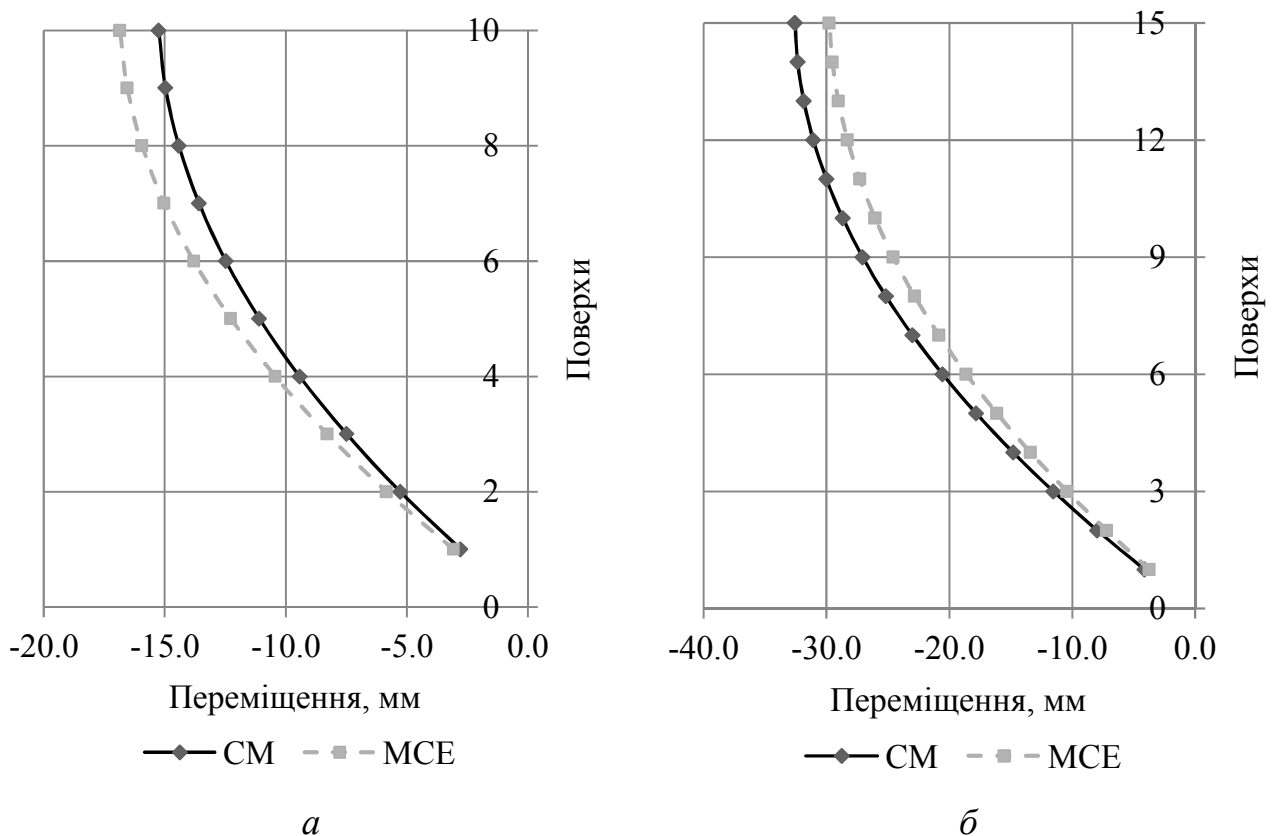


Рисунок 3.18 – Графіки зміни вертикальних переміщень колони крайнього ряду з урахуванням повзучості через 50 років:
а) 10-ти та б) 15-ти поверхової будівлі

Таблиця 3.31 – Вертикальні переміщення колон середнього ряду 10-ти поверхової будівлі

Номер поверху	Переміщення, мм					
	Через 10 років			Через 50 років		
	СМ	МСЕ	k_{dif}	СМ	МСЕ	k_{dif}
1	-4.504	-4.89	1.086	-5.88	-5.958	1.013
2	-8.558	-9.244	1.080	-11.173	-11.25	1.007
3	-12.16	-13.11	1.078	-15.877	-15.96	1.005
4	-15.31	-16.5	1.077	-19.994	-20.08	1.004
5	-18.02	-19.4	1.077	-23.522	-23.6	1.003
6	-20.27	-21.82	1.076	-26.462	-26.54	1.003
7	-22.07	-23.75	1.076	-28.814	-28.89	1.003
8	-23.42	-25.2	1.076	-30.578	-30.65	1.002
9	-24.32	-26.16	1.076	-31.755	-31.83	1.002
10	-24.77	-26.64	1.076	-32.343	-32.41	1.002

Таблиця 3.32 – Вертикальні переміщення колон середнього ряду 15-ти поверхової рами

Номер поверху	Переміщення, мм					
	Через 10 років			Через 50 років		
	СМ	МСЕ	k_{dif}	СМ	МСЕ	k_{dif}
1	-4.964	-5.5	1.108	-6.481	-6.868	1.060
2	-9.597	-10.6	1.105	-12.53	-13.08	1.044
3	-13.9	-15.31	1.102	-18.15	-18.7	1.031
4	-17.87	-19.58	1.095	-23.33	-23.89	1.024
5	-21.51	-23.48	1.092	-28.08	-28.63	1.020
6	-24.82	-27.03	1.089	-32.4	-32.95	1.017
7	-27.8	-30.21	1.087	-36.29	-36.82	1.015
8	-30.45	-33.04	1.085	-39.75	-40.26	1.013
9	-32.76	-35.51	1.084	-42.77	-43.26	1.011
10	-34.75	-37.62	1.083	-45.36	-45.83	1.010
11	-36.4	-39.37	1.082	-47.52	-47.95	1.009
12	-37.73	-40.76	1.080	-49.25	-49.64	1.008
13	-38.72	-41.79	1.079	-50.55	-50.9	1.007
14	-39.38	-42.46	1.078	-51.41	-51.72	1.006
15	-39.71	-42.78	1.077	-51.84	-52.1	1.005

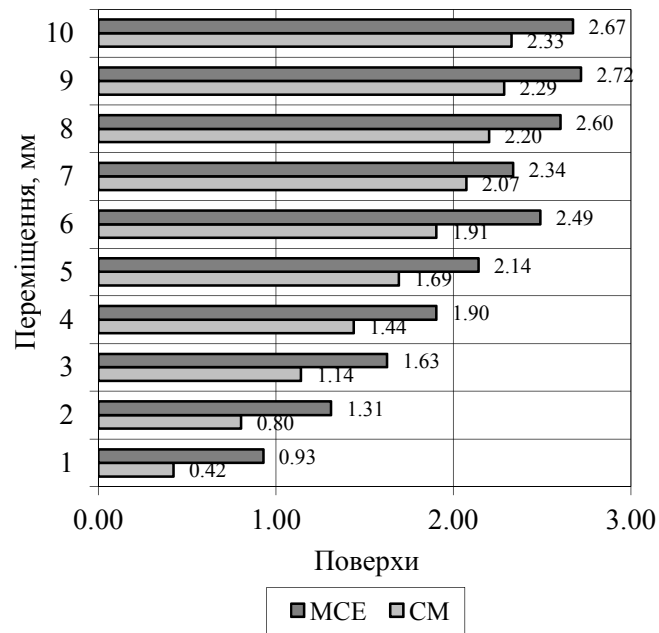


Рисунок 3.19 – Діаграма зміни вертикальних переміщень діафрагми 10-ти поверхової будівлі через 50 років

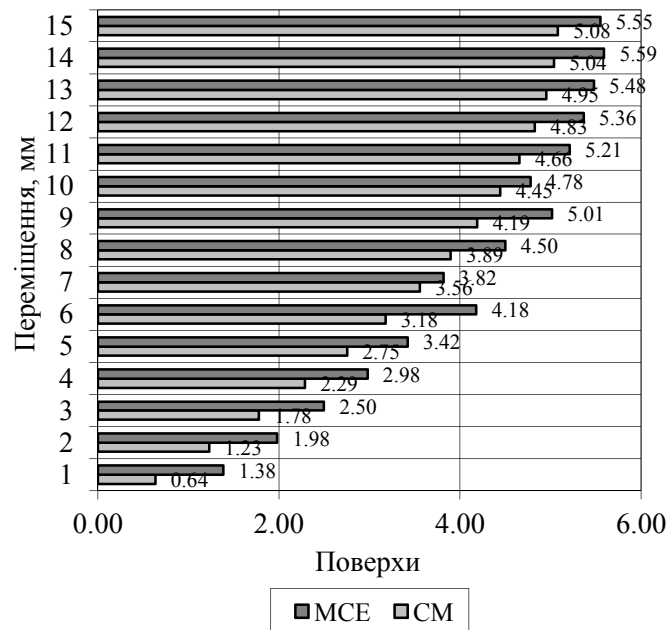


Рисунок 3.20 – Діаграма зміни вертикальних переміщень діафрагми 15-ти поверхової будівлі через 50 років

Як показали результати проведеного аналізу, теоретичні переміщення колон відрізняються від визначених із застосуванням розрахункового комплексу «ЛІРА» в 1.08-1.1 рази для середнього ряду та в 1.01-1.06 для крайнього. Різниця в отриманих значеннях для діафрагми жорсткості не

перевищує 10%. Таким чином, запропонований спрощений метод дає можливість з достатньою точністю визначати вертикальні переміщення несучих конструкцій будівлі гібридної системи в межах попереднього розрахунку.

3.4.2 Метод компенсації нерівномірних вертикальних переміщень гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель

Питання проектування багатоповерхових будівель включає забезпечення вимог за критеріями як несучої здатності, так і експлуатаційної придатності. Вимоги до експлуатаційної придатності включають обмеження величин переміщень у горизонтальній площині верхньої частини будівлі та нерівномірного укорочення вертикальних елементів.

Зі збільшенням висоти вертикальні елементи (колони, стіни, діафрагми тощо) у багатоповерховій будівлі зазнають деформацій, які проявляються у поздовжньому укороченні, що спричинене навантаженнями з великої кількості поверхів.

Як показали проведені дослідження, в гібридних будівлях з несучими конструкціями, виготовленими з різних матеріалів, останні укорочуватимуться нерівномірно, внаслідок різних деформаційних характеристик, площі поперечного перерізу, вантажної площі та впливу повзучості.

Різниця у вертикальних переміщеннях між двома сусідніми вертикальними елементами має тенденцію до збільшення по мірі збільшення висоти будівлі. Через різницю зміни довжини вертикальних елементів горизонтальні конструкції відхиляються від проектного положення, виникають додаткові зусилля в елементах. Крім того, також можуть бути пошкоджені неконструктивні елементи, такі як внутрішні перегородки, інженерно-технічні мережі, оздоблення і т.п. Для запобігання наслідків нерівномірного деформування, необхідна розробка заходів із компенсації згаданих ефектів.

Компенсація нерівномірних вертикальних переміщень полягає у визначенні таких розмірів поперечного перерізу вертикальних елементів, які

забезпечать їх рівномірне деформування у вертикальному напрямку з урахуванням залежностей «напруження-деформація» та характеристик повзучості матеріалів при відповідності критеріям несучої здатності.

Корекція розмірів поперечного перерізу застосовується до дерев'яних колон, оскільки вони зазнають значно більших деформацій у поздовжньому напрямку та, відповідно, вертикальних переміщень.

За спрощеною методикою, приведеною в розділі 3.4.1 визначається прогнозована величина вертикальних деформацій дерев'яних колон $\varepsilon_{t,i}$ та залізобетонного ядра або діафрагми жорсткості $\varepsilon_{c,i}$ для i -го поверху.

Різниця між деформаціями, що відповідає нерівномірному переміщенню, $\Delta\varepsilon_i$ i -го поверху визначається як різниця в прогнозованих вертикальних деформаціях між двома елементами у суміжних прольотах:

$$\Delta\varepsilon_i = \varepsilon_{t,i} - \varepsilon_{c,i}. \quad (3.36)$$

Корекція розмірів поперечного перерізу відповідає зміні площі поперечного перерізу, яка визначається за формулою:

$$\Delta A_i = \frac{N_i \cdot h_n}{\Delta\varepsilon_i \cdot E_i}, \quad (3.37)$$

де N_i – поздовжня сила, що діє на колону;

h_n – висота поверху;

$\Delta\varepsilon_i$ - різниця між деформаціями, що відповідає нерівномірному переміщенню;

E_i – модуль пружності з урахуванням повзучості.

Відповідно до методу групової компенсації, для зменшення кількості відправочних марок колон вони об'єднуються у групи по декілька поверхів. Якщо кількість поверхів у i -й групі дорівнює n , то усереднене значення коригування для вертикальних елементів кожного поверху в j -й групі можна

визначити наступним чином:

$$\Delta A_j = \frac{\Delta A_{1,j} + \Delta A_{2,j} + \dots + \Delta A_{n,j}}{n}. \quad (3.38)$$

Похибка між сумою середніх значень корекції та сумою величин нерівномірного переміщення для n поверхів у j -й групі має дорівнювати нулю. Проте у випадку групової компенсації, коли призначається усереднене значення коригування, похибка становитиме:

$$\xi_j = n \cdot \Delta A_j - \sum_{i=1}^n \Delta A_{i,j} \neq 0. \quad (3.39)$$

Оскільки похибка попередньої групи впливає на наступну, середнє значення корекції для вертикальних елементів кожного поверху в j -й групі визначатиметься наступним чином:

$$\Delta A_j = \frac{\Delta A_{1,j} + \Delta A_{2,j} + \dots + \Delta A_{n,j} + \xi_{j-1}}{n}. \quad (3.40)$$

Після підбору компенсації виконується перевірка за критерієм граничної величини нерівномірних вертикальних переміщень:

$$\delta_{i,j}^c \leq [\delta_{i,j}]. \quad (3.41)$$

де $\delta_{i,j}^{comp}$ - різниця у величині вертикальних переміщень на рівні i -го поверху в j -й групі, визначена з урахуванням компенсації (корекції розмірів поперечного перерізу).

$[\delta_{i,j}]$ - гранично допустима різниця у величині вертикальних переміщень.

Обмеження нерівномірних вертикальних переміщень суміжних конструкцій в нормах напряду не регламентовані. Граничні величини можуть бути отримані, виходячи з вимог до вертикальних переміщень перекриттів та покриттів. Базове обмеження нерівномірних вертикальних переміщень згідно вимог [253] регламентується співвідношенням розрахункового переміщення до прольоту, яке формулюється наступним чином:

$$[\delta_{i,j}] = \begin{cases} l/150 & \text{при } l = 3\text{м} \\ l/200 & \text{при } l = 6\text{м} , \\ l/250 & \text{при } l = 12\text{м} \end{cases} \quad (3.42)$$

де l – довжина прольоту.

Запропонований метод компенсації було апробовано на прикладі 15-ти поверхової будівлі комбінованої системи з дерев'яними колонами та балками та залізобетонним ядром жорсткості (конструктивна система №4 згідно табл. 3.1).

Матеріали конструкцій каркасу – клеєна деревина класу GL28h для колон та балок; залізобетон класу C20/25 для ядра жорсткості з характеристиками, приведеними у розділі 3.3. Початкові розміри поперечного перерізу колон 400x400 мм прийняті однаковими для всіх поверхів. Дерев'яні балки мають розмір поперечного перерізу 300x600 мм. Товщина залізобетонного ядра жорсткості – 250 мм.

Навантаження на елементи складаються з власної ваги конструкцій та корисного навантаження на перекриття зі значеннями, ідентичними приведеним в розділі 3.4.1.

Дані щодо вертикальних переміщень залізобетонного ядра жорсткості та дерев'яної колони середнього ряду, визначені з урахуванням деформацій повзучості через 50 років приведені в табл. 3.33 (сірим кольором позначені номери поверхів та відповідна розрахункова різниця, що перевищує гранично допустиму величину).

Таблиця 3.33 - Розрахункова різниця вертикальних переміщень елементів 15-ти поверхової будівлі через 50 років без компенсації

Номер поверху	Вертикальні переміщення, мм		Розрахункова різниця, мм	Гранично допустима різниця, мм
	з/б ядро жорсткості	колона		
1	-0.64	-6.48	5.846	25
2	-1.23	-12.53	11.301	
3	-1.78	-18.15	16.367	
4	-2.29	-23.33	21.044	
5	-2.75	-28.08	25.331	
6	-3.18	-32.40	29.228	
7	-3.56	-36.29	32.735	
8	-3.89	-39.75	35.852	
9	-4.19	-42.77	38.580	
10	-4.45	-45.36	40.919	
11	-4.66	-47.52	42.867	
12	-4.83	-49.25	44.426	
13	-4.95	-50.55	45.595	
14	-5.04	-51.41	46.374	
15	-5.08	-51.84	46.764	

Як видно з табл. 3.33, розрахункова різниця переміщень перевищує гранично допустиме значення, починаючи з 5 поверху, і поступово збільшується до останнього 15 поверху, де перевищення становить 1,9 разів.

Необхідні для компенсації розміри поперечного перерізу колон, відповідні групи поверхів та розрахункова різниця вертикальних переміщень, отримана з урахуванням компенсації, приведені в табл. 3.34.

Таблиця 3.34 - Розрахункова різниця вертикальних переміщень елементів 15-ти поверхової будівлі через 50 років з урахуванням компенсації

Номер поверху	Номер групи поверхів	Розміри поперечного перерізу колон	Вертикальні переміщення, мм		Розрахункова різниця, мм	Гранично допустима різниця, мм
			з/б ядро жорсткості	колони (з урахуванням компенсації)		
1	1	0.6x0.6	-0.64	-2.186	-1.551	25
2			-1.23	-4.226	-2.998	
3			-1.78	-6.120	-4.342	
4	2	0.55x0.55	-2.29	-8.201	-5.915	
5			-2.75	-10.509	-7.757	
6	3	0.5x0.5	-3.18	-12.607	-9.432	
7	4	0.4x0.4	-3.56	-15.558	-12.001	
8			-3.89	-18.180	-14.286	
9			-4.19	-20.475	-16.284	
10			-4.45	-22.442	-17.997	
11			-4.66	-24.082	-19.425	
12	5	0.3x0.3	-4.83	-26.413	-21.587	
13			-4.95	-28.161	-23.208	
14			-5.04	-29.327	-24.289	
15			-5.08	-29.910	-24.830	

Отримані результати свідчать про те, що застосування конструктивних заходів з компенсації, дозволяє зменшити нерівномірні вертикальні переміщення несучих конструкцій гібридної багатоповерхової будівлі, визначені з урахуванням деформацій повзучості. Корекція розмірів поперечного перерізу дерев'яних колон дозволяє забезпечити експлуатаційну придатність гібридних багатоповерхових будівель протягом терміну експлуатації.

3.5 Рекомендації щодо розрахунку гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель

Розрахункова схема гібридної деревозалізобетонної багатоповерхової будівлі повинна включати її фізичну модель і сукупність навантажень і впливів.

Фізична модель багатоповерхової гібридної будівлі з каркасом із дерев'яних елементів та залізобетонними елементами забезпечення просторової жорсткості представляє собою просторову систему, що складається з наступних елементів:

- 1) фундаментів, розташованих на деформованій основі;
- 2) колон та вертикальних елементів забезпечення просторової жорсткості (діафрагм або ядра);
- 3) збірних або збірно-монолітних дисків перекриттів і покриття, які в свою чергу складаються із головних, другорядних балок та залізобетонної або ґрунтобетонної плити;
- 4) вузлових сполучень і стиків всіх збірних елементів.

Вихідні дані, що характеризують розрахункову фізичну модель, повинні включати комплекс даних про фізико-механічні характеристики використовуваних матеріалів, геометричні параметри будівлі і її елементів, параметри зовнішніх експлуатаційних впливів та умов.

Оскільки в гібридних будівлях застосовуються деревина та залізобетон, які мають різні деформаційні та реологічні характеристики, при встановленні розрахункових характеристик матеріалів необхідно користуватись діаграмами «напруження-деформація» та залежностями повзучості.

Характеристики матеріалів необхідно призначати:

- для клеєної деревини згідно ДСТУ EN 338:2004 [274] та рекомендацій розділу 3.2;
- для бетону та залізобетону згідно ДБН В.2.6-98:2009 (розділ 3) [267] та Eurocode EN 1992-1-1 (додаток В) [270];

Визначення параметрів напружено-деформованого стану несучих

конструкцій будівлі рекомендується виконувати методом скінченних елементів із використанням сучасних програмних комплексів, призначеного для розрахунку будівельних конструкцій.

Просторова система будівлі для розрахунку приводиться до спрощеної умовної схеми. Колони та балки каркасу в розрахунковій схемі слід задавати стержневими скінченними елементами, тоді як для елементів просторової жорсткості (діафрагм або ядра) рекомендованими є пластинчасті прямокутні та трикутні скінченні елементи.

Моделювання сполучення головних балок з колонами та елементами забезпечення просторової жорсткості виконується:

- для в'язевих та комбіновано-в'язевих каркасів у вигляді нерухомих шарнірів, що забезпечують вільний поворот в площині рам;
- для рамних каркасів у вигляді жорстких вузлів.

Величину та розрахункові сполучення навантажень і впливів на елементи багатопверхових гібридних будівель, а також необхідні коефіцієнти надійності слід визначати відповідно до вимог ДБН В.1.2-2:2006 [259].

Вплив огорожувальних конструкцій і внутрішніх перегородок на розподіл зусиль в несучій системі і забезпечення просторової жорсткості каркаса гібридної деревозалізобетонної багатопверхової будівлі при створенні розрахункової схеми не враховується.

Розрахунок на епізодичні (сейсмічні) навантаження виконується згідно вимог ДБН В.1.1-12:2014 [275].

Результатами розрахунку конструктивної системи є комплекс даних, який включає дані щодо величини внутрішніх зусиль та напружень в елементах, а також значення переміщень окремих вузлів та будівлі в цілому.

За отриманими даними виконуються перевірки вимог за граничними станами несучої здатності (перша група) та експлуатаційної придатності (друга група).

За граничними станами несучої здатності перевіряється міцність та стійкість конструктивних елементів, достатність прийнятих розмірів

поперечних перерізів на дію найбільш несприятливих сполучень внутрішніх зусиль. Перевірки несучої здатності дерев'яних конструкцій виконуються згідно вимог ДБН В.2.6-161:2017 [147], залізобетонних конструкцій - ДБН В.2.6-98:2009 [267] та ДСТУ Б В.2.6-156: 2010 [276].

За граничними станами експлуатаційної придатності перевіряється величина деформацій (прогинів та переміщень) окремих елементів та конструктивної системи в цілому. Прогини та переміщення обмежуються, виходячи з забезпечення зовнішнього вигляду конструкцій, запобігання відчуттю небезпеки та відчуттям дискомфорту (естетико-психологічні та фізіологічні вимоги); запобігання пошкоджень сполучень та стиків елементів конструкцій (конструкційні вимоги), а також забезпечення умов нормальної експлуатації обладнання (технологічні вимоги). Критерії експлуатаційної придатності встановлюються згідно ДСТУ Б В.1.2-3:2006 [244].

Додатково до вищенаведеного, необхідна перевірка нерівномірних вертикальних переміщень за рекомендаціями розділу 3.4.2. Загалом перевірка полягає у наступному:

- визначаються прогнозовані величини вертикальних деформацій та переміщень елементів кожного поверху наприкінці розрахункового терміну експлуатації з урахуванням впливу повзучості;

- розраховується різниця в значеннях вертикальних переміщень дерев'яних та залізобетонних вертикальних елементів та перевіряється умова (3.42);

- розраховується значення корекції площі поперечного перерізу дерев'яних колон та, відповідно, його розміри;

- для мінімізації відправочних марок колон, вони об'єднуються в групи по кілька поверхів, розраховується усереднене значення коригування площі поперечного перерізу;

- розраховується нове значення різниці вертикальних деформацій, від якого переходять до переміщень та перевіряється умова (3.42).

Таким чином, визначається раціональна кількість груп поверхів та

поверхів у групі а також розміри поперечного перерізу для компенсації нерівномірних вертикальних переміщень, що забезпечує відповідність будівлі критеріям експлуатаційної придатності.

3.6 Висновки до розділу 3

1. Приведена методика оцінки та створені розрахункові моделі гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель для дослідження закономірностей зміни параметрів напружено-деформованого стану в залежності від конструктивної схеми. Розглянуто ряд конструктивних схем, які включають рамну схему без елементів забезпечення просторової жорсткості; комбіновано-в'язеву з двома діафрагмами жорсткості; комбіновано-в'язеву з чотирма діафрагмами жорсткості; комбіновано-в'язеву з ядром жорсткості; комбіновано-в'язеву з ядром і чотирма діафрагмами жорсткості; комбіновано-в'язеву з ядром жорсткості і аутригером в рівні верхнього поверху; комбіновано-в'язеву з ядром жорсткості і аутригером в двох рівнях.

2. На основі відомих моделей сформульовані фізичні співвідношення для урахування діаграм деформування та повзучості матеріалів (бетону та деревини) для аналізу напружено-деформованого стану гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель.

3. Проведена оцінка впливу конструктивної системи, поверховості та способу забезпечення просторової жорсткості на напружено-деформований стан гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель. Отримані дані щодо горизонтальних переміщень розглянутих варіантів будівель свідчать про те, що просторова жорсткість 5-ти і 10-ти поверхових будинків забезпечується для всіх розглянутих варіантів конструктивних систем. Для 15-ти поверхової будівлі необхідне застосування рамної конструктивної системи або комбіновано-в'язевої з ядром жорсткості. Для 20-ти поверхової будівлі слід застосовувати комбіновано-в'язеву систему з ядром жорсткості та двома аутригерами, розташованими в рівні 20 та 8 поверхів. За результатами аналізу

рівня використання несучих властивостей елементів каркасу встановлено, що прийняті при моделюванні розміри поперечних перерізів колон (250x250 мм для 5-ти поверхової будівлі; 300x300 мм – для 10-ти поверхової; 400x400 – для 15-ти поверхової та 550x550 мм – для 20-ти поверхової) забезпечують необхідну несучу здатність.

4. Аналіз впливу повзучості на напружено-деформований стан гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель показав, що характеристики деформування та повзучість істотно впливають на величину переміщень елементів каркасу. Порівняно з результатами для пружної моделі розрахунку, вертикальні переміщення з урахуванням повзучості за моделлю пружно-в'язко-пластичного тіла, протягом 50 років збільшуються в кілька разів, а саме: при умовах *класу експлуатації I* в 2.6 - 3.7 разів для колон з клеєної деревини; 1,8-3,1 рази для колон з LVL та 3,3-3,4 рази для залізобетонного ядра жорсткості; при умовах *класу експлуатації II* в 2.4- 3.7 разів для колон з клеєної деревини; 1,8-2,9 рази для колон з LVL та 3,05-3,15 рази для залізобетонного ядра жорсткості. Отримані за рекомендаціями норм [147, 167, 168] вертикальні переміщення порівняно з результатами за моделлю пружно-в'язко-пластичного тіла є заниженими в 1.48 – 2.33 рази для клеєної деревини та в 1.14 – 1.8 разів для LVL в умовах *класу експлуатації I*, а також в 1.32 – 2.07 рази для клеєної деревини та в 1.01 – 1.6 разів для LVL в умовах *класу експлуатації II*.

5. Для визначення вертикальних переміщень несучих конструкцій гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель запропоновано спрощений метод, який враховує залежності деформування, а також характеристики повзучості деревини та бетону. Верифікація запропонованого методу виконана шляхом порівняльній аналізу результатів, отриманих шляхом спрощеного розрахунку та скінченноелементного моделювання із застосуванням ПК ЛІРА поперечних рам 10-ти та 15-ти поверхової будівлі. Різниця в отриманих величинах склала 1.08-1.1 рази для колон середнього ряду та 1.01-1.06 для крайнього та в межах 10% для діафрагми жорсткості.

6. Запропоновано метод компенсації нерівномірних вертикальних переміщень гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель, який полягає у визначенні розмірів поперечного перерізу вертикальних елементів, які забезпечать їх рівномірне деформування у вертикальному напрямку з урахуванням залежностей «напруження-деформація» та характеристик повзучості матеріалів при відповідності критеріям несучої здатності. Приведені граничні величини нерівномірних вертикальних переміщень.

7. Сформульовано рекомендації щодо розрахунку гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель, які включають вимоги до фізичної моделі багатоповерхової гібридної будівлі, призначення характеристик матеріалів, методи визначення параметрів напружено-деформованого стану, моделювання з'єднань, а також необхідні перевірки за результатами розрахунку. Особливістю розрахунків гібридних деревозалізобетонних будівель є необхідність перевірки за нерівномірними вертикальними переміщеннями для забезпечення відповідності будівлі критеріям експлуатаційної придатності.

Матеріали досліджень, викладені в даному розділі, опубліковані в роботах [277-281].

3.7 Список використаних джерел в розділі 3

У розділі 3 використані джерела [128, 131, 147, 167, 168, 244, 253, 257-259, 266-268, 270, 274-276]. Їх найменування представлені у загальному списку використаних джерел.

РОЗДІЛ 4

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ МАТЕРІАЛІВ ТА ВИРОБІВ ДЛЯ ГІБРИДНИХ ДЕРЕВОЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ

4.1 Методика визначення фізико-механічних характеристик клеєної деревини та експериментальні дослідження несучої здатності та прогинів натурних клеєних дерев'яних балок

На теперішній час в Україні набули чинності норми проектування дерев'яних конструкцій [147], які гармонізовані з нормами Європейського Союзу і, в тому числі, встановлюють загальні вимоги до клеєної деревини. Тим не менше, на практиці виникають проблеми проектування клеєних дерев'яних конструкцій, які пов'язані з фактичною відсутністю рекомендацій щодо сортування за міцністю, недостатнім обсягом даних щодо фізико-механічних характеристик клеєного бруса, який виробляється в Україні.

Елемент з клеєної деревини за характеристичними значеннями фізико-механічних властивостей може бути віднесений до одного з класів міцності, якщо ці характеристики не менше величин, наведених у стандарті [149]. Даний стандарт визначає класи міцності клеєної деревини GL24h, GL28h, GL32h та GL36h, де цифра позначає характеристичну міцність на згин в МПа.

Віднесення клеєної деревини до класу міцності виконується шляхом визначення ключових фізико-механічних властивостей деревини ламелей, з яких виготовляється елемент, а саме характеристичної міцності на розтяг паралельно волокнам $f_{t,0,l,k}$ та середнього модуля пружності паралельно волокнам $E_{0,l,mean}$ [149].

Характеристичні значення властивостей клеєної деревини за класами міцності знаходяться в кореляційній залежності з приведеними характеристиками ламелей (табл. 4.1).

Таблиця 4.1 – Кореляційні залежності властивостей клеєної деревини від властивостей деревини ламелей [149]

Найменування та умовне позначення властивостей		Залежність
Міцність на згин, МПа	$f_{m,g,k}$	$7+1.15 f_{t,0,l,k}$
Міцність на розтяг паралельно волокнам, МПа	$f_{t,0,g,k}$	$5+0.8 f_{t,0,l,k}$
Міцність на розтяг перпендикулярно волокнам, МПа	$f_{t,90,g,k}$	$0.2+0.015 f_{t,0,l,k}$
Міцність на стиск паралельно волокнам, МПа	$f_{c,0,g,k}$	$7.2 f_{t,0,l,k}^{0,45}$
Міцність на стиск перпендикулярно волокнам, МПа	$f_{c,90,g,k}$	$0.7 f_{t,0,l,k}^{0,5}$
Міцність на сколювання, МПа	$f_{v,g,k}$	$0.32 f_{t,0,l,k}^{0,8}$
Середній модуль пружності паралельно волокнам, МПа	$E_{0,g,mean}$	$1.05 E_{0,l,mean}$
Середній модуль пружності перпендикулярно волокнам, МПа	$E_{90,g,mean}$	$0.035 E_{0,l,mean}$
Модуль зсуву, МПа	$G_{g,mean}$	$0.065 E_{0,l,mean}$
Густина, кг/м ³	$\rho_{g,k}$	$1.10 \rho_{l,k}$

Дослідження передбачали визначення фізико-механічних властивостей клеєної деревини, випробування на згин стандартних зразків та натурних клеєних балок. Для виготовлення всіх зразків використані пиломатеріали деревини сосни однієї партії, які були надані підприємством «ФЛП Портнова».

Фізико-механічні властивості окремих ламелей визначалися шляхом стандартних випробувань на розтяг (визначення характеристичної міцності та модуля пружності при розтягуванні вздовж волокон) відповідно до вимог [148]. При цьому зразки ламелей для випробування мали розміри поперечного перерізу, характерні для їх використання при виготовленні клеєного елемента, та довжину, що перевищує більший розмір поперечного перерізу мінімум у 9 разів (рис. 4.1, а). За результатами випробувань виконується класифікація клеєної деревини за міцністю.

Для оцінки несучої здатності клеєної деревини згідно визначеного класу міцності були виконані випробування на згин стандартних зразків (балок з декількох ламелей, склеєних вологотверднучим 1-компонентним поліуретановим клеєм Клейберит PUR 510 FiberBond). Випробування проводились відповідно до вимог [148]. Ширина поперечного перерізу балок становила 60 та 120 мм. Кожна балка складалася з 6 шарів, склеєних між собою ламелей завтовшки 20 мм, таким чином висота балок – 120 мм. Вологість деревини 8 – 10%. Схема зразків приведені на рис. 4.1, б. Геометричні параметри та кількість зразків для випробування на розтяг вздовж волокон приведені в табл. 4.2, на згин – в табл. 4.3.

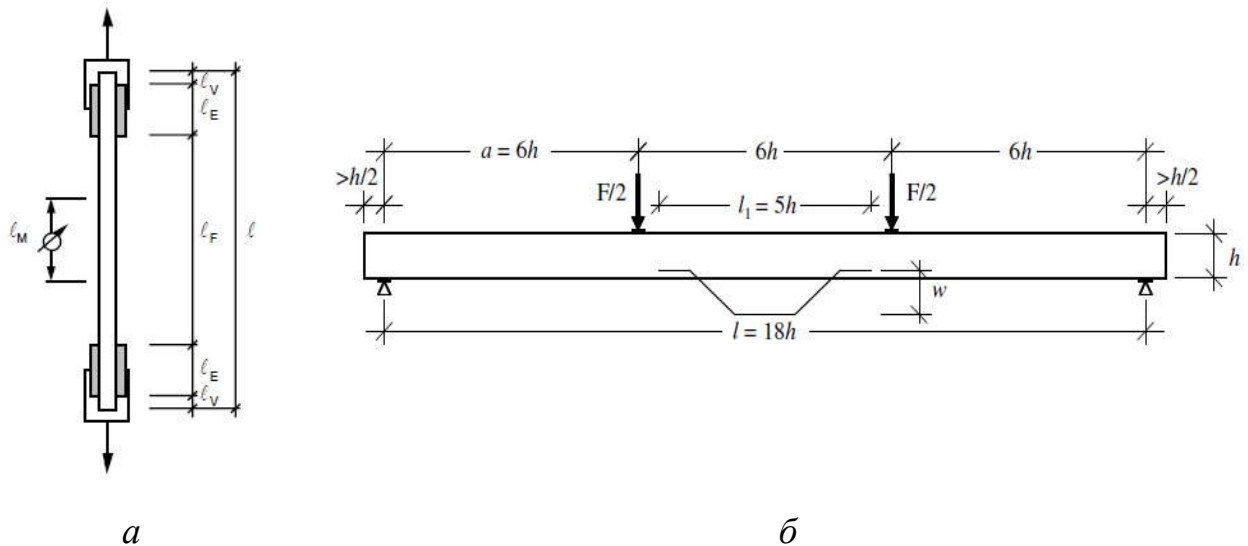


Рисунок 4.1 – Схема та геометричні параметри зразків: а – для випробування на розтяг вздовж волокон [142]; б – для випробування на згин [143]

Таблиця 4.2 – Геометричні параметри зразків для випробування на розтяг вздовж волокон

Розміри поперечного перерізу зразка, мм		Повна довжина, l , мм	Вільна довжина, l_F , мм	База вимірювань, l_M , мм	Кількість зразків, шт.
ширина, b	висота, h		$\geq 9h$	$\geq 5h$	
20	60	1000	600	300	10
30	60	1000	600	300	10

Таблиця 4.3 – Геометричні параметри зразків для випробування на згин

Тип	Розміри поперечного перерізу, мм		Повна довжина, мм	Прольот, $l=18h$, мм	Відстань між точками навантаження, $l-2a$, мм	База вимірювань, l_l , мм	Кількість зразків, шт.
	ширина, b	висота, h					
1	60	120	2300	2160	720	600	3
2	120	120	2300	2160	720	600	3

Під час випробувань зразків товщиною 20 мм на розтяг використовувалась універсальна розривна машина УММ-20. Для випробування зразків товщиною 30 мм використовувалась універсальна розривна машина ГМС-100.

Вимірювання величини деформацій зразків здійснювалось за допомогою індикатора часового типу ІЧ-10.

Для випробування на згин балка з обох кінців встановлювалась на шарнірно-нерухомих опорах. Зосереджене навантаження на балку від гідравлічного преса передавалось через траверсу та розподілялось навпіл на дві точки посеред прольоту. Під час випробувань використовувався гідравлічний домкрат ДГ-20. Вимірювання прогину центрального перерізу здійснювалось за допомогою прогиноміру 6-ПАО. При проведенні експерименту величина прогину фіксувалась до теоретичного руйнівного навантаження, після чого прогиномір знімався і навантаження збільшувалось до моменту руйнування балки.

Навантаження зразків здійснювалось плавно до руйнування зразка. При випробуваннях на розтяг покази переміщення знімались кожні 2 кН навантаження для зразків товщиною 20 мм та кожні 4 кН для зразків товщиною 30 мм. При випробуваннях балок на згин покази знімались кожні дві одиниці тиску за шкалою манометру, які дорівнюють приблизно 250 кгс навантаження. Величина етапу навантаження в кожному випадку відповідала $\approx 10\%$ від очікуваного значення руйнівного навантаження.

У процесі проведення випробувань фіксувались наступні показники: величина навантаження; величина деформацій на контрольованій ділянці; величина прогину (при випробуваннях на згин); навантаження в момент руйнування. Також в процесі проведення випробувань фіксувались первинні ознаки руйнування конструкцій: характерний тріск, поява тріщин та інше.

В результаті випробувань зразків на розтяг вздовж волокон було отримано руйнівне навантаження, а також визначено характер руйнування деревини (рис. 4.2). За отриманими даними для кожного зразка з використанням формул, приведених в [149], було визначено міцність та модуль пружності при розтягуванні вздовж волокон.



Рисунок 4.2 – Характер руйнування зразків при випробуванні на розтяг:
а – руйнування в зоні захвату; б – руйнування по волокнам; в – балок при
випробуванні на згин

Характер руйнування зразків при випробуванні на розтяг можна умовно розділити на дві основні групи: 1) руйнування в зоні захвату та 2) руйнування

безпосередньо від розриву поздовжніх волокон.

На величину руйнівного навантаження значно впливає наявність дефектів (особливо сучків), які значно знижують міцність деревини. Слід відзначити, що руйнування по волокнам деревини спостерігалось лише в «чистих» зразках без дефектів або пороків деревини. Оскільки в заводських умовах при виготовленні клеєних дерев'яних балок або інших елементів дефекти окремих ламелей видаляються, проводити дослідження ламелей слід на «чистих» пиломатеріалах, якщо немає інших вимог.

Обробка отриманих даних виконувалась відповідно до вимог [148, 149]. Міцність на розтяг вздовж волокон визначалася для кожного випробуваного зразка за формулою:

$$f_{t,0,l} = F_{\max} / A, \quad (4.1)$$

де F_{\max} – руйнівне навантаження;

A – площа поперечного перерізу.

Модуль пружності при розтягуванні вздовж волокон визначався за формулою:

$$E_{t,0,l} = \frac{l_1 (F_2 - F_1)}{A (w_2 - w_1)}, \quad (4.2)$$

де $(F_2 - F_1)$ – приріст навантаження на прямолінійній ділянці графіку «навантаження - деформація»;

$(w_2 - w_1)$ – приріст деформацій на ділянці, що відповідає $(F_2 - F_1)$;

A – площа поперечного перерізу;

l_1 – база вимірювань.

Для визначення густини деревини з випробуваних ламелей вирізалися зразки розміром 20x20x30 мм, які висушувались в сушильній шафі до постійної маси. Густина деревини в сухому стані визначалася за формулою:

$$\rho_g = \frac{m_g}{V_g}, \quad (4.3)$$

де m_g – вага зразка в сухому стані;

V_g – об'єм зразка в сухому стані.

В результаті обробки експериментальних даних були отримані наступні значення характеристик: міцність ламелі на розтяг вздовж волокон $f_{t,0,l,k} = 18,73 \text{ Н/мм}^2$, модуль пружності $E_{t,0,l,mean} = 15092 \text{ Н/мм}^2$ та густина 467 кг/м^3 .

З використанням кореляційних залежностей (табл. 4.1) були визначені відповідні фізико-механічні характеристики, згідно з якими клеєна деревина з випробуваних ламелей за класом міцності може бути класифікована як GL28h (табл. 4.4).

Таблиця 4.4 – Фізико-механічні характеристики клеєної деревини за результатами випробувань

Найменування та умовне позначення характеристики	Експериментальне значення	Значення для стандартного класу міцності GL28h	
Міцність на згин, МПа	$f_{m,g,k}$	28.5	28
Міцність на розтяг паралельно волокнам, МПа	$f_{t,0,g,k}$	20	19.5
Міцність на розтяг перпендикулярно волокнам, МПа	$f_{t,90,g,k}$	0.48	0.45
Міцність на стиск паралельно волокнам, МПа	$f_{c,0,g,k}$	26.6	26.5
Міцність на стиск перпендикулярно волокнам, МПа	$f_{c,90,g,k}$	3	3.0
Міцність на сколювання, МПа	$f_{v,g,k}$	3.31	3.2
Середній модуль пружності паралельно волокнам, МПа	$E_{0,g,mean}$	15846	12600
Модуль зсуву, МПа	$G_{g,mean}$	981	780
Густина, кг/м^3	$\rho_{g,k}$	513	410

В результаті випробування стандартних зразків (балок) на згин були отримані фактичні значення руйнівного навантаження та міцності клеєної деревини на згин. Згідно отриманих даних для випробуваних балок побудовано графіки залежності прогину від навантаження, які приведено на рис. 4.3.

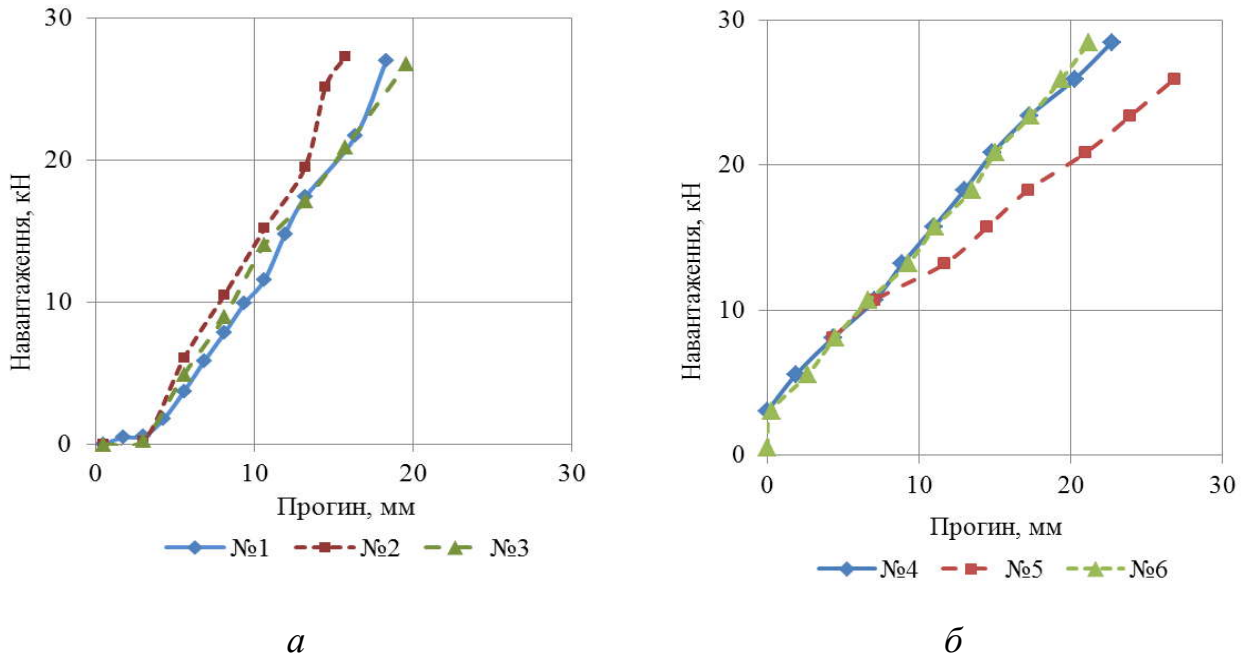


Рисунок 4.3 – Графіки залежності прогину від навантаження для балок:

а – тип 1; б – тип 2

Теоретичне значення руйнівного навантаження балки на згин відповідно до встановленого класу міцності визначалося за формулою:

$$F_{\max,t} = \frac{6f_{m,g,k}^t W}{l}, \quad (4.4)$$

де $f_{m,g,k}^t$ – міцність клеєної деревини на згин;

M_{\max} – максимальний згинальний момент в небезпечному перерізі;

l – розрахунковий проліт;

W – момент опору перерізу.

Міцність на згин за результатами випробувань визначалась за формулою:

$$f_{m,g,k}^e = \frac{0.5aF_{max,e}}{W}, \quad (4.5)$$

де a – відстань між точкою прикладання навантаження та найближчою опорою;
 F_{max} – руйнівне навантаження.

Фактичні значення руйнівного навантаження та міцності клеєної деревини на згин, а також їх порівняння з теоретичними значеннями приведено в табл. 4.5.

Таблиця 4.5 – Результати випробування балок на згин

Номер балки	Розміри перерізу, мм		Руйнівне навантаження, кН		γ_1	Міцність на згин, Н/мм ²		γ_2
	ширина, b	висота, h	$F_{max,t}$	$F_{max,e}$		$f_{m,g,k}^t$	$f_{m,g,k}^e$	
1	60	120	10.5	20.8	1.98	28	52.1	1.86
2				18.3	1.74		45.75	1.63
3				19.5	1.86		48.75	1.74
4	120	120	21.04	41.8	1.99		52.25	1.87
5				39.9	1.9		49.85	1.78
6				43	2.4		53.75	1.92

Примітка. Коефіцієнти безпеки $\gamma_1 = F_{max,e}/F_{max,t}$, $\gamma_2 = f_{m,g,k}^e / f_{m,g,k}^t$ де $F_{max,e}$, $F_{max,t}$

$f_{m,g,k}^t$, $f_{m,g,k}^e$ – відповідно, експериментальне та теоретичне руйнівне навантаження та міцність на згин.

Як видно з отриманих даних, деформування балок характеризується близькою до лінійної залежністю. Випробувані балки характеризуються незначними розбіжностями значень руйнівного навантаження та міцності на

згин, що свідчить про однорідність властивостей. Тим не менше, отримані експериментальні величини в 1.63 – 1.92 рази перевищують очікувані теоретичні значення, відповідно до експериментально встановленого класу міцності.

Для проведення дослідження були використані дві клеєні дерев'яні балки, виготовлені аналогічно стандартним балкам. Розміри поперечного перерізу балки: ширина 120 мм, висота 180 мм. Довжина балки 9880 мм. Кожна балка складалася з 9 шарів, склеєних між собою ламелей (дощок) завтовшки 20 мм. Деревина ламелей – сосна. Вологість деревини 8 – 10%.

Балка представляє собою однопрольотну шарнірно опертю конструкцію, на яку діє зосереджене навантаження. Розрахункова схема балки приведена на рис. 4.4. Схема випробування приведена на рис. 4.5.

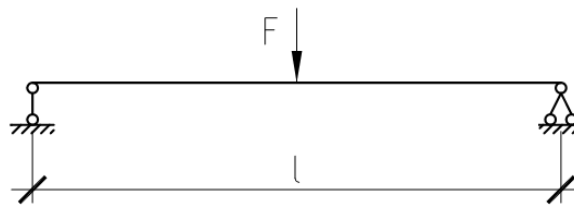


Рисунок 4.4 – Розрахункова схема балки

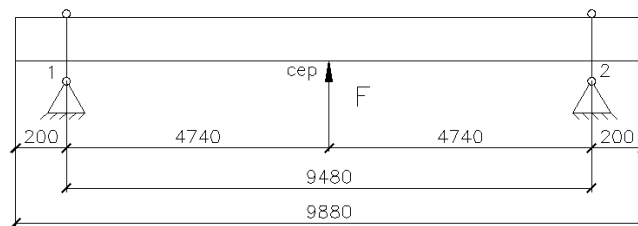


Рисунок 4.5 – Схема випробування балки

Для визначення прогнозного руйнівного навантаження було виконано розрахунок теоретичної несучої здатності балки на згин, а також теоретичного прогину відповідно до вимог [147]. При цьому було використано встановлений проведеними випробуваннями клас міцності GL28h та відповідні фізико-механічні характеристики клеєної деревини. Характеристики міцності та пружності наведені в табл. 4.6.

Таблиця 4.6 – Характеристики клеєної деревини класу GL28h для визначення теоретичної несучої здатності [147]

Найменування характеристики	Умовне позначення	Чисельне значення
Міцність на згин, МПа	$f_{m,g,k}$	28
Модуль пружності, МПа	$E_{0,g,mean}$	12600

Максимальний згинальний момент в небезпечному перерізі:

$$M=Fl/4, \quad (4.6)$$

де F – зосереджене навантаження;

l – розрахунковий проліт, м.

Прирівнюючи нормальні напруження в небезпечному перерізі балки до міцності клеєної деревини на згин, теоретичне руйнівне навантаження на балку можна визначити:

$$F_{teor} = 4k_h \cdot f_{m,g,k} \cdot W/l, \quad (4.7)$$

де k_h - розмірний коефіцієнт (для елементів з висотою поперечного перерізу менше 600 мм $k_h=1.1$);

W - момент опору перерізу балки.

Розрахунковий прогин балки для прийнятої схеми навантаження:

$$f_{teor} = F_{teor} \cdot l^3 / (48 E_{0,g,mean} I), \quad (4.8)$$

де I - момент інерції перерізу балки.

Теоретичне руйнівне навантаження на балку становить $F_{teor} = 8.42$ кН, розрахунковий прогин балки $f_{teor} = 20,3$ см.

Випробування клеєних дерев'яних балок на згин виконувалось відповідно до вимог [148]. Балка з обох кінців закріплювалась на шарнірно-рухомих опорах з допомогою сталевих тросів. Зосереджене навантаження на балку передавалось в середині прольоту через траверсу гідравлічним пресом. Стійкість балки з площини згину в процесі навантаження забезпечувалася з допомогою траверси, закріпленої на балці перпендикулярно до її поздовжньої вісі і вільно ковзаючої уздовж вертикальних стійок паралельно лінії навантаження. Під час випробувань використовувався гідравлічний домкрат ДГ-50, що забезпечує навантаження до 50 т. Нагнітання мастила в систему виконувалось вручну за допомогою маслостанції. Вимірювання переміщень здійснювалось рулеткою з використанням лазерного горизонту фірми STENLEY, точність вимірювання ± 1 мм.

Навантаження балки здійснювалось трьома діапазонами плавно в межах кожного до руйнування зразка. Покази переміщення знімались кожні дві одиниці тиску за шкалою манометру, які дорівнюють приблизно 200 кгс навантаження, що відповідає $\approx 10\%$ від прийнятого значення теоретичного руйнівного навантаження.

У процесі проведення випробувань фіксувались наступні показники: величина навантаження; величина переміщення кожної опори та точки прикладення навантаження (середньої опори); навантаження та прогин в момент руйнування. Також фіксувались первинні ознаки руйнування конструкцій: характерний тріск, поява тріщин, відшаровування ламелей та інше. Загальний вигляд балки в процесі проведення випробувань приведено на рис. 4.6.

Руйнування балок відбувалося у розтягнутій зоні на ділянці максимального згинального моменту. При навантаженні приблизно $10 \div 11$ кН в обох випадках почалось відшаровування ламелей, що супроводжувалось характерним тріском та появою тріщин. Особливістю балки №1 була локалізація в розтягнутій зоні декількох "пробок", якими при виготовленні балки заміщалися дефекти деревини (мертві сучки). Як наслідок, руйнування

першої балки розпочалося з відшарування дерев'яних "пробок". Подальше збільшення навантаження викликало розрив волокон деревини ламелей, що пролягали нижче. Руйнування балки №2 розпочалося з розшарування верхньої ламелі вздовж річних шарів деревини в зоні стику по довжині ламелей найбільш розтягнутого шару. Остаточне руйнування сталося в результаті розриву розтягнутих волокон деревини та розшарування ламелей ближче до місця прикладення зосередженого навантаження, де діяв максимальний згинальний момент. Характер руйнування випробуваних балок приведено на рис. 4.7.



Рисунок 4.6 – Балка в процесі проведення випробувань

Руйнівне навантаження та величина прогину балок наведені в табл. 4.7. Порівняльні характеристики прогину та руйнівного навантаження балок, визначені теоретичним та експериментальним шляхом, приведені в табл. 4.8. Згідно отриманих даних для обох випробуваних зразків побудовано графіки залежності прогину від навантаження, на яких також зображено точку руйнування за теоретичним розрахунком (рис. 4.8).

Таблиця 4.7 – Результати випробування балок

Номер зразка	Руйнівне навантаження, кН	Прогин в момент руйнування, мм
Балка №1	14.69	251
Балка №2	14.13	275



a



б

Рисунок 4.7 – Характер руйнування випробуваних балки №1 (а) та №2 (б)

Таблиця 4.8 – Порівняльні характеристики прогину та руйнівного навантаження балок

Серія випробувань	Прогин, мм		Коеф. запасу	Руйнівне навантаження, кН		Коеф. запасу
	теор.	факт.		теор.	факт.	
Балка №1	203	251	1.24	8.42	14.69	1.74
Балка №2		275	1.35		14.13	1.68

Як видно з отриманих даних, фактичний прогин балок складає 251 мм та 275 мм, що в 1.24 та 1.35 рази перевищує прогнозні значення прогину. Відповідно, руйнівне навантаження, визначене експериментально, в 1.68 та 1.74 рази перевищує теоретично визначене. Властивості обох зразків виявились досить близькими, але балка №2 показала меншу стійкість до навантаження на згин ніж балка №1, що проявилось у більшому прогині та меншому зусиллі руйнівного навантаження. Графіки залежності прогину від навантаження мають незначні відхилення від прямолінійного закону.

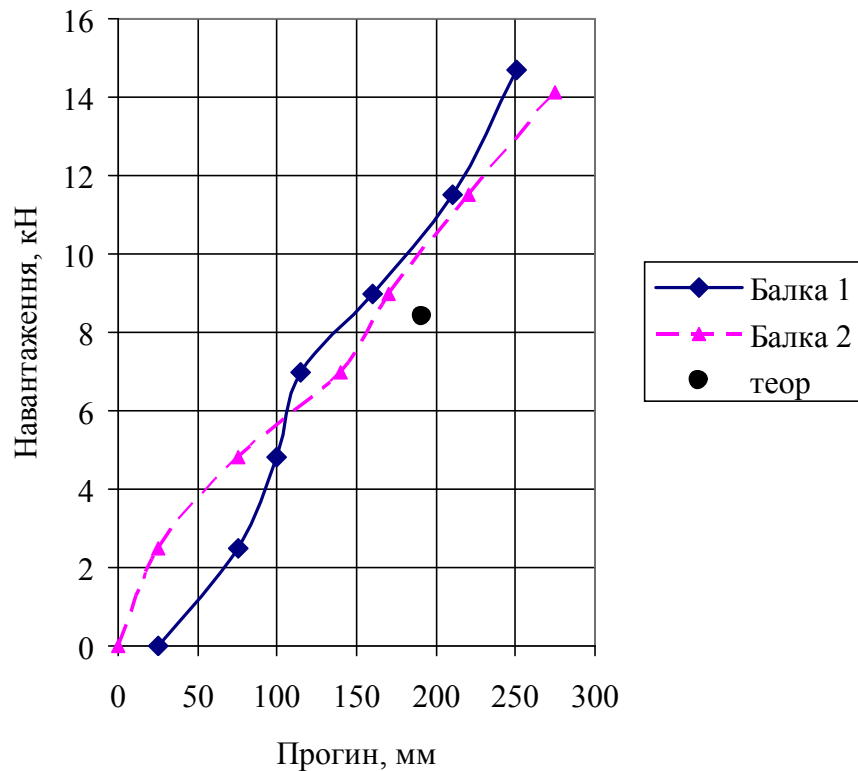


Рисунок 4.8 – Графіки залежності прогину від навантаження для випробуваних балок

Початок руйнування обумовила певна концентрація дефектів деревини поблизу місця дії максимального згинального моменту, але характер руйнування виявився різним. Якщо балка №1 почала руйнуватися у місці локалізації декількох пробок у найбільш розтягнутій ламелі, то найслабшим

місцем балки №2 виявився стик ламелей у другому шарі та великий кут нахилу річних шарів у верхній ламелі (рис. 4.7, б). З огляду на вищенаведене, для підвищення міцності клеєних балок з деревини на згин рекомендується уникати наявності дефектів деревини та стиків ламелей у найбільш розтягнутих шарах поблизу місця дії максимального згинального моменту.

4.2 Дослідження нагельних з'єднань дерев'яних елементів із застосуванням методу лазерної інтерферометрії

4.2.1 Розробка методики експериментального дослідження нагельного з'єднання дерев'яних елементів методом лазерної інтерферометрії

Поєднання стандартних методів дослідження з нестандартними методиками необхідне для отримання більш детальної інформації про роботу з'єднання. Розуміння «внутрішньої» роботи елементів конструкції потребує застосування більш інформативних методів дослідження, що забезпечують реєстрацію напружено-деформованого стану у вигляді полів по поверхні або об'єму елемента. Для вирішення таких задач використовуються методи оптичної фізики, наприклад, голографічна інтерферометрія [284-286]. Особливістю методу є висока точність та можливість проведення вимірювань на об'єктах без спеціальної підготовки контрольованих поверхонь, а також простота інтерпретації отриманих даних. В галузі будівельних конструкцій і матеріалів голографічні методи використовуються для неруйнівного контролю технічного стану, дослідження мікро- та наноструктури тощо. Голографічні методи дозволяють візуалізувати рельєф поверхні об'єкта внаслідок деформації, розподіл внутрішніх напружень, утворення мікротріщин, зміну модуля пружності. З огляду на це, дані експериментальних досліджень голографічними методами можуть бути використані в якості критерію верифікації скінченноелементних моделей елементів конструкцій або з'єднань.

Метод реєстрації полів переміщень засобами лазерної інтерферометрії для експериментального дослідження нагельних з'єднань дерев'яних елементів було розроблено та апробовано в роботі [287].

Задачами дослідження були адаптація методу реєстрації переміщень поверхні зразка засобами лазерної інтерферометрії, дослідження особливостей розподілу зусиль і оцінка ефективності застосування даного методу для вирішення завдань будівельної механіки.

Для проведення експериментальних досліджень було виготовлено три зразки. Кожен зразок являє собою три дерев'яні призми, з'єднані нагелем.

Призми розміром 215x50x50 мм були виготовлені зі стандартних пиломатеріалів хвойних порід (сосна). Фізико-механічні характеристики деревини відповідають класу міцності С14 згідно ДСТУ EN 338 [274]. Перед виготовленням зразків деревина піддавалася кондиціонуванню при постійних заданих значеннях температури і відносної вологості повітря. Кондиціонування проводилося до досягнення рівноважної вологості 12%. Для забезпечення можливості вертикального переміщення призм відносно один одного середня призма зміщена на 15 мм вгору.

Нагель, що з'єднує дерев'яні елементи, виготовлений з гладкого сталевого прута діаметром 6 мм, згідно ДСТУ ГОСТ 4028:2008. При виготовленні з'єднання в дерев'яних елементах попередньо просвердлювався отвір, в який потім з натягом забивався нагель.

Загалом експеримент було розділено на три етапи:

- 1) перевірка можливості виявлення локальних деформацій в досліджуваному зразку методами голографічної інтерферометрії, визначення оптимальних умов закріплення зразка і виявлення діапазонів навантаження, що забезпечують отримання оптимальної інтерференційної картини;

- 2) реєстрація полів нормальних переміщень і переміщень в площині поверхні досліджуваного зразка;

- 3) визначення характеру деформування елементів зразка в процесі послідовного збільшення навантаження.

Крім того, на кожному етапі фіксувалися виявлені особливості взаємодії елементів з'єднання.

Конфігурація зразків, а також розміщення в них нагеля було прийнято таким, щоб забезпечити можливість фіксації полів переміщень максимально близько до поверхні контакту деревини і нагеля, при цьому, забезпечуючи цілісність зразка. Навантаження центральної призми зразка виконували так, щоб вісь дії навантаження проходила в площині поздовжньої осі нагеля, тим самим, виключаючи перекидання зразка. Схема зразка наведена на рис. 4.9.

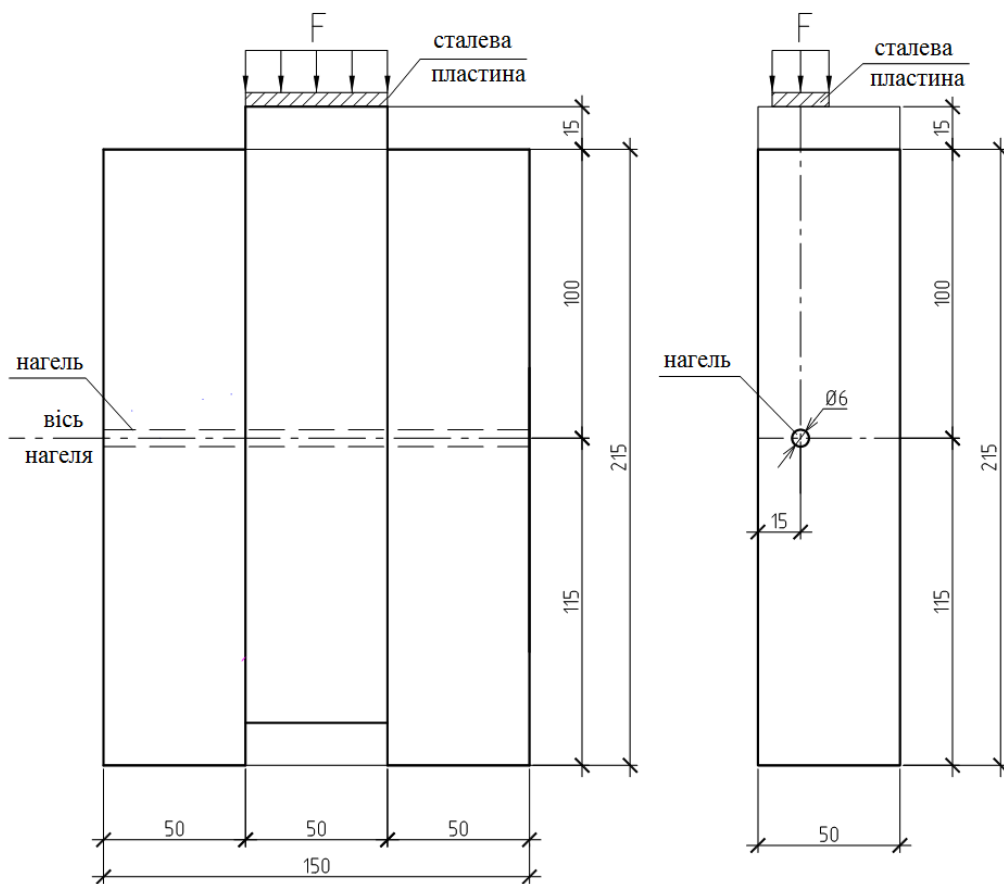


Рисунок 4.9 – Схема зразка для проведення випробувань

Розміри об'єкта дослідження обумовили застосування для запису голограм схеми Лейта-Упатнієкса [286] (рис. 4.10). У цій схемі промінь лазера ділиться на два спеціальним пристроєм (світлоподільвач). Після цього промені за допомогою лінз розширюються і за допомогою дзеркал направляються на об'єкт і реєструючий елемент (фотопластинку). Обидві хвилі (об'єктна і опорна)

падають на фотопластинку з одного боку. Різниця ходу цих двох променів створює картину інтерференційних смуг, яка відображає зміну стану досліджуваного зразка.

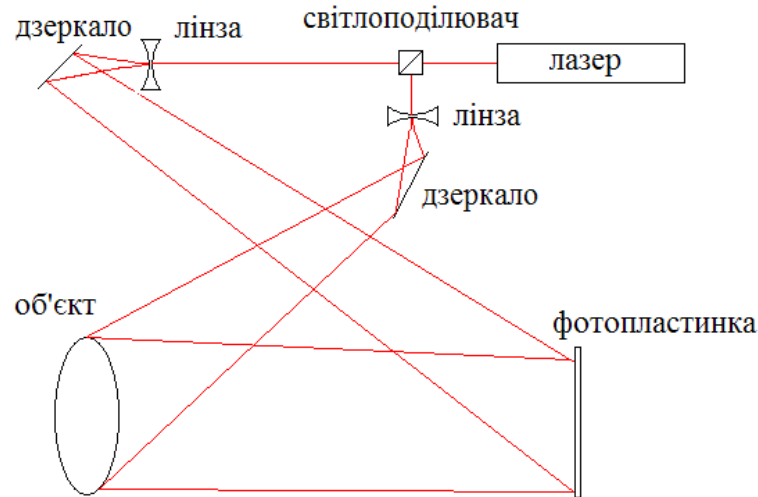


Рисунок 4.10 – Схема Лейта-Упатнієкса в загальному вигляді

Відповідно до схеми Лейта-Упатнієкса на фотопластину розмірами 90x120 мм записувалася голограма зони 200x300 мм, в якій розміщувався об'єкт дослідження. Оптична схема налаштовувалася так, щоб максимальна чутливість вимірювальної системи відповідала переміщенням по нормалі до досліджуваної поверхні. Чутливість методу при реєстрації полів переміщень становить десятки частки мікрона, що вимагає застосування спеціальних засобів віброзахисту. Для цього масивний робочий стіл вагою 2.5 т встановлений на пневматичних подушках-амортизаторах. Для навантаження зразків використовувався гідравлічний прес зусиллям до 200 кН. На рис. 4.11 показана схема установки для реєстрації полів переміщень методом лазерної голографічної інтерферометрії. Загальний вигляд змонтованої установки наведено на рис. 4.12.

Реєстрацію інтерферограм проводили за методом двох експозицій. Для цього на одну і ту ж фотопластинку записували голографічні зображення об'єкта дослідження в вихідному і навантаженому стані, згідно з рекомендаціями [285].

Аналіз інтерферограм виконували за методикою, описаною в роботі [286], де запропоновано переміщення в точці визначати як:

$$\vec{d}(\vec{r}_0 + \vec{r}_n) = \lambda n, \quad (4.9)$$

де \vec{d} - вектор переміщення точки на досліджуваній поверхні;

\vec{r}_0 - одиничний вектор висвітлення досліджуваної поверхні;

\vec{r}_n - одиничний вектор спостереження досліджуваної поверхні;

λ - довжина хвилі лазерного випромінювання;

n - порядок інтерференційної смуги.

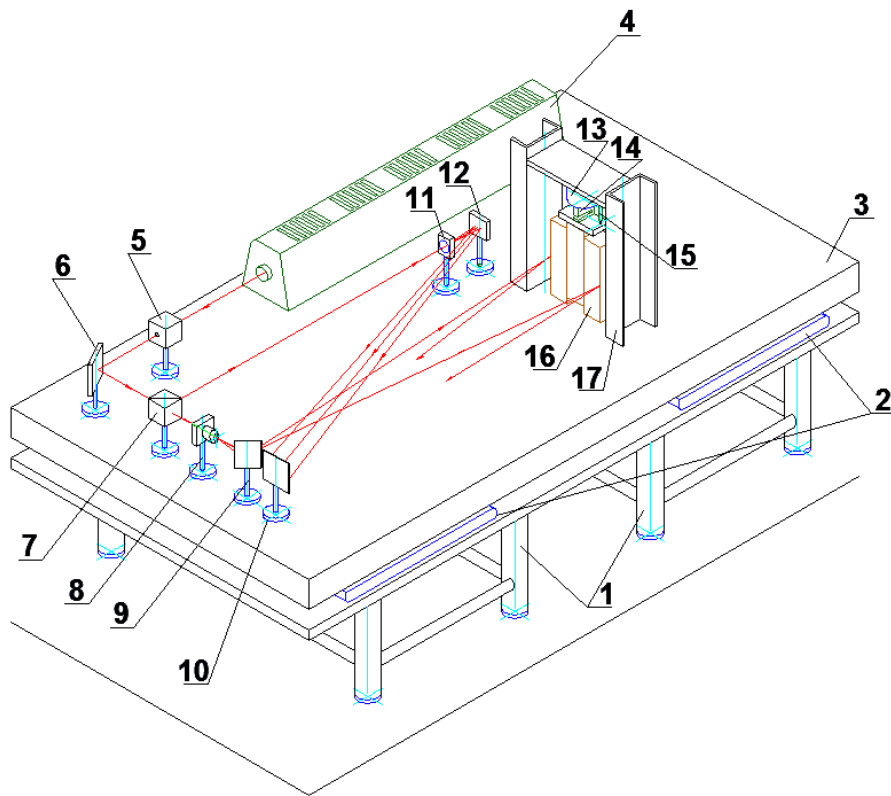


Рисунок 4.11 – Просторова схема реєстрації голографічних інтерферограмма за методом Лейта-Упатнієкса:

1- опори голографічної установки; 2 - подушки-пневмоамортизатори;
 3 - віброзахищена платформа; 4 - лазер; 5 - оптичний затвор; 6,9,12 - дзеркала;
 7 - світлоподілювач; 8 - мікроскоп; 10 - фотопластинка з тримачем; 11- лінза опорного пучка; 13- гідроциліндр; 14 - датчик зусилля; 15 - датчик осьового переміщення; 16 - об'єкт дослідження; 17 – навантажувальний пристрій

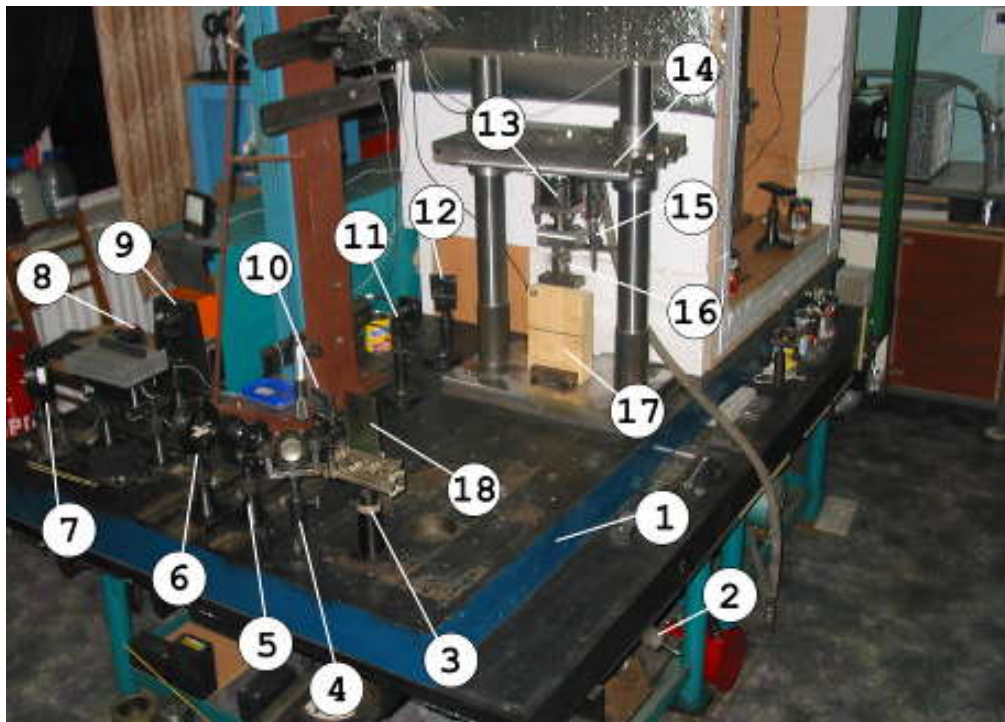


Рисунок 4.12 – Загальний вигляд змонтованої установки для дослідження нагельного з'єднання з реєстрацією інтерферограм:

1 - базова плита, 2 - пневматичний віброзахист, 3 - тримач фотопластинки, 4 - дзеркало об'єктного пучка, 5 – мікрооб'єктив об'єктного пучка, 6 - світлоподільувач, 7 - дзеркало, 8 - оптичний затвор, 9 - гелій-неоновий лазер з довжиною хвилі 633 нм, 10 - направляюче дзеркало опорного пучка, 11 - мікрооб'єктив опорного пучка, 12 - дзеркало компенсації різниці ходу хвиль, 13 - силовий гідроциліндр, 14 - навантажувальний пристрій, 15 - датчик осьового переміщення, 16 - датчик зусилля, 17 - об'єкт дослідження, 18 - фотопластинка.

На інтерферограмі кожній з інтерференційних смуг присвоювався номер, що відповідає її порядку. Нульова смуга визначалася з особливостей формування оптичної схеми і умов закріплення зразка, а також контролювалася за допомогою електронного датчика лінійного переміщення. Для кожної зі смуг визначалися значення переміщень, після чого із застосуванням графічного комплексу AutoCAD будувалися графіки по характерним перерізам, а також тривимірні діаграми полів переміщень для кожного дерев'яного елемента в зразку.

В процесі виконання першого етапу досліджень було встановлено, що локальне зминання опорних поверхонь призводить до повороту досліджуваного об'єкта на кут 14.5° . Це призводить до того, що локальні деформації в зоні розміщення нагеля істотно маскуються переміщеннями, викликаними поворотом. Для усунення цього ефекту опорні поверхні дерев'яних призм піддавалися обробці на шліфувальному верстаті, а крайні блоки досліджуваної конструкції жорстко фіксували на робочому столі навантажувального пристрою. Далі, шляхом варіювання перепаду тестового навантаження, тобто різниці між навантаженням на вихідному і наступному етапі навантаження, були отримані інтерферограми зразка з оптимальною для аналізу особливостей роботи з'єднання частотою інтерференційних смуг. При цьому діапазон перепаду тестового навантаження склав 300-900 Н. В якості ілюстрації отриманих на даному етапі результатів на рис. 4.13 наведена інтерферограма зразка, яка відповідає перепаду тестового навантаження 370 кН, а також тривимірна візуалізація полів переміщень для лівої призми з'єднання. На рис. 4.14 показані графіки локальних переміщень по характерним перерізам поверхні правої призми з'єднання.

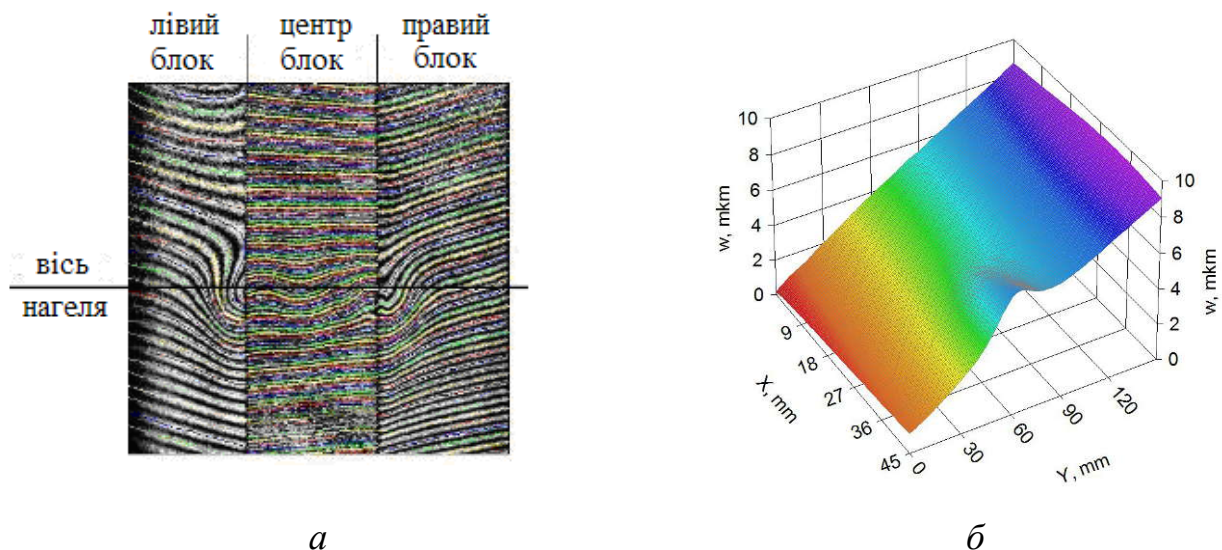


Рисунок 4.13 – Інтерферограма зразка (а) при перепаді тестового навантаження 370 кН та тривимірна візуалізація полів переміщень для лівого блока з'єднання (б)

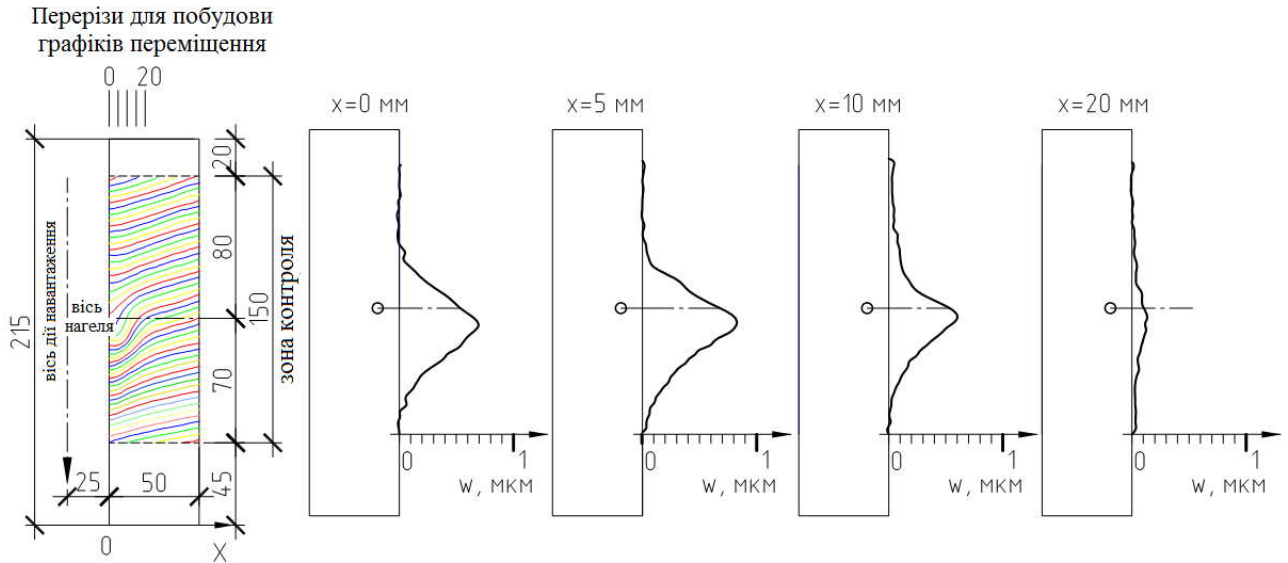


Рисунок 4.14 – Графіки локальних переміщень по характерним перерізам поверхні правого блока з'єднання

При аналізі отриманих інтерферограм було виявлено, що зона максимальних переміщень досліджуваної поверхні бічних призм розташовується на 10-15 мм нижче осі нагеля. Крім того, максимум переміщень досліджуваної поверхні бічних призм зміщений на 5-8 мм по горизонталі від площини контакту з центральної призми, до якої прикладалося навантаження. Дана особливість може бути пояснена інтенсивним локальним змінанням деревини під поверхнею нагеля поблизу площини контакту між окремими призмами. Також було встановлено, що довжина зони деформування бічних призм відповідає ділянці величиною 0.25-0.3 ширини бруса від площини контакту з центральної призмою.

На другому етапі експерименту крім реєстрації полів нормальних переміщень, виконувалася реєстрація переміщень в площині досліджуваної поверхні. З цією метою використовувався метод, який об'єднує голографічну і спекл-інтерферометрію, викладений в роботі [286].

Відмінністю методу лазерної спекл-інтерферометрії є запис не повного хвильового поля, як в голографічній інтерферометрії, а тільки плямистої

структура (спекл-структура) лазерного випромінювання, розсіяного поверхнею об'єкта. Спекл-структура розсіяного лазерного випромінювання несе інформацію про поверхню об'єкта, про її форму і просторове положення. Мікрозміщення або деформація поверхні призводить до просторового переміщення спекл-структури, вимірювання величини якого дозволяє визначати зміщення самої поверхні.

З огляду на особливості методу, на даному етапі використовувався двоекспозиційний запис спекл-структури і спостереження картини інтерференційних смуг в полі дифракції лазерного пучка на записаних спекл-структурах – двоекспозиційній спеклограмі. Перша експозиція відповідає початковому, недеформованому станом поверхні, друга експозиція - зміненому стану об'єкта. Результати обробки отриманих даних наведені на рис. 4.15 і 4.16.

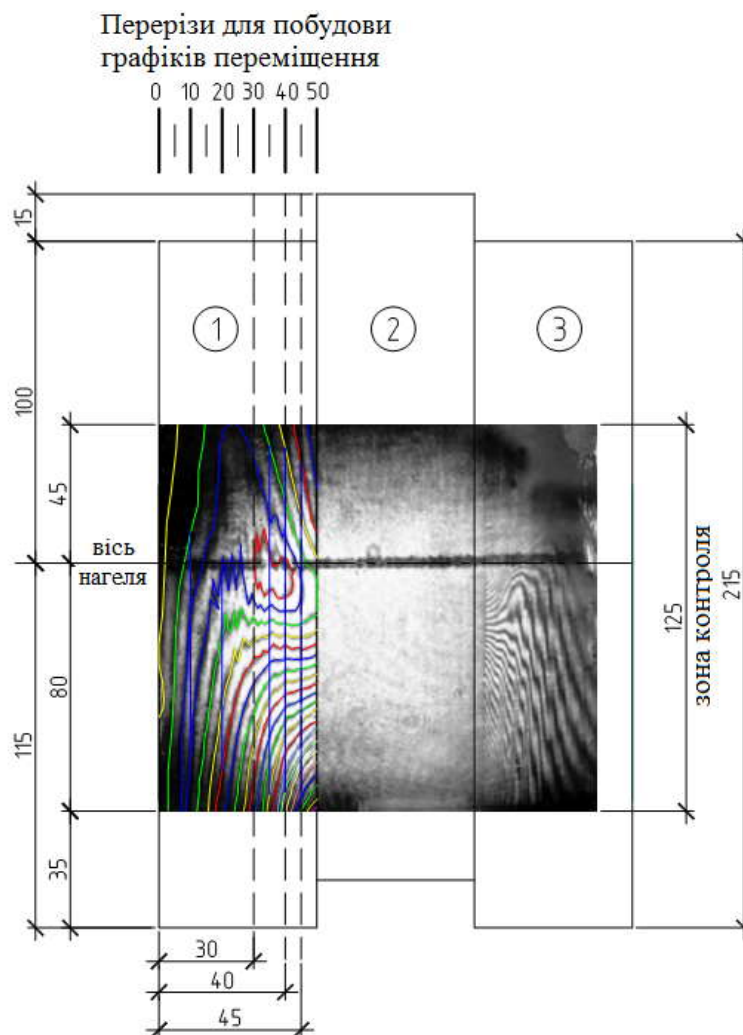


Рисунок 4.15 – Конфігурація та інтерферограма зразка 2 серії

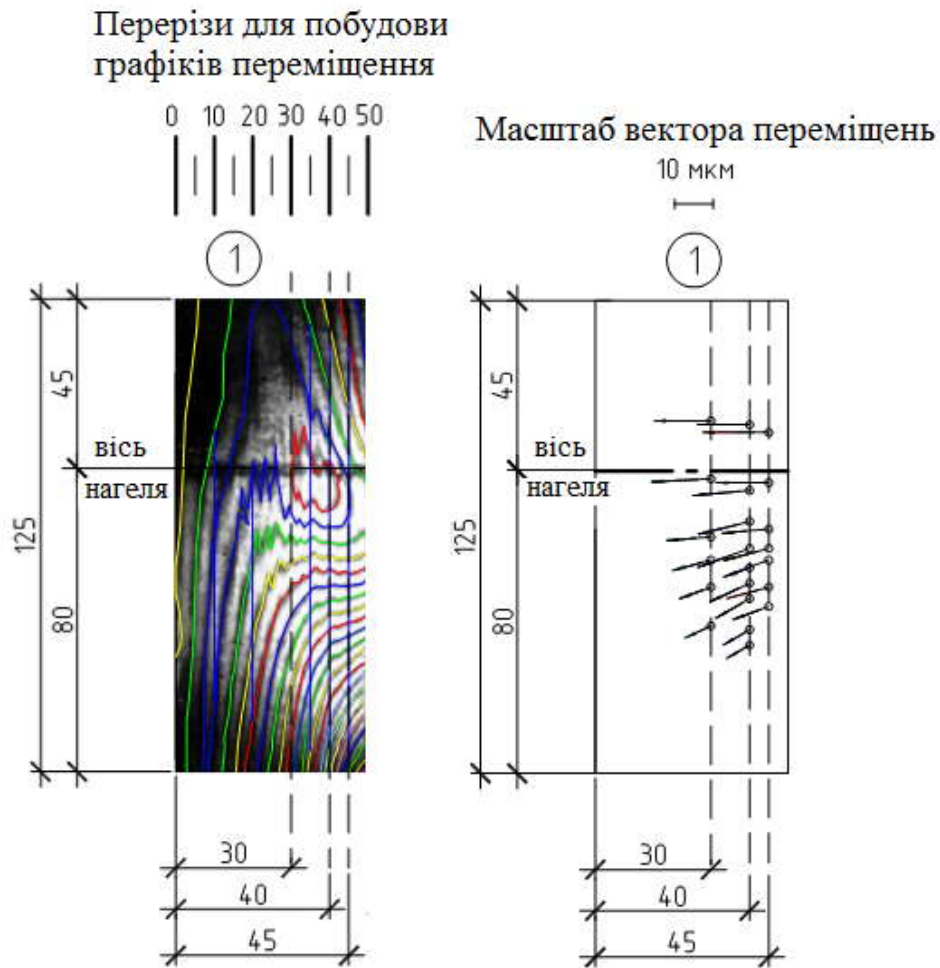


Рисунок 4.16 – Поле переміщень в площині досліджуваної поверхні лівого блока зразка 2 серії

Як видно з рис. 4.15, характер деформування поверхні і локалізація максимуму нормальних переміщень зразка 2 серії подібні деформації зразка 1 серії. Максимум нормальних переміщень зміщений відносно площини контакту із середнім блоком на 15 мм і розташований нижче осі нагеля на 5-8 мм.

Аналіз поля переміщень в площині зразка показав результати дещо відрізняються від очікуваних. Вектора переміщень зорієнтовані не в напрямку дії сили з боку нагеля, як очікувалося, а майже паралельні його осі, як це видно на рис. 4.16. Це свідчить про те, що нагель в сформованій зоні контакту має істотний згин. При цьому максимальна величина вектора переміщення в площині склала 8.5 мкм при збільшенні навантаження з 1.2 кН до 1.69 кН (перепад тестуючого навантаження 490 кН). Величина переміщень в площині

істотно більше (в 6-8 разів), ніж переміщення по нормалі, що цілком очікувано для складноструктурованих матеріалів з анізотропними властивостями.

На третьому етапі експеримент проводився шляхом послідовного збільшення навантаження з фіксацією інтерферограм на кожному кроці. При цьому додатково реєструвалася величина вертикального переміщення елементів зразка відносно один одного. Графік зміни вертикального переміщення елементів зразка нагельного з'єднання при послідовному збільшенні навантаження наведено на рис. 4.17.

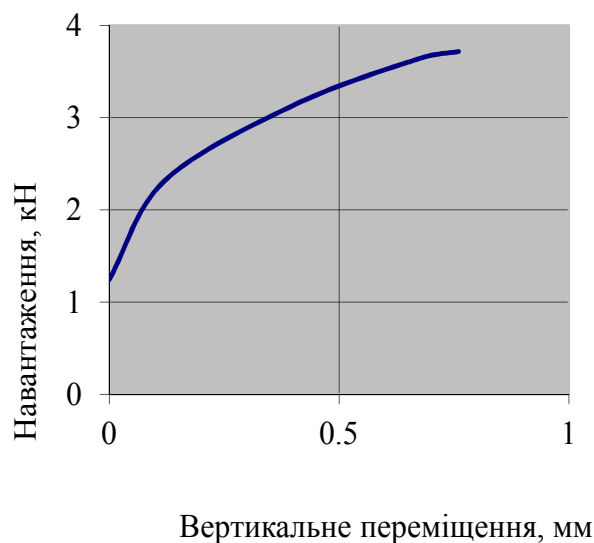


Рисунок 4.17 – Графік зміни вертикального переміщення елементів зразка при послідовному збільшенні навантаження

Аналіз інтерферограм, отриманих на кожному кроці навантаження, дозволяє оцінити утворення ділянки контакту нагель-деревина, а також особливості деформації досліджуваного зразка. Інтерферограми, що відповідають різним етапам навантаження, представлені на рис. 4.18.

Асиметрія полів переміщень може пояснюватися як різним змінанням контактуючих поверхонь при формуванні основи нагеля, так і характером розподілу річних шарів деревини в елементах зєднання. При цьому виявилось, що чутливість методу голографічної інтерферометрії настільки висока, що

дозволяє візуалізувати відмінності модуля пружності деревини по річним шарам. Про це свідчать зубчасті сплески-піки на інтерференційних смугах (рис. 4.19). Піки на інтерференційних смугах інтерферограми зразка лівого зображення, збігаються по розташуванню з межами річних кілець на фотографії зразка справа.

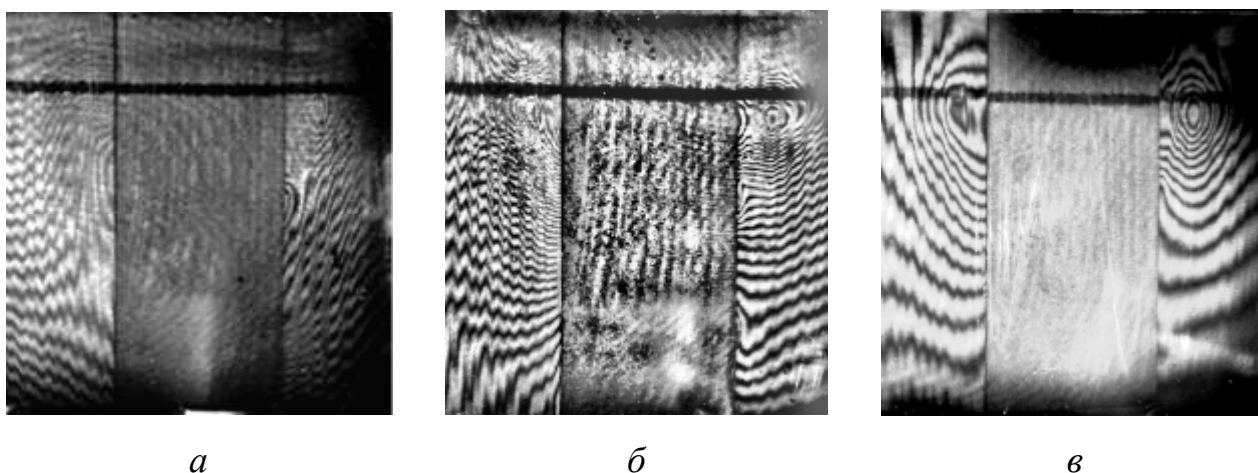


Рисунок 4.18 – Інтерферограми зразка, що відповідають різним етапам навантаження: (а) 1.3 кН; (б) 3.5 кН, (в) 3.7 кН

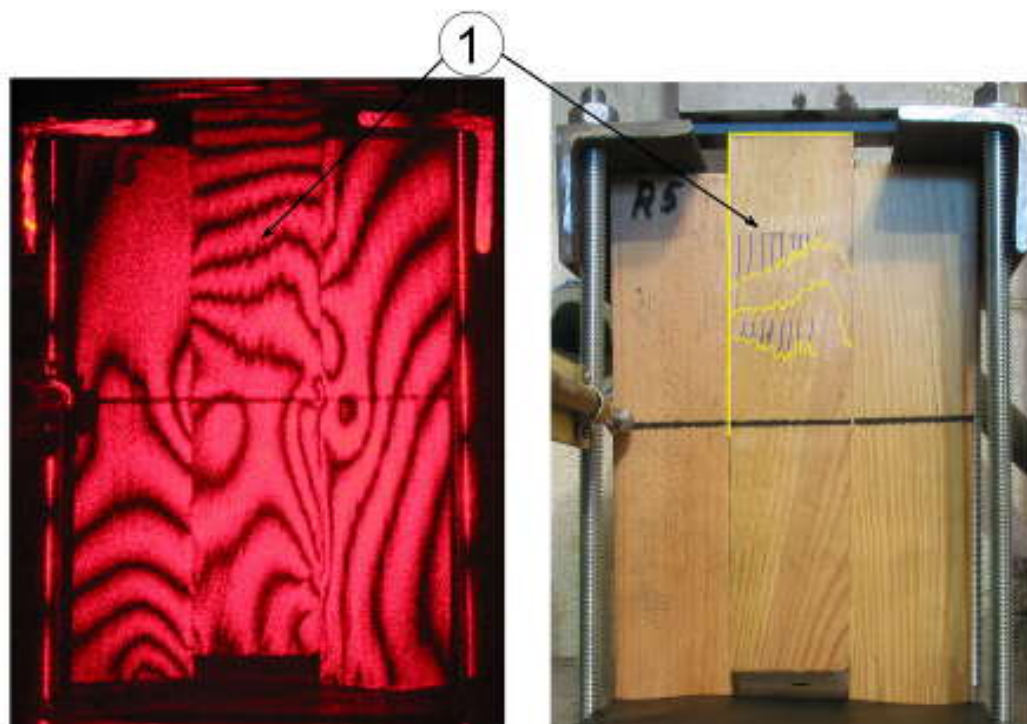


Рисунок 4.19 – Напрямок річних кілець на поверхні деревини і їх кореляція з локальними спотвореннями інтерференційних смуг

При виконанні експериментальних робіт по визначенню полів переміщень системи нагельного з'єднання дерев'яних елементів, встановлено, що цикли завантаження та розвантаження мають значний вплив на формування зони контакту нагель-деревина через ефект накопичення залишкових деформацій.

Аналіз отриманого масиву даних показав, що характер деформування елементів зразка загалом відповідає традиційним уявленням про роботу нагельних з'єднань дерев'яних конструкцій. Форма і локалізація максимумів полів переміщень добре відтворюється на зразках всіх серій. Одержані дані дозволяють досліджувати широкий діапазон деформаційних характеристик з'єднання. Дані експериментальних досліджень методом лазерної інтерферометрії можуть бути використані в якості критерію для верифікації скінченноелементної моделі з'єднання.

4.2.2. Дослідження міцності та особливостей деформування деревини під впливом металевого нагеля із застосуванням методу лазерної інтерферометрії

Для оцінки міцності та деформативності деревини в зоні взаємодії з металевим нагелем (болтом) були виконані експериментальні дослідження згідно [281] в комбінації з методом лазерної голографічної інтерферометрії, який дозволяє отримувати дані про фактичний характер взаємодії елементів з'єднання у вигляді полів переміщень по поверхні зразка (інтерферограм).

Стандартна методика випробувань полягає в наступному. Спочатку шляхом попередніх випробувань визначається очікуване максимальне навантаження $F_{max,est}$. При випробуванні величину навантаження поступово збільшують до значення $0.4 F_{max,est}$ і утримують протягом 30 с. Після цього навантаження зменшують до $0.1 F_{max,est}$ та знову утримують протягом 30 с. Далі зразок навантажують до руйнування. Вважається, що зразок зруйнований при руйнуванні деревини або при досягненні величини деформацій 5 мм. Графік навантаження зразка приведено на рис. 4.20.

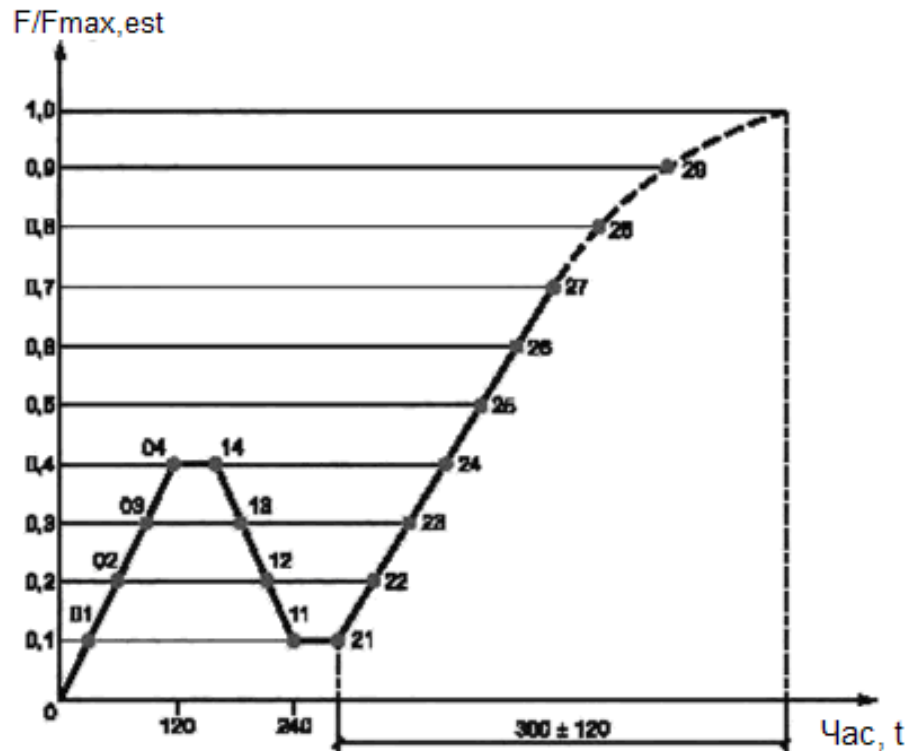


Рисунок 4.20 – Графік навантаження зразка при випробуванні на змінання для кріплень нагельного типу

Програма експерименту включала випробування 4 стандартних зразків. Зразок представляв собою призму розмірами поперечного перерізу 120x30 мм, висотою 180 мм, виготовлений з деревини сосни. В кожному зразку був попередньо висвердлений отвір діаметром 13 мм, в який вставлявся металевий болт діаметром 12 мм.

Для визначення очікуваного максимального навантаження $F_{max,est}$ на одному зразку було проведено попереднє випробування до руйнування. Отримане значення склало $F_{max,est}=19.5$ кН.

При випробуваннях вимірювалось вертикальне зміщення нагеля (болта) відносно випробуваного зразка між металевою оснасткою, яка утримує болт, та крайніми точками на рівні центральної осі болта.

Для забезпечення одночасної реєстрації інтерферограм поверхні зразка була розроблена оптична схема, загальний вигляд якої приведено на рис. 4.21. Для проведення досліджень використовувалась голографічна установка, змонтована на сталевій базовій плиті розміром 1300 x 2400 мм, що розміщена

на пневмоамортизаторах. В якості джерела когерентного випромінення було використано газовий He-Ne лазер ЛГН-215, потужністю 50 мВт. Реєстрація голографічних інтерферограм проводилась з використанням фотопластин ПФГ-01, що мають розподільну здатність 2000 лин/мм та забезпечують отримання інтерферограм з дифракційною ефективністю не менше 35 %.

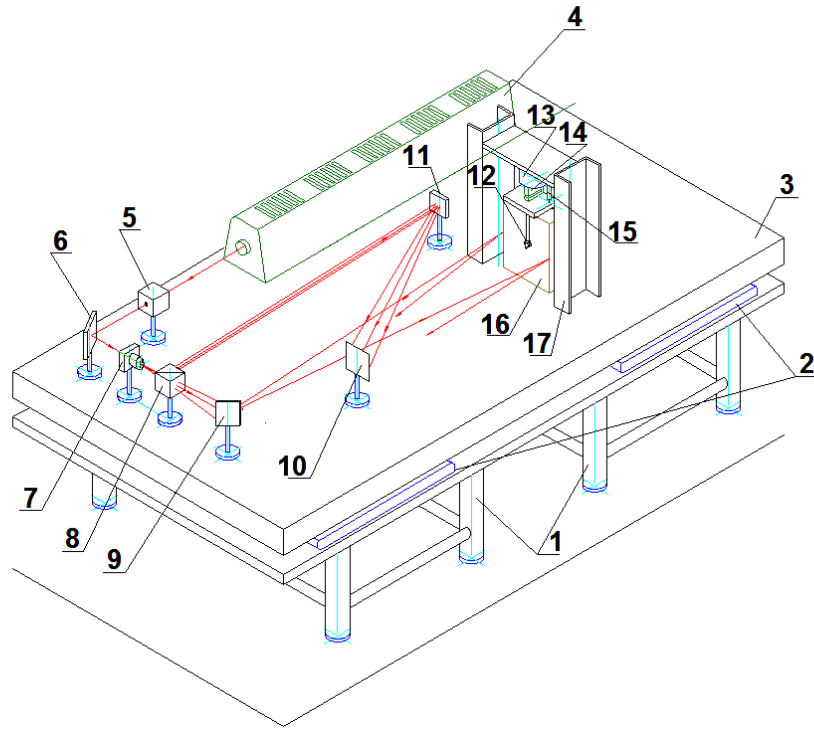
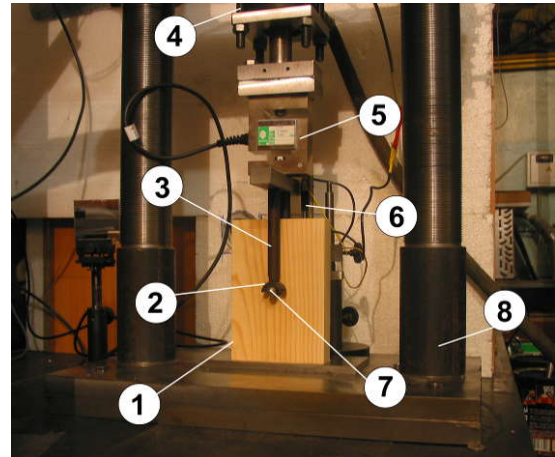
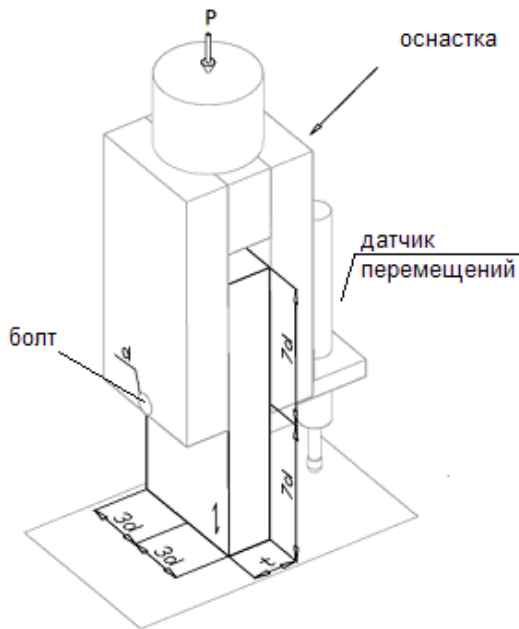


Рисунок 4.21 – Просторова схема реєстрації голографічних інтерферограм:

- 1- опори голографічної установки; 2 - подушки-пневмоамортизатори;
 3 – віброзахищена платформа; 4 - лазер; 5 - оптичний затвор; 6, 9, 11 - дзеркала;
 7 – мікроскоп; 8 - світлоподільник; 10 – фотолампа з тримачем;
 12- штифт з силовими штовхачами; 13- гідроциліндр; 14 - датчик зусилля; 15 -
 датчик осевого переміщення; 16 – зразок; 17 – навантажуючий пристрій

Для виконання експериментів було виготовлено спеціальне оснащення, яке забезпечує передачу зусилля від гідроциліндра до нагеля. Для забезпечення мінімального затінення досліджуваної поверхні, вертикальні силові штовхачі (поз. 3 на рис. 4.22) виконані з високоміцної круглої сталі малого діаметру. Передача навантаження на нагель виконувалась через напівкільцевий ложемент (поз. 2 на рис. 4.22) з боку досліджуваної поверхні дозволило зареєструвати

поля переміщень в зоні взаємодії нагеля та деревини. Розміщення датчика переміщень (поз. 6 на рис. 4.22) забезпечило оптичний доступ досліджуваної поверхні, що важливо для вивчення особливостей зони деформування.



а

б

Рисунок 4.22 – Схема (а) та загальний вигляд (б) зразка для випробування на вдавлювання для кріплень нагельного типу: 1 - зразок, 2- ложемент штифта, 3 - силовий шток, 4 - гідроциліндр, 5 - датчик зусилля, 6 - датчик осьового переміщення, 7 - нагель, 8 – навантажувальний пристрій

В результаті випробувань були отримані криві залежностей «навантаження-переміщення» для випробуваних зразків. Характерний графік приведений на рис. 4.23. На графіку чітко виявлена ділянка, яка відповідає максимальному навантаженню. За цією ділянкою слідує поступове падіння навантаження, яке супроводжується наростанням переміщень. Це пов'язано з порушенням мікроструктури деревини, формуванням та ростом тріщин під поверхнею болта, що відповідає руйнуванню зразка. Руйнування зразків відбувалося внаслідок досягнення граничних деформацій з утворенням тріщин.

Як видно з графіка, взаємодія елементів з'єднання має нелінійний характер. Навантаження на зразок збільшується одночасно з збільшенням

деформацій до межі пластичності деревини, після чого майже не змінюється при наростанні деформацій. При зменшенні навантаження деформації продовжують рости, що обумовлюється порушенням мікроструктури деревини та розвитком тріщин.

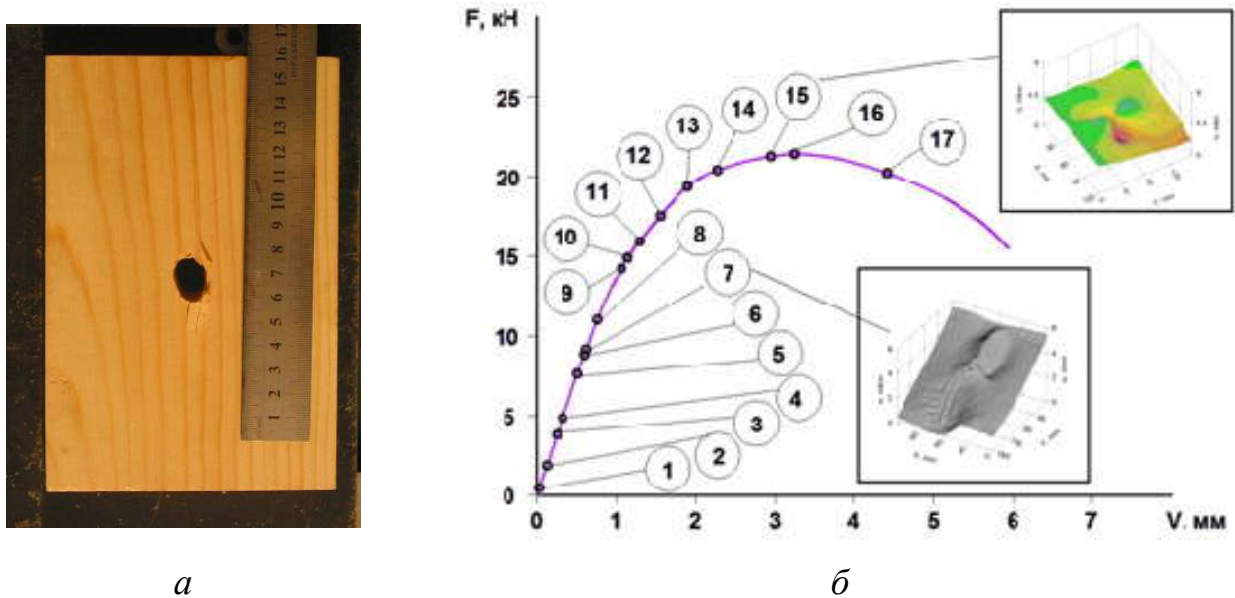


Рисунок 4.23 – Характер руйнування зразка (а) та графік залежності «навантаження-переміщення» з 3D-візуалізацією деформованої поверхні зразка (б)

Окрім фіксації величини переміщень, на кожному етапі навантаження виконувалась реєстрація інтерферограм. На основі отриманих інтерферограм отримано тривимірні графіки деформованої поверхні зразка (візуалізація переміщень) (рис. 4.23, б).

Номери на графіку залежності «навантаження-переміщення» (рис. 4.23, б) відповідають номерам інтерферограф на рис. 4.24.

Отримані інтерферограми наочно відображають характер та еволюцію взаємодії болта з деревиною.

На стадії 1-2 йде опресування контактуючих поверхонь об'єкта дослідження. По траєкторії руху нагеля (уздовж поздовжньої осі зразка) відбувається «розпирання» дерев'яного бруса в нижній частині.

Стадії 3 та 4 відповідають перерозподілу зон деформації, формується надійний контакт опорної поверхні зразка з нерухомою основою та починається формування зони взаємодії під нагелем.

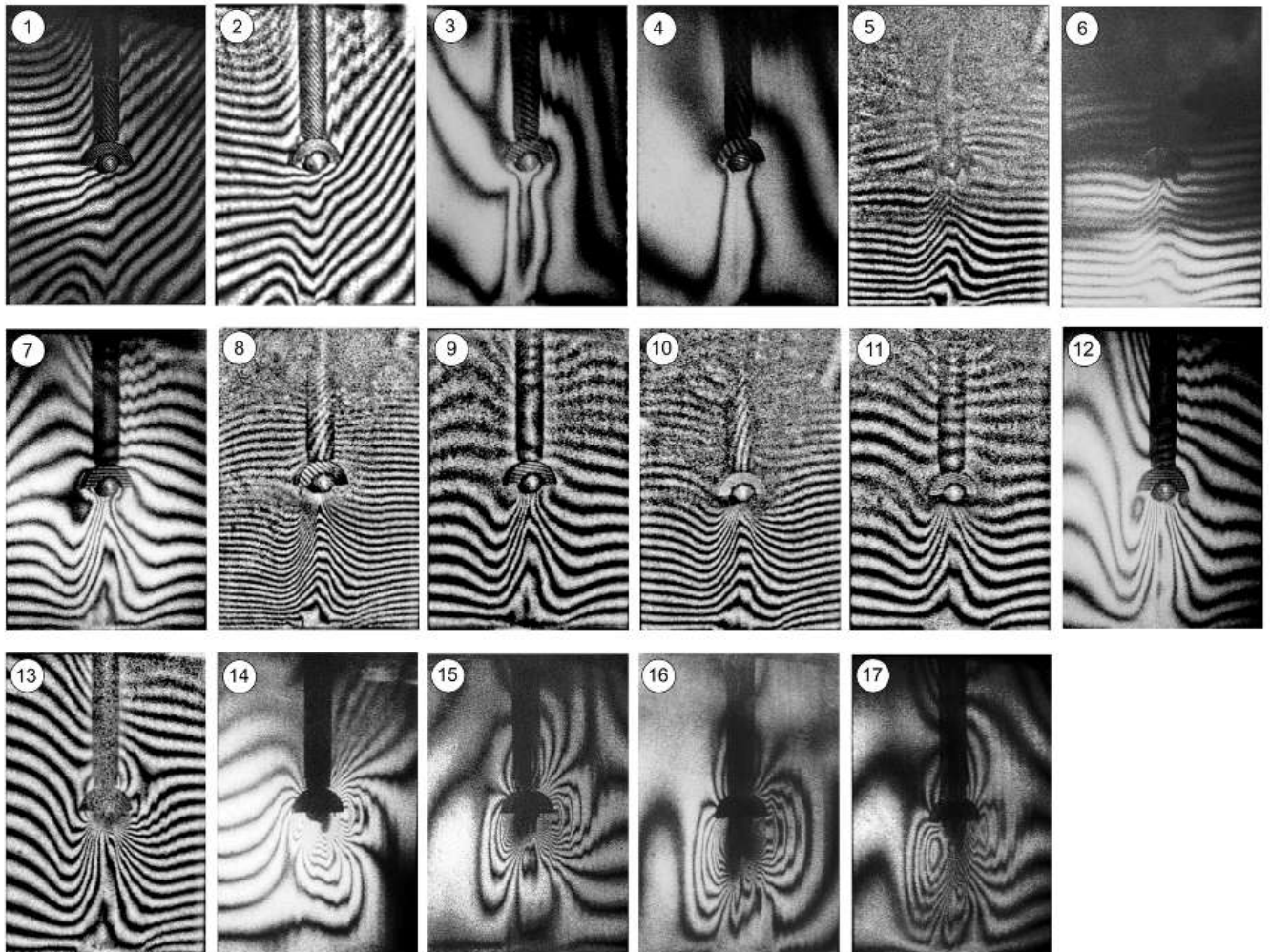


Рисунок 4.24 – Ряд інтерферограм поверхні зразка, отриманих при поетапному навантаженні

На стадіях 5 та 6 спостерігаються процеси псевдотекучесті через локальну деструкцію на мікрорівні матеріалу. Інтерферограми мають низький контраст та зони втрати зображення, що викликано відсутністю стабільності положення досліджуваної поверхні під час експонування.

Протягом стадій 7-11 формується деформаційний «гребінь» уздовж вертикальної осі зразка.

На стадіях 12 та 13 з'являються перші ознаки формування аномальних зон деформації зразка.

Стадії 14-15 відповідають початку руйнування зразка, яке починалося з видимого сплющення волокон деревини під поверхнею болта.

На стадії 16 рівень деструкції починає позначатися на несучій здатності зразка, утворюються тріщини. По поверхні контакту йде безперервна локальна деформація, що проявляється як зона втрати інтерференційних смуг. Деформації продовжують рости, що обумовлюється порушенням макроструктури деревини та розвитком тріщин.

Максимальне навантаження досягалося в межах 3-4 мм вертикального переміщення. Руйнування починалося з видимого «сплющення» волокон деревини під поверхнею болта. Після чого в цій зоні починалося утворення тріщин. Сталевий болт при випробуваннях не деформувався, що вказує на відповідність вимогам стандарту [276] до експерименту.

Міцність на зминання визначалася за формулою:

$$f_h = \frac{F_{\max}}{dt}, \quad (4.10)$$

де F_{\max} – максимальне навантаження, Н;

d – діаметр нагеля, мм;

t – товщина зразка, мм.

Початковий коефіцієнт міцності нагельної основи:

$$K_i = \frac{0.4f_h}{w_i}, \quad (4.11)$$

де $w_i = w_{04}$ - початкова деформація, що відповідає рівню навантаження $0.4F_{\max,est}$ (мм).

Коефіцієнт міцності нагельної основи:

$$K_s = 0.4f_h/w_{i,\text{mod}}, \quad (4.12)$$

де $w_{i,\text{mod}} = \frac{4}{3}(w_{04} - w_{01})$ - відкорегована початкова деформація (мм);

w_{01} - деформація, що відповідає рівню навантаження $0.1F_{\text{max,est}}$ (мм)

Для оцінки отриманих експериментальних даних міцності на зминання було виконано порівняння з прогнозованими значеннями, згідно норм проектування. Теоретична міцність деревини на зминання визначається за емпіричною залежністю, що наведена в [146]:

$$f_h = 0.082(1 - 0.01d)\rho, \quad (4.13)$$

де d – діаметр нагеля, мм;

ρ – густина деревини, кг/м³.

Що стосується коефіцієнту міцності нагельної основи, оскільки норми [168] не містять інформації про цей параметр, для порівняння були використані дані аналогічних експериментальних досліджень закордонних авторів [283]. Приймалися результати випробувань деревини сосни густиною 528 кг/м³, розміри зразків – висота 180мм, ширина 75 мм, товщина 30 мм з болтом діаметром 12 мм, що відповідає виконаним в даній роботі експериментам.

Результати розрахунків, теоретичних та порівняльних даних приведені в табл. 4.9 та 4.10.

Як видно з табл. 4.9 міцність зразків деревини на зминання в усіх випадках перевищує теоретичне значення, згідно вимог проектування. Результати випробувань мали достатню повторюваність – руйнівне навантаження для зразка №2 на 7.7% відрізняється від зразка №0, зразка №3 - на 2.5%. Виключення становив зразок №1, з огляду на це для даного зразка не визначалися коефіцієнтів міцності нагельної основи.

Таблиця 4.9 – Результати визначення міцності на зминання

Номер зразка	Максимальне навантаження, F_{max} , кН	Міцність на зминання, f_h , МПа	Теоретична міцність, $f_{h, теор}$, МПа	Коеф-т запасу $k_3 = \frac{f_h}{f_{h, теор}}$
0	19.5	54.2	34	1.6
1	14	38.9		1.14
2	21	58.3		1.71
3	20	55.5		1.63

Таблиця 4.10 – Результати визначення коефіцієнтів міцності нагельної основи

Номер зразка	Коефіцієнт міцності, K_s , Н/мм ³	Початковий коефіцієнт міцності, K_i , Н/мм ³	Експериментальні дані [283] $K_i^{compare}$, Н/мм ³	Коеф-т запасу $k_3 = \frac{K_h}{K_i^{compare}}$
1	-	-	44	-
2	35	38.9		0.88
3	41.6	44.4		1.01

Згідно табл. 4.10 отримані коефіцієнти міцності нагельної основи корелюються з існуючими експериментальними даними для деревини сосни. Різниця між отриманими даними в межах 12%.

Отримані фізико-механічні характеристик болтових з'єднань можуть бути використані для визначення несучої здатності (теоретичного максимального навантаження) болтового з'єднання елементів з клеєної деревини з врізаною сталевією пластиною.

4.3 Дослідження напружено-деформованого стану болтового з'єднання на металевих пластинах

На сьогоднішній день поряд із стандартними, з'являється велика кількість сучасних з'єднувальних елементів для сполучення деревини з іншими матеріалами (бетоном, цеглою, металом). Поява сучасних видів та технологій виготовлення з'єднань дерев'яних конструкцій обумовлює необхідність проведення відповідних досліджень роботи під навантаженням, оцінки несучої здатності та деформативності.

Зразок для дослідження виконаний у вигляді фрагменту реальної конструкції і являє собою дерево-металеву конструкцію, яка складається з клеєного дерев'яного бруса довжиною 750 мм, перерізом 120x120 мм та врізаної в масив деревини металевої пластини. Клеєний брус виготовлений з пиломатеріалів деревини сосни. Товщина пластини становить 6 мм, ширина - 80 мм. Спільна робота бруса та пластини забезпечується за рахунок 3 болтів діаметром 12 мм. Відстань між болтами в поздовжньому напрямку становить 140 мм, а від крайнього болта до грані бруса – 90 мм. Загальний вигляд зразка приведений на рис. 4.25.

*a**б*

Рисунок 4.25 – Загальний вигляд зразка для випробувань (а) та вигляд в поперечному перерізі (б)

Теоретична несуча здатність нагельного з'єднання визначається згідно ДБН В.2.6-161:2017 [147]. Можливі форми руйнування нагельного з'єднання з двома площинами зрізу та сталеву пластиную приведені на рис. 4.26.

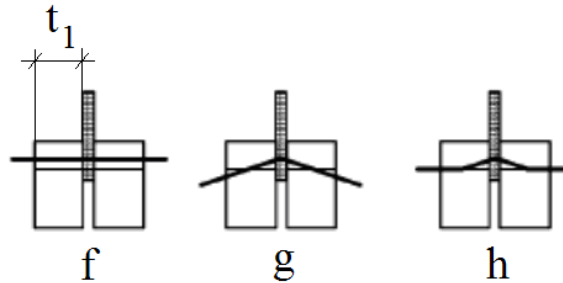


Рисунок 4.26 – Форми руйнування нагельного з'єднання з двома площинами зрізу та сталеву пластиную: f, g та h – найменування форм руйнування згідно [147]

Для з'єднання з двома площинами зрізу та сталеву пластиную будь-якої товщини несуча здатність по кожній площині зрізу на один з'єднувальний елемент (болт) відповідно до форм руйнування може дорівнювати одному з наступних значень:

$$F_{v,Rk}^f = f_{h,k} t_1 d, \quad (4.14)$$

$$F_{v,Rk}^g = f_{h,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{h,k} d t_1^2}} - 1 \right], \quad (4.15)$$

$$F_{v,Rk}^h = 1.15 \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,k} d}, \quad (4.16)$$

де t_1 – товщина елемента з деревини;

d - діаметр болта;

$f_{h,k}$ – характеристична міцність вдавнення з'єднувального елемента в масив деревини;

$M_{y,Rk}$ - характеристичне значення згинального моменту пластичної деформації.

Характеристичне значення згинального моменту пластичної деформації визначається за формулою:

$$M_{y,Rk} = 0.3 f_{u,k} d^{2,6}, \quad (4.17)$$

де $f_{u,k}$ – характеристична міцність при розтягу болта.

Значення характеристичної міцності вдавнення з'єднувального елемента в масив деревини прийнято $f_{h,k} = 50 \text{ МПа}$ на основі випробувань, результати яких приведені в розділі 4.2. Характеристична міцність при розтягу болта $f_{u,k} = 500 \text{ МПа}$. Враховуючи те, що в з'єднанні застосовується три болта очікуване руйнівне навантаження становитиме в межах від $F_{min} = 36.9 \text{ кН}$ до $F_{max} = 100.8 \text{ кН}$ (табл. 4.11).

Таблиця 4.11 – Теоретичні значення характеристик з'єднання

Характеристична міцність вдавнення	Характеристичний момент пластичної деформації болта	Теоретична несуча здатність з'єднання на один з'єднувальний елемент		
		$F_{v,Rk}^f$, кН	$F_{v,Rk}^g$, кН	$F_{v,Rk}^h$, кН
$f_{h,k}$, МПа	$M_{y,Rk}$, кН·мм			
50	95.9	33.6	16.3	12.3

Для виконання завдань експерименту була розроблена установка, що забезпечує навантаження зразка розтягуючим зусиллям до 150 кН. На рис. 4.26 показаний ескіз установки в зборі зі зразком.

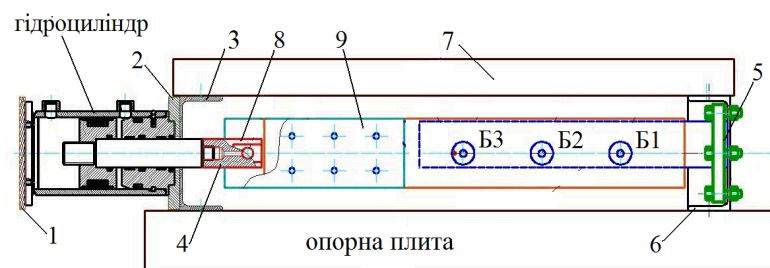


Рисунок 4.26 – Ескіз установки для дослідження зразка на розтяг (пояснення до позначень приведені у тексті)

Оскільки в експерименті планувалося використання високоточних датчиків переміщення, то установка розроблялася для монтажу на жорсткій опорній плиті. Установка містить гідроциліндр закріплений на пластині (поз. 1), що забезпечує його фіксацію на опорній пластині (поз. 2) швелера (поз. 3). Шток гідроциліндра проходить через отвір в швелері (поз. 3) і за допомогою головки (поз. 4) з'єднується з накладками (поз. 9) за допомогою штифта (поз. 8). Накладки розташовані по обидва боки дерев'яного бруса, виконані зі сталевого листа товщиною 12 мм і стягнуті 6 болтами М10. Протилежний кінець бруса фіксується за допомогою сталевій з'єднувальної пластини до швелера (поз. 6) і кріпиться через накладки (поз. 5) за допомогою 6-ти болтів М12. Швелери (поз. 3 та 6) в нижній частині кріпляться до опорної плити за допомогою високоміцного нарізного кріплення. Зверху швелери поз. 3 і 6 з'єднані розпірними кутниками (поз. 7). На рис. 4.27 показана установка в зборі, після монтажу на опорній плиті.

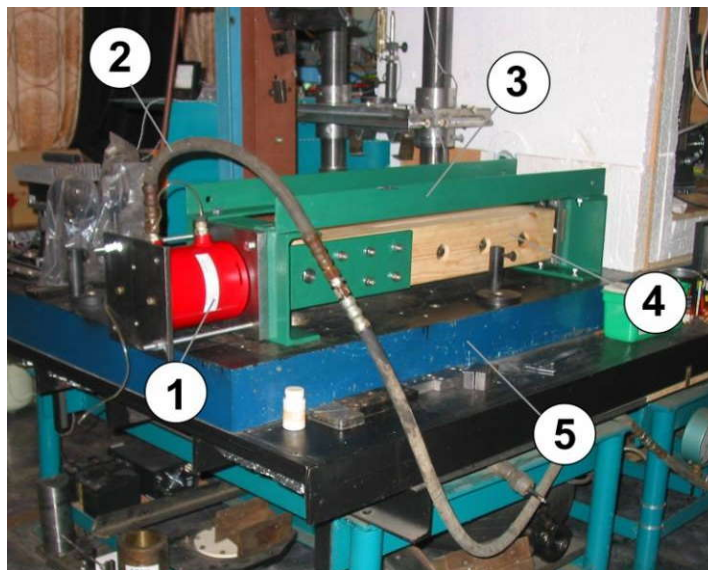


Рисунок 4.27 – Випробувальне оснащення в змонтованому вигляді:

- 1 –гідроциліндр; 2 - шланг гідросистеми; 3 – випробувальне оснащення;
4 - зразок; 5 - опорна плита

Для реєстрації переміщень в процесі впливу розтягуючого зусилля застосовувався датчик Honeywell Sensing and Control LTW05N05KF5C. Для

цього була обрана точка в районі головки болта БЗ (рис. 4.26). При цьому чутливий елемент датчика не контактував з кріпильними елементами, а упирався в стінку фрезерованого отвору на відстані 9 мм від зовнішньої поверхні бруса. На рис. 4.28 показано розміщення датчика осьового переміщення на зразку.

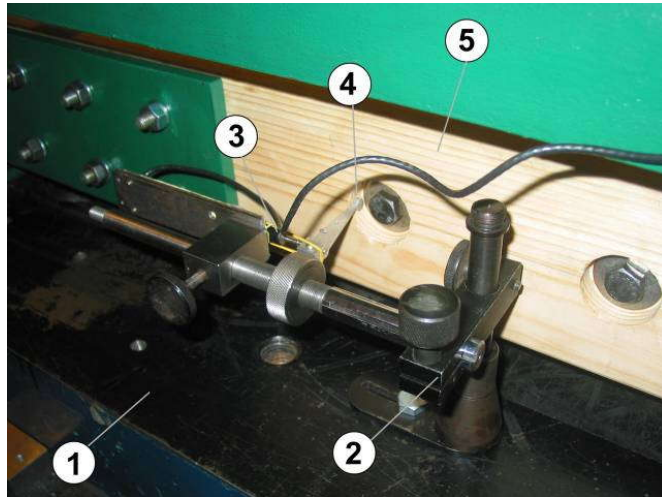


Рисунок 4.28 – Розміщення датчика осьового переміщення:

- 1 – опорна плита, 2 - кріплення датчика; 3 - датчик осьового переміщення,
4 - точка вимірювання переміщення, 5 - зразок

В процесі виконання експерименту в гідроциліндр подавалася гідрорідина з темпом наростання тиску 0.1 МПа/хв. При цьому йшла безперервна реєстрація даних, що надходять з датчиків тиску і переміщення. Реєстрація зусилля, що діє на зразок, виконувалася за допомогою контролю тиску в гідросистемі. З цією метою використовувався датчик тиску МД-150ТС. Величина зусилля визначалася шляхом множення значення тиску в гідроциліндрі на ефективну площу його поршня, яка у режимі розтягуючого навантаження складає 0.0103 м².

Дискретність опитування датчиків становила 1 с. Сигнали датчиків тиску і переміщення надходили на блок узгодження, з'єднаний з аналогово-цифровим перетворювачем, звідки після перетворення в цифрову форму передавалися в комп'ютер і записувалися на його жорсткий диск. Подальша обробка інформації

проводилася програмними засобами, що забезпечують побудову таблиць і графіків за значеннями реєстрованих параметрів.

До досягнення тиску 7.5-8.0 МПа процес деформування проходив досить рівномірно, без будь-яких особливостей. Процес навантаження зразка супроводжувався випадковим потріскуванням, але візуально поява будь-яких ушкоджень не спостерігалася. При подальшому збільшенні навантаження податливість системи істотно зростає. Зростання тиску супроводжувалося безперервним тріском волокон деревини, що було обумовлено їх розривом. Руйнування зразка відбулося при навантаженні 113.7 кН. Отримане в результаті випробувань значення руйнівного навантаження та його порівняння з теоретичними значеннями приведено в табл. 4.12.

Таблиця 4.12 – Результати випробування болтового з'єднання елементів з клеєної деревини на сталевих пластинах

Експериментальне значення, кН	Мінімальне теоретичне значення, кН	% різниці	Максимальне теоретичне значення, кН	% різниці
113.7	36.9	67.5	100.8	11.3

Як видно з табл. 4.12 мінімальне теоретичне значення несучої здатності болтового з'єднання елементів з клеєної деревини на сталевих пластинах на 67.5 % відрізняється від експериментального, тоді як максимальне значення – на 11.3 %. Таким чином, основним параметром, що обумовлює несучу здатність з'єднання є міцність деревини на вдавлювання під поверхнею болта.

В результаті випробувань було отримано графік залежності «навантаження-переміщення», який приведено на рис. 4.29. Як видно з графіка, процес деформування зразка починається з локального обминання при значенні навантаження до 20 кН, після чого спостерігається близька до лінійної ділянка. Поява нелінійних деформацій відповідає навантаженню близько 80 кН і зумовлена згинанням болтів.

Після завершення експерименту було проведено розбирання зразка і дефектація складових елементів (рис. 4.30). За результатами аналізу згину болтів можна зробити висновок, що в конструкції з'єднання достатньо рівномірно відбувається перерозподіл зусиль.

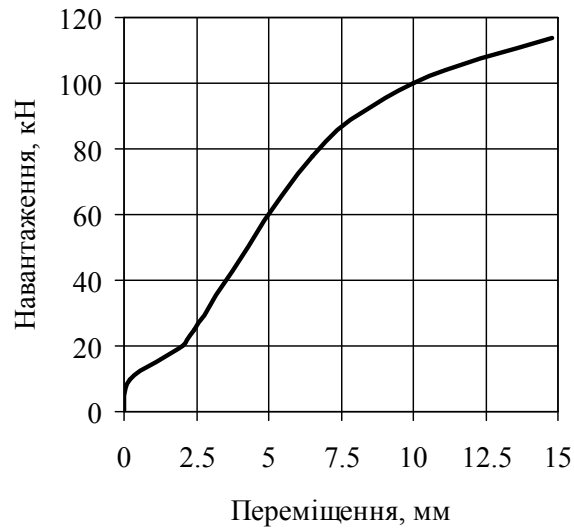


Рисунок 4.29 – Графік залежності деформацій зразка від величини розтягуючого навантаження



Рисунок 4.30 – Деформування болтів в результаті згину під дією навантаження

Отримані дані свідчать про високі характеристики несучої здатності болтового з'єднання елементів з клеєної деревини з використанням сталевих пластин та можливість їх застосування для сполучень конструктивних елементів гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель.

4.4 Експериментальне дослідження з'єднань дерев'яних елементів на металевих зубчастих пластинах

Традиційні підходи до розрахунку та проектування ферм базуються на припущенні, що з'єднання є або шарнірним, або жорстким. Тим не менше, обидва типи є крайніми випадками для відображення реальної роботи з'єднання. Отримані при таких розрахунках зусилля та переміщення не відображають фактичну роботу, що призводить до завищення або заниження несучої здатності та деформацій проєктованих елементів та з'єднань.

Фактично знання на металевих зубчастих пластинах (МЗП) характеризується податливістю, тобто під навантаженням виникає деяке відносне переміщення (осьове або обертальне) між з'єднаними елементами в площині ферми внаслідок позацентрального прикладення зовнішніх зусиль.

На характер роботи з'єднань дерев'яних елементів на металевих зубчастих пластинах (МЗП) значний вплив мають параметри, деякі з яких пов'язані з властивостями деревини, такими як порода деревини, геометрія деревини, вміст вологи та щільність деревини. Інші, пов'язані з властивостями самої пластини, такими як розмір пластини, товщина пластини, кількість та довжина зубів та напрямок пластини відносно волокон деревини. Також вважається, що такі характеристики, як напрямок, тривалість та тип навантаження можуть впливати на характеристики міцності та жорсткості з'єднання.

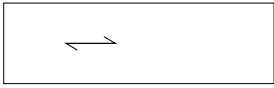
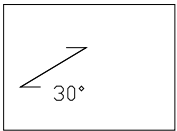
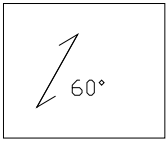
Для дослідження несучої здатності та характеру деформування з'єднань деревини на МЗП в залежності від розмірів пластини, кількості зубів та їх орієнтації відносно волокон деревини були розроблені зразки, які випробувались на розтяг і згин.

Зразки виготовлялись з пиломатеріалів деревини сосни. Розміри поперечного перерізу окремих елементів становили 38x89 мм, відповідно, довжина – 305, 125 та 110, що було обумовлено необхідністю мінімізувати

відходи деревини. Нахил волокон при виготовленні виконувався паралельно довжині зразка, а також під кутом 30 та 60 .

Геометричні параметри дерев'яних елементів для виготовлення випробуваних зразків приведені в табл. 4.13.

Таблиця 4.13 – Геометричні параметри дерев'яних елементів для виготовлення зразків з'єднань на МЗП

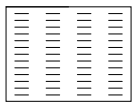

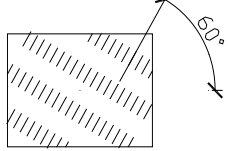
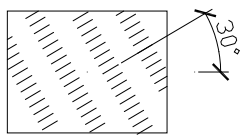


Ескіз елемента	Товщина, мм	Ширина, мм	Довжина, мм
	38	89	305
	38	89	125
	38	89	110

Примітка: на ескізі зразка приведено напрямок волокон.

Розміри металевих зубчастих пластин для виготовлення зразків з'єднань, їх орієнтація відносно напрямку волокон та відповідність серії випробуваних зразків приведені в табл. 4.14.

Випробування на розтяг проводилися на зразках у кількості: Т0 – 4 шт., Т30 – 4 шт., Т60 – 4 шт., Т90 – 4 шт., ТР0 – 4 шт., ТР30 – 4 шт., ТР60 – 4 шт., ТР90 – 4 шт. При цьому в серіях «Т» зуби пластини розташовані паралельно напрямку дії навантаження, тоді як в серіях «ТР» - перпендикулярно напрямку дії навантаження. На згин були випробувані зразки: В0 – 3 шт., В30 – 4 шт., В60 – 4 шт., В90 – 4 шт.

Таблиця 4.14 - Геометричні параметри металевих зубчастих пластин для виготовлення зразків з'єднань

Тип серії	Ескіз МЗП	Ширина, мм	Длина, мм
Т		76	102
ТР		76	102
В		76	102
В		76	102
Т		25	76
ТР		25	76

Примітка: зразки серії типу Т та ТР приймалися для випробувань на розтяг, В – для випробувань на згин.

Випробування зразків з'єднань дерев'яних конструкцій з використанням металевих зубчастих пластин проводили з використанням гідравлічного пресу та гідравлічних домкратів. Зусилля навантаження контролювалося за манометром преса або насосної станції у разі використання домкратів. Навантаження здійснювалося поетапно по 0,1 від передбачуваного руйнівного зусилля. На кожному етапі навантаження здійснювалася витримка по 5 хвилин або до згасання деформацій.

В процесі випробувань вимірювалися поздовжні деформації вузла з'єднання, виконаного за допомогою МЗП. Деформації вимірювалися індикаторами годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм. На кожен зразок встановлювалося по 2 індикатори на паралельні грані, де розташовувалися пластини (МЗП).

Геометричні параметри зразків для випробувань на розтяг із розташованими паралельно напрямку дії навантаження зубами пластини приведені на рис. 4.31.

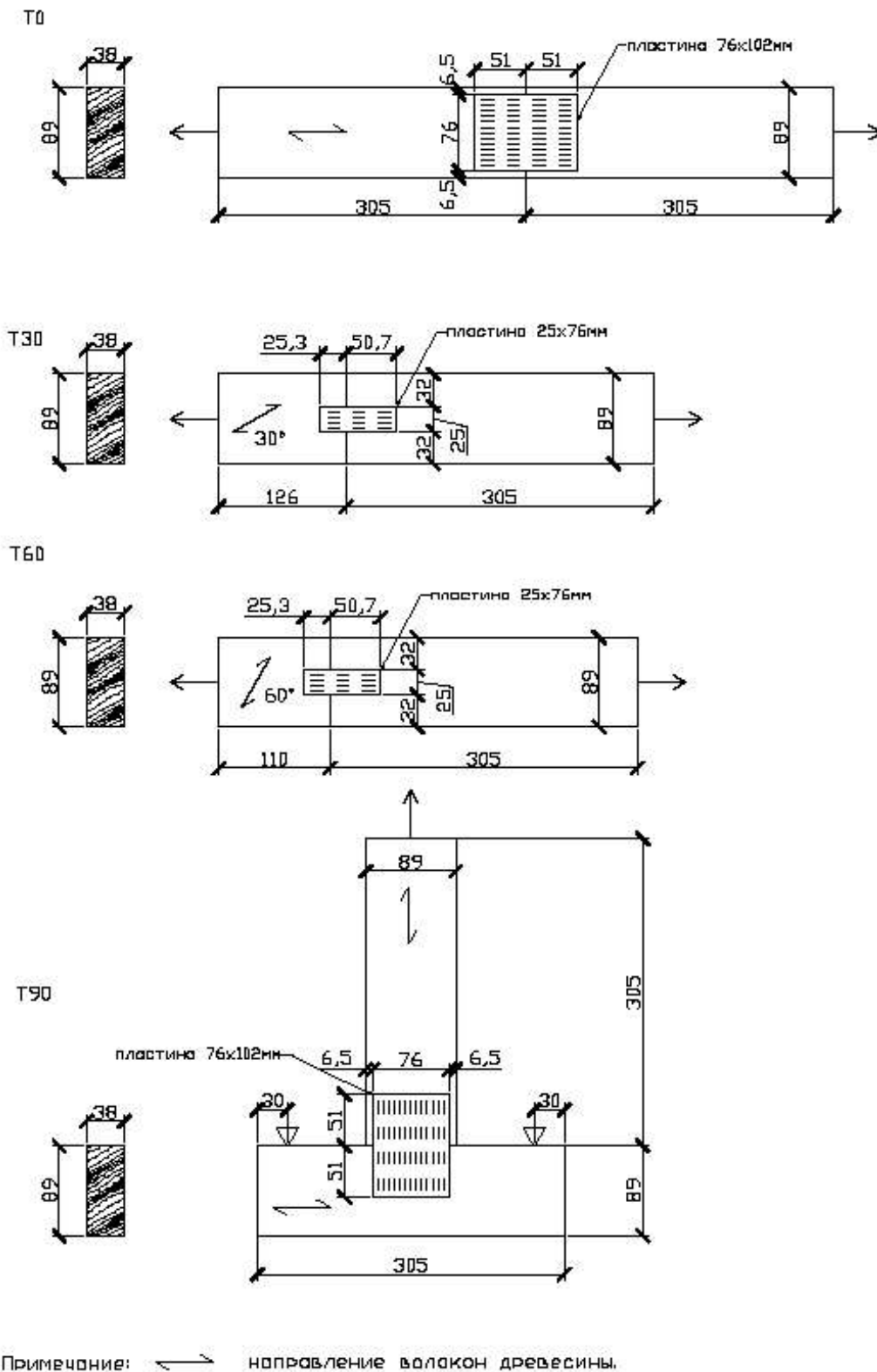


Рисунок 4.31 – Геометричні параметри зразків для випробувань на розтяг (зуби пластини розташовані паралельно напрямку дії навантаження)

Геометричні параметри зразків для випробувань на розтяг із розташованими перпендикулярно напрямку дії навантаження зубами пластини приведені на рис. 4.32.

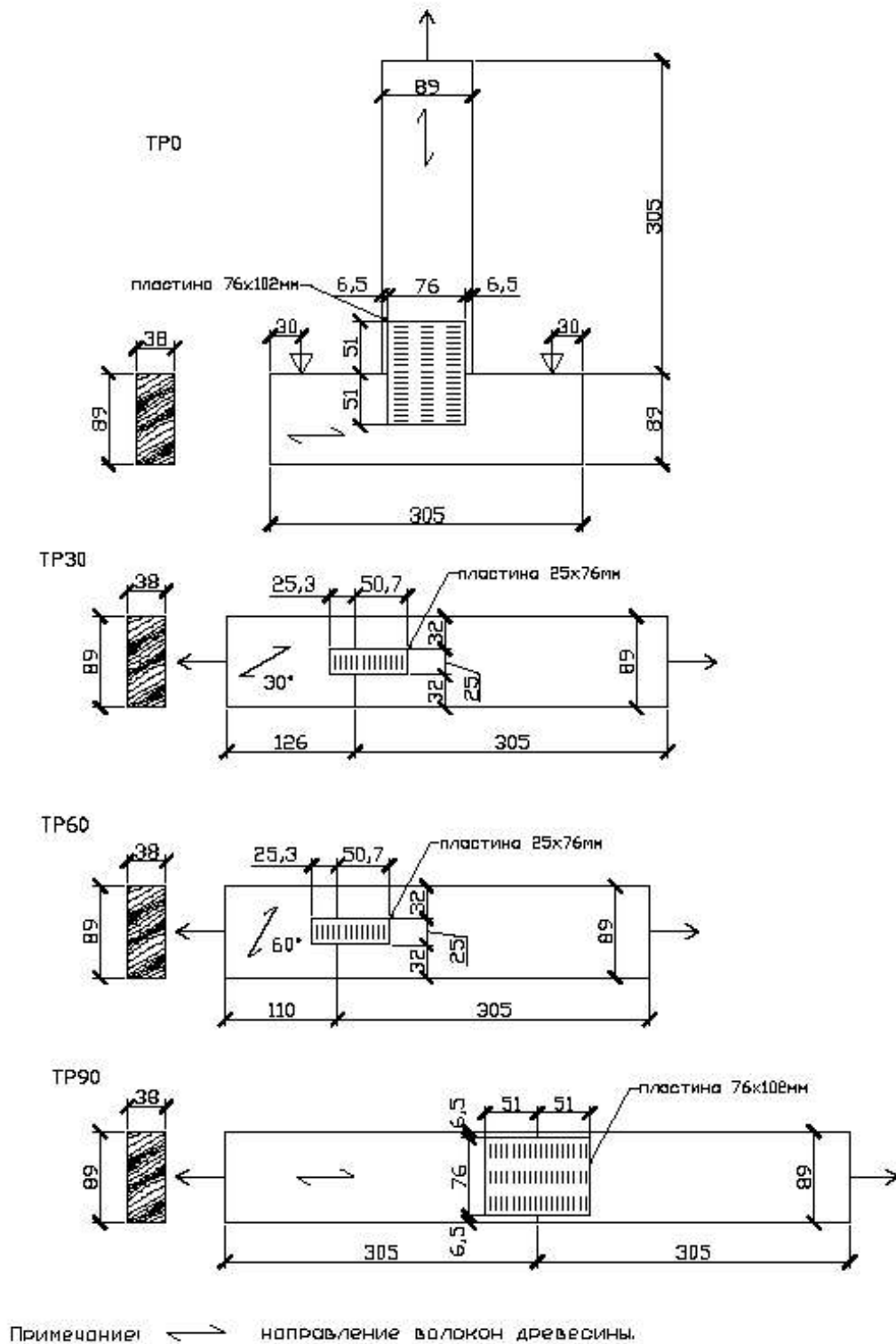


Рисунок 4.32 – Геометричні параметри зразків для випробувань на розтяг (зуби пластини розташовані перпендикулярно напрямку дії навантаження)

Геометричні параметри зразків для випробувань на згин приведені на рис. 4.33 (В0 – зуби пластини паралельно напрямку волокон, В30 та В60 – зуби, відповідно, під кутом 30° та 60° напрямку волокон; В90 – зуби перпендикулярно напрямку волокон деревини).

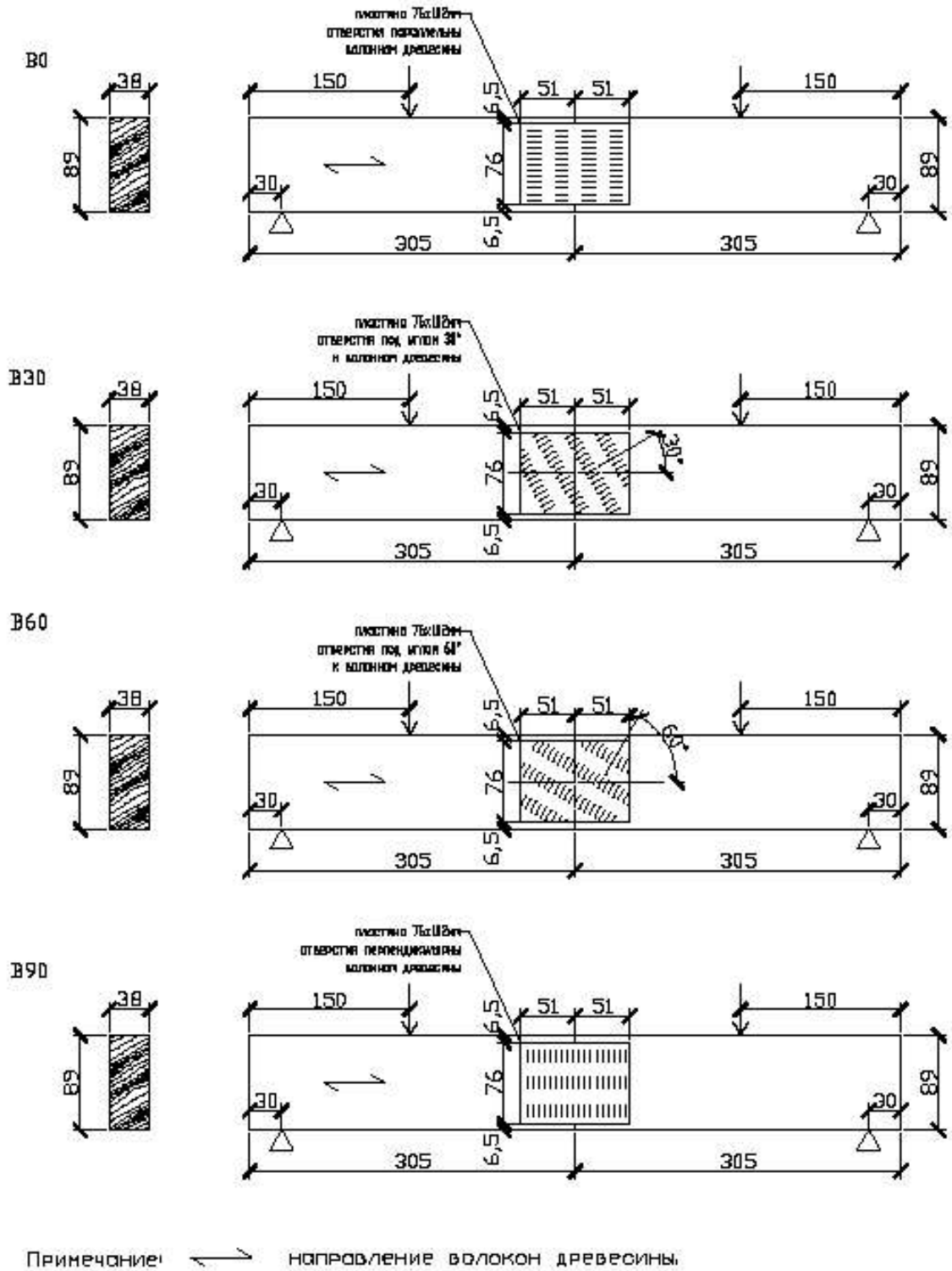


Рисунок 4.33 – Геометричні параметри зразків для випробувань на згин

Загальний вигляд випробуваних зразків на прикладі серій ТР90, Т90 під час випробувань на розтяг та В0 під час випробувань на згин приведено на рис. 4.34, 4.35. Загальний вигляд інших зразків приведено на рис. В.1 – В.11 в додатку В.

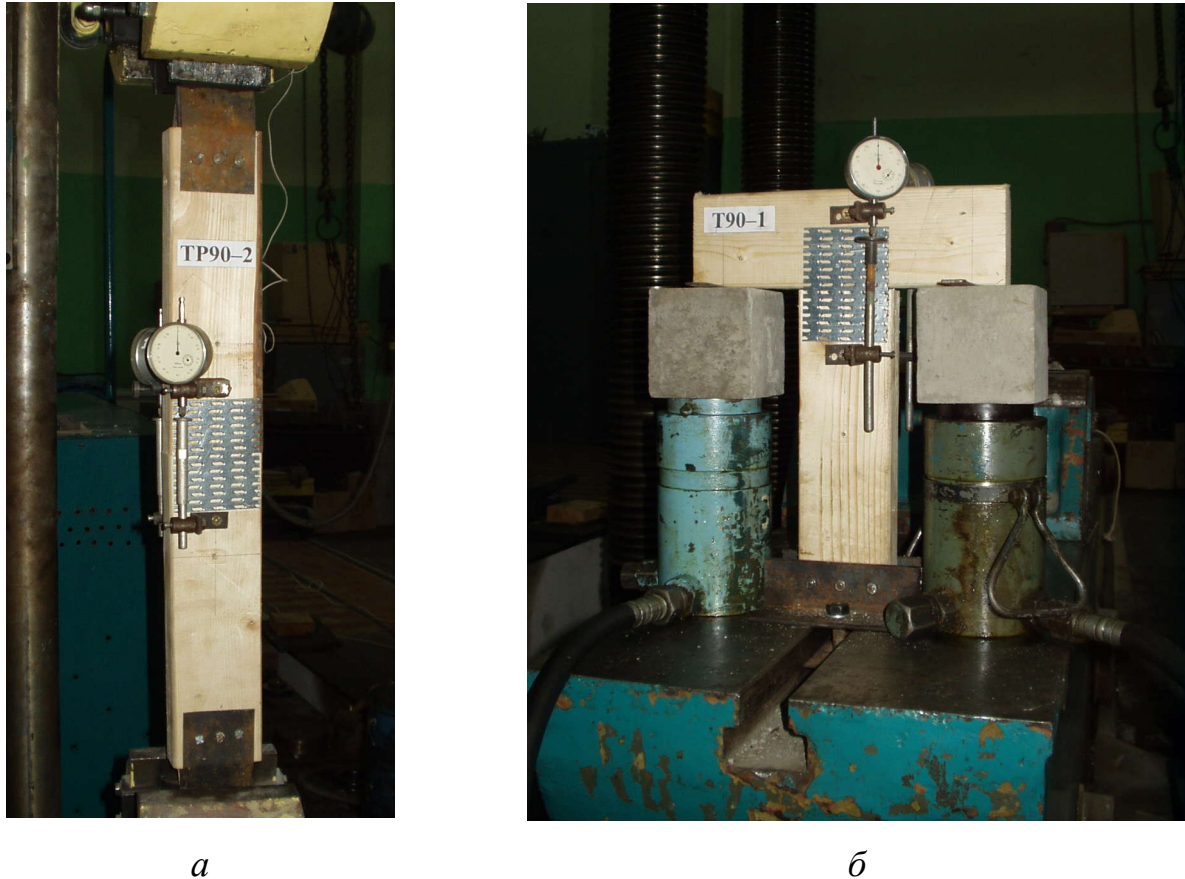


Рисунок 4.34 – Загальний вигляд зразків з'єднань на МЗП під час випробувань на розтяг: а) серія ТР90; б) серія Т90

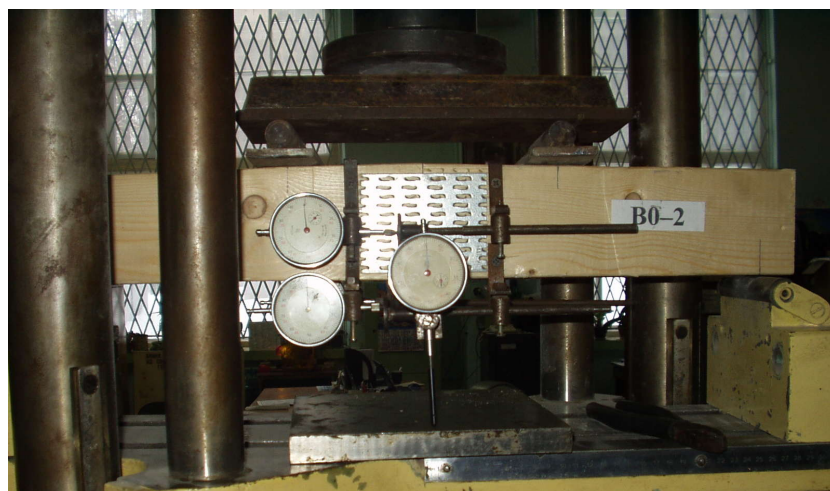
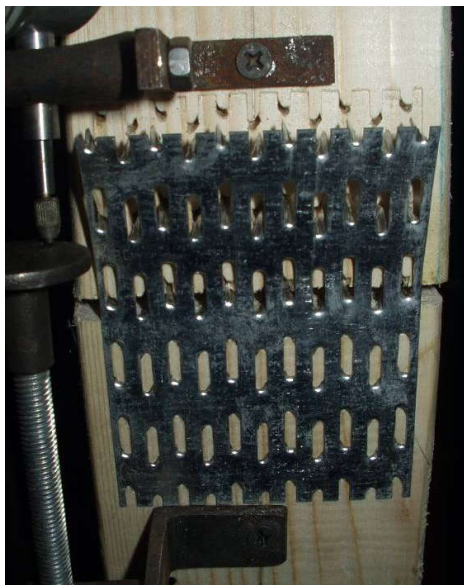


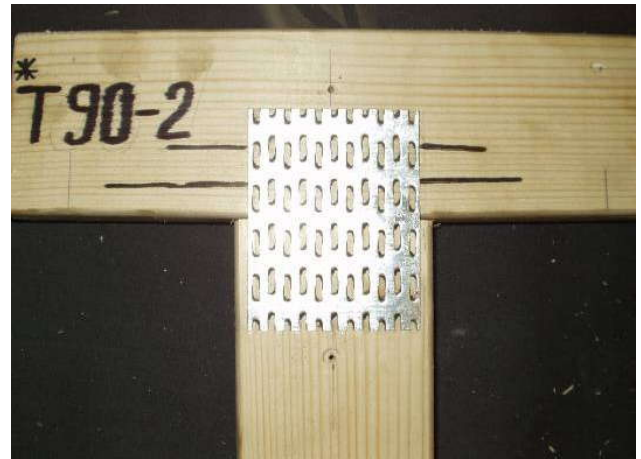
Рисунок 4.35 – Загальний вигляд зразків з'єднань на МЗП під час випробувань на згин (на прикладі серії В0)

В результаті випробувань зразків з'єднань на розтяг були отримані дані щодо характеру руйнування, який приведено на рис. 4.36, а також В.12 – В20 в додатку В.

Руйнування зразків серій Т0, Т90, ТР0 та ТР90 відбувалося за трьома видами: внаслідок згину та виривання зубів пластини з деревини; розколювання деревини вздовж волокон або розриву пластини. Зразки серій Т30, Т60, ТР30 та ТР60 руйнувалися внаслідок згину та виривання зубів пластини з деревини, а також розколювання деревини в місцях локальних дефектів.



а



б

Рисунок 4.36 – Загальний вигляд та характер руйнування з'єднань дерев'яних елементів на металевих зубчастих пластинах при випробуваннях на розтяг: а) серія Т0; б) серія Т90

Також були отримані дані щодо величини руйнівного навантаження зразків, які було порівняно з теоретичними згідно рекомендацій [147]. Результати випробувань зразків з'єднань на МЗП на розтяг привезені в табл. 4.15. Визначені коефіцієнти безпеки за несучою здатністю, як співвідношення експериментального та теоретичного руйнівного навантаження. Як видно з отриманих даних (табл. 4.15) експериментально визначена несуча

здатність з'єднань в усіх випадках вище розрахункової, при цьому коефіцієнт безпеки становить $k_{saf}=1.13\dots 2.43$.

Таблиця 4.15 – Результати випробувань зразків з'єднань на МЗП на розтяг

Серія	Номер зразка	Руйнівне навантаження, кН			k_{saf}
		експеримент	розрахункове за умовою		
			зминання деревини та згину зубів	міцності пластини	
Т0	1	17.25	9.97	17.48	1.73
	2	17.50			1.75
	3	18.80			1.88
	4	18.00			1.8
Т30	1	3.00	1.96	5.75	1.53
	2	2.50			1.27
	3	3.10			1.58
	4	3.75			1.91
Т60	1	3.00	1.40	5.75	2.14
	2	3.50			2.43
	3	2.80			2
	4	3.00			2.14
Т90	1	11.84	4.98	17.48	2.37
	2	10.15			2.04
	3	6.77			1.36
	4	5.64			1.13
ТР0	1	6.77	4.98	5.32	1.36
	2	5.64			1.13
	3	7.9			1.58
	4	9.59			1.92
ТР30	1	2.85	1.96	1.75	1.45
	2	2.50			1.27
	3	3.00			1.53
	4	3.00			1.53

TP60	1	3.00	1.40	1.75	2.14
	2	2.50			1.78
	3	2.85			2.03
	4	2.40			1.71
TP90	1	23.00	9.97	5.32	2.31
	2	21.00			2.11
	3	23.75			2.38
	4	22.00			2.21

Примітка. Коефіцієнт безпеки $k_{saf}=N_{on}/N_c$, де N_{on} – експериментально отримане руйнівне навантаження; N_c – теоретична несуча здатність з'єднання.

Отримані графіки залежностей переміщень від величини навантаження (рис. 4.37, 4.38) та досліджено вплив конфігурації з'єднання на його роботу під навантаженням.

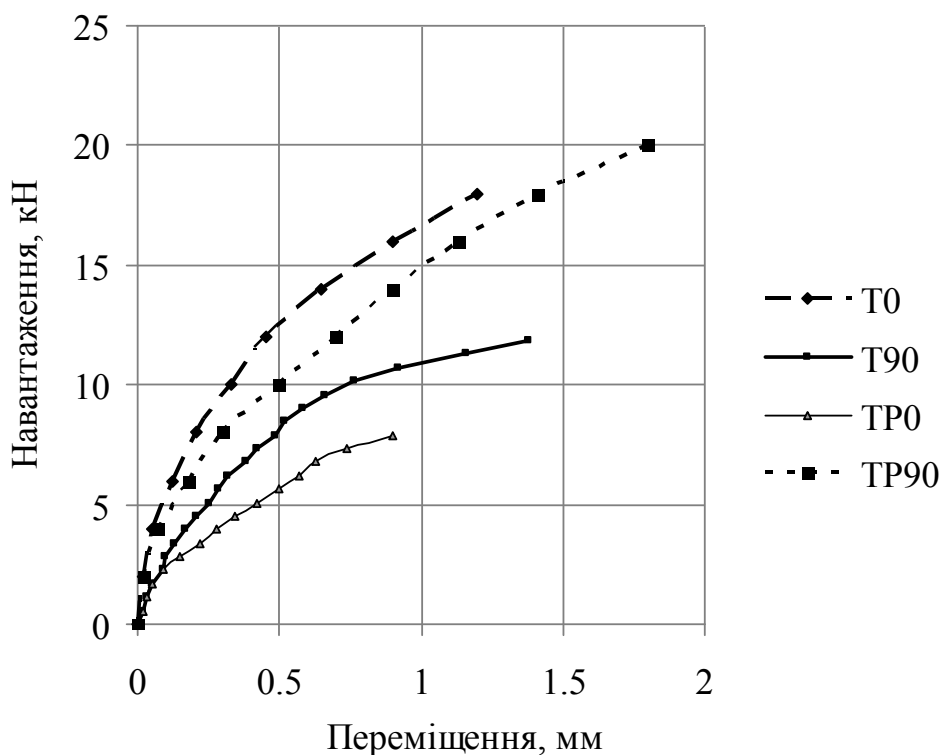


Рисунок 4.37 – Характерні графіки залежностей переміщень від величини навантаження для зразків серій T0, T90, TP0 та TP90

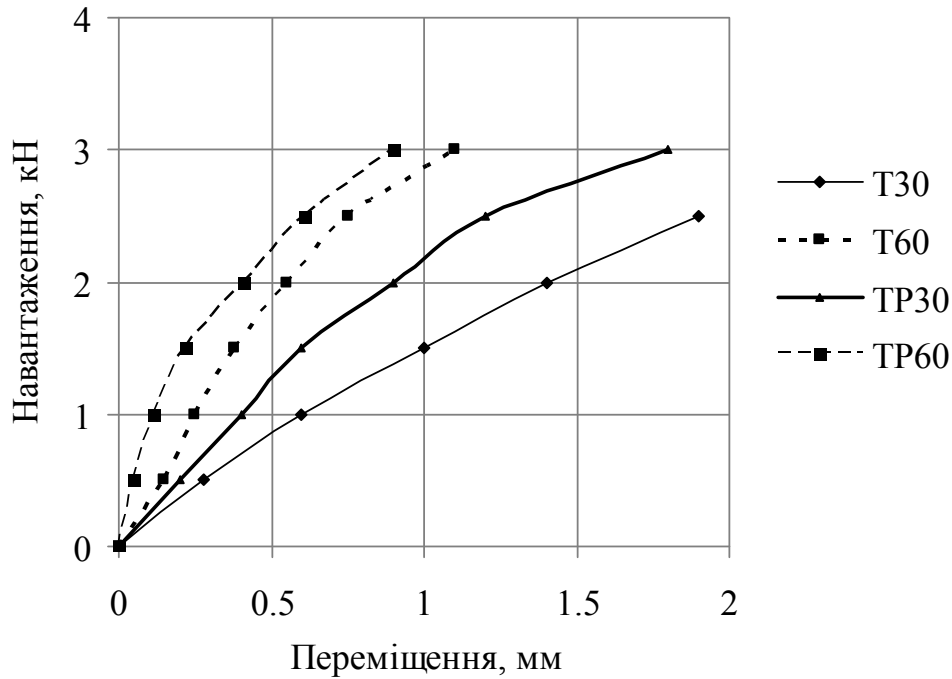


Рисунок 4.38 – Характерні графіки залежностей переміщень від величини навантаження для зразків серій T30, T60, TP30 та TP60

Як видно з отриманих даних, значний ефект на несучу здатність та деформативність виявляє робоча площа металевої зубчастої пластини та орієнтація зубів відносно напрямку волокон деревини. Жорсткість з'єднання зменшується зі зменшенням робочої площі та збільшенням кута нахилу зубів відносно волокон деревини. При цьому для всіх зразків величина переміщення при використанні повної несучої здатності не перевищувала 2 мм. Більш ефективною є робота з'єднання у випадку розташування плоскої грані зуба перпендикулярно волокну (серії зразків Т). Логічним є збільшення величини руйнівного навантаження при збільшенні площі пластини та, відповідно, кількості зубів, що взаємодіють з деревиною.

Для математичного опису діаграми «навантаження-переміщення» з'єднання на металевих зубчастих пластинах при роботі на розтяг може бути застосована емпірична модель:

$$F_{MP} = a + b\delta^{0.5}, \quad (4.18)$$

де F_{MP} - розтягуюче навантаження (кН);

δ – переміщення (мм);

a, b – коефіцієнти, що встановлюються експериментальним шляхом.

З використанням програмного комплексу TableCurve2D були отримані криві апроксимації експериментальних даних, які наведені на рис. 4.39 та рис. В.24-В.31 (додаток В) та значення коефіцієнтів a, b для кожної серії випробуваних зразків, які наведені в табл. 4.16.

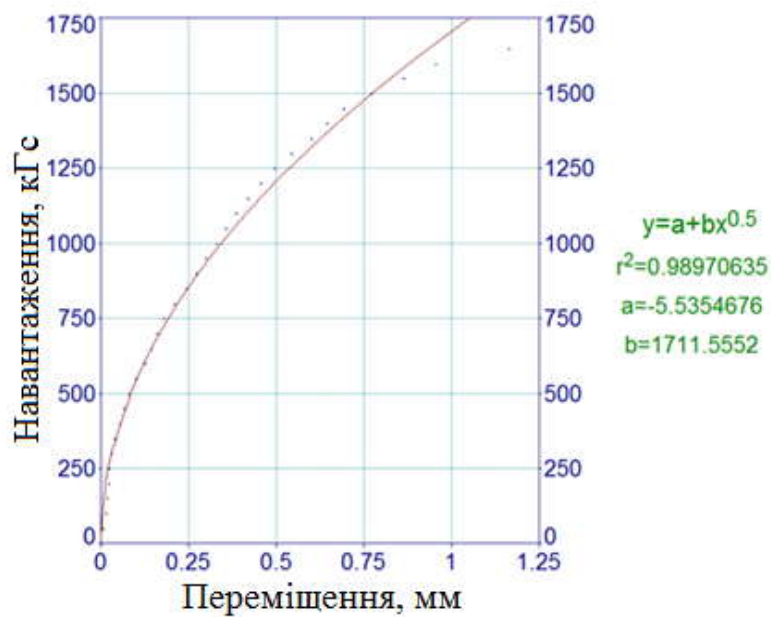


Рисунок 4.39 – Експериментальні дані та крива апроксимації залежності переміщень від величини навантаження для зразка Т0

Таблиця 4.16 – Значення коефіцієнтів в рівнянні (4.17) діаграми «навантаження-переміщення» з'єднання на металевих зубчастих пластинах

Найменування зразка	Розміри пластини, мм	Кут нахилу волокон деревини, град.	Коефіцієнти в рівнянні (4.18)		Достовірність апроксимації, R^2
			a	b	
Т0	76x102	0	-5.535	1711.55	0.989
Т30	25x76	30	-24.077	183.84	0.954

T60	25x76	60	-32.504	307.085	0.953
T90	76x102	90	-63.383	1169.57	0.98
TP0	76x102	0	-41.106	869.9	0.993
TP30	25x76	30	-29.211	239.403	0.964
TP60	25x76	60	-7.71	325.62	0.997
TP90	76x102	90	-19.03	1502.08	0.998

В результаті випробувань зразків з'єднань на МЗП на згин були отримані дані щодо характеру руйнування, значення руйнівного навантаження та вертикальних переміщень (прогинів) в залежності від величини навантаження.

Руйнування зразків при роботі на згин відбувалося внаслідок розриву пластини та виривання зубів з деревини. Характер руйнування з'єднань дерев'яних елементів на металевих зубчастих пластинах при випробуваннях на згин приведено на рис. 4.40 та рис. В.12 – В.23 (додаток В).



Рисунок 4.40 – Характер руйнування з'єднань дерев'яних елементів на металевих зубчастих пластинах при випробуваннях на згин

Значення руйнівного навантаження, отримані в результаті випробувань зразків з'єднань на МЗП на згин приведені в табл. 4.17.

Графіки зміни величини прогину при збільшенні навантаження приведена на рис. 4.41.

Середнє значення руйнівного моменту для випробуваних на згин зразків становить 0.64..0.68 кГс·м. Прогин з'єднання при вичерпанні несучої здатності становив 9.7..11 мм.

Таблиця 4.17– Результати випробувань зразків з'єднань на МЗП на згин

Серія	Номер зразка	Руйнівне зусилля, кН	Руйнівний момент, кН·м	Середнє значення руйнівного моменту, кН·м
B0	1	10.90	0.65	0.64
	2	10.15	0.61	
	3	10.75	0.645	
B30	1	10.75	0.645	0.68
	2	11.00	0.66	
	3	11.90	0.71	
	4	12.00	0.72	
B60	1	11.80	0.708	0.64
	2	11.25	0.675	
	3	9.60	0.576	
	4	10.00	0.60	
B90	1	12.00	0.72	0.66
	2	11.50	0.69	
	3	10.25	0.615	
	4	10.40	0.624	

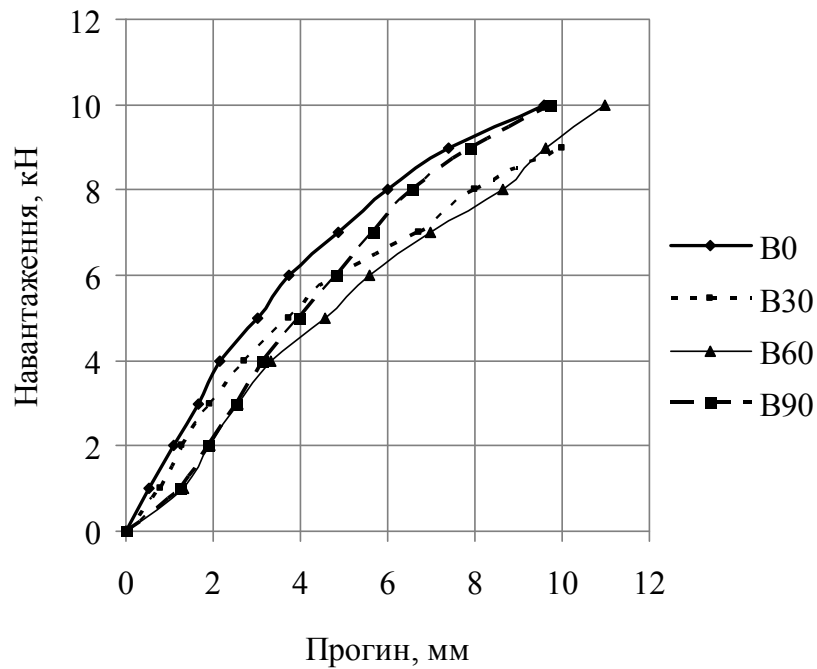


Рисунок 4.41 – Графік залежності прогинів з'єднань на МЗП від навантаження

Отриманий комплекс експериментальних даних та запропонована залежність для опису діаграми «навантаження-деформація» можуть бути застосовані при розрахунку з'єднань дерев'яних елементів на металевих зубчастих пластинах з урахуванням податливості.

4.5 Висновки до розділу 4

1. Для визначення фізико-механічних характеристик клеєної деревини, що виготовляється з деревини сосни місцевого походження були проведені стандартні випробування на розтяг вздовж волокон зразків пиломатеріалів ламелей. В результаті були отримані наступні характеристики: міцність ламелі на розтяг вздовж волокон $f_{t,0,l,k} = 18,73 \text{ Н/мм}^2$, модуль пружності $E_{0,l,mean} = 15092 \text{ Н/мм}^2$ та густина 467 кг/м^3 . Відповідно до чинних вітчизняних та європейських норм, клеєна деревина з випробуваних ламелей за класом міцності може бути класифікована як GL28h. Для оцінки несучої здатності клеєної деревини згідно експериментально визначеного класу міцності були

виконані випробування стандартних зразків (балок) на згин. Руйнівне навантаження для зразків з розмірами поперечного перерізу 60x120 мм склало 19.5 – 20.8 кН, для зразків 120x120 мм – 39.9 – 43 кН. Фактична міцність клеєної деревини на згин становить 45.75 – 53.75 Н/мм², що в 1.63 – 2.4 рази перевищує очікувані теоретичні значення. Виконано серію випробувань несучої здатності на згин та прогину під дією зосередженого навантаження в середині прольоту повнорозмірних дерев'яних клеєних балок розміром 120x180x9880 мм (bхhхl). За результатами експерименту встановлено фактичне руйнівне навантаження, яке в 1.68 та 1.74 рази перевищує теоретично визначене. Експериментально визначений прогин балок в 1.24 та 1.35 разів перевищує теоретичні значення.

2. Методика реєстрації полів переміщень засобами лазерної інтерферометрії адаптована для експериментального дослідження нагельного з'єднання дерев'яних елементів. Розроблено рекомендації щодо проведення випробувань, що забезпечують отримання оптимальної інтерференційної картини, а саме: виявлені необхідні заходи з підготовки зразка для дослідження і оптимальні умови закріплення зразка; визначено оптимальний діапазон навантаження, який склав 300-900 Н. На основі запропонованої методики виконано дослідження особливостей взаємодії дерев'яних елементів нагельного з'єднання. Локалізація полів нормальних переміщень для прикладених навантажень відповідає положенню 12-15 мм від площини стику дерев'яних елементів і 5-8 мм нижче осі нагеля. Дані експериментальних досліджень методом лазерної інтерферометрії дозволяють досліджувати широкий діапазон деформаційних характеристик з'єднання, зокрема за річними шарами деревини.

3. Для оцінки міцності та деформативності деревини в зоні взаємодії з металевим нагелем (болтом) були виконані експериментальні дослідження з використанням стандартних методик в поєднанні з методом оптичної фізики (лазерної голографічної інтерферометрії). На кожному етапі навантаження виконувалась реєстрація інтерферограм, які наочно відображають характер та еволюцію взаємодії болта з деревиною. На основі отриманих інтерферограм

побудовано тривимірні графіки деформованої поверхні зразка (ізополя переміщень), які можуть бути співставлені з розрахунковими при розробці скінченноелементної моделі з'єднання. В результаті випробувань були отримані криві залежностей «навантаження-переміщення» для випробуваних зразків. Максимальне навантаження досягалося в межах 3-4 мм вертикального переміщення. Міцність вдавнення деревини становила 54.2-58.3 МПа (для одного зразка 38.9 МПа).

4. З метою визначення несучої здатності та оцінки деформативності проведені випробування на розтяг паралельно волокнам болтового з'єднання елементів з клеєної деревини на металевих пластинах. В результаті експерименту отримано значення руйнівного навантаження, яке склало 113.7 кН, а також графік залежності деформацій зразка від величини розтягуючого навантаження. Робота зразка при значенні навантаження до 80 кН характеризується близькою до лінійної залежністю, після чого виникають нелінійні деформації, зумовлені згинанням болтів. Аналіз форми згину болтів дозволяє припустити, що в конструкції перерозподіл зусиль відбувається рівномірно. З урахуванням чинних норм визначені теоретичні значення несучої здатності з'єднання відповідно до можливих форм руйнування, які склали $F_{min} = 36.9$ кН та $F_{max} = 100.8$ кН. Експериментальне значення, відрізняється від теоретичних, на 67.5 % та 11.3 %, відповідно. Згідно отриманих даних, основним параметром, що обумовлює несучу здатність з'єднання, є міцність деревини на вдавлювання під поверхнею болта.

5. Проведено експериментальні дослідження несучої здатності та характеру деформування з'єднань деревини на МЗП в залежності від розмірів пластини, кількості зубів та їх орієнтації відносно волокон деревини при роботі на згин та розтяг. За результатами експерименту визначено руйнівні зусилля та отримані залежності лінійних переміщень від навантаження. Експериментально визначена несуча здатність з'єднань на розтяг в усіх випадках вище розрахункової, при цьому коефіцієнт безпеки становить $k_{saf}=1.13\dots2.43$. Запропонована емпірична модель для опису діаграми «навантаження-

переміщення» з'єднання на МЗП при роботі на розтяг та визначені коефіцієнти для побудови діаграм кожної серії випробуваних зразків. Середнє значення руйнівного моменту для випробуваних на згин зразків становить 0.64..0.68 кН·м. Прогин з'єднання при вичерпанні несучої здатності становив 9.7..11 мм.

Матеріали досліджень, викладені в даному розділі, опубліковані в роботах [287-292].

4.6 Список використаних джерел в розділі 4

У розділі 4 використані джерела [142, 143, 147-149, 168, 274, 276, 281, 283-286]. Їх найменування представлені у загальному списку використаних джерел.

РОЗДІЛ 5

МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ КОНСТРУКЦІЙ ГІБРИДНИХ ДЕРЕВОЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ

5.1 Врахування нелінійної роботи з'єднань нагельного типу при розрахунку гібридних деревозалізобетонних конструкцій

Спільна робота елементів гібридної деревозалізобетонної конструкції забезпечується металевими з'єднувальними елементами (цвяхами, шурупами, болтами і т.п.). Особливістю з'єднувальних елементів є їх податливість, що не дозволяє досягти жорсткого з'єднання між елементами та призводить до виникнення зсуву між елементами. Це явище впливає на несучу здатність та деформативність конструкції в цілому.

У випадку гібридної конструкції деревозалізобетонного перекриття при роботі на згин елементи перекриття (залізобетонна плита та дерев'яна балка) частково зсуваються відносно один одного на величину v (рис. 5.1). З'єднувальні елементи перешкоджають цьому зміщенню, що призводить до виникнення сил зсуву V_s .

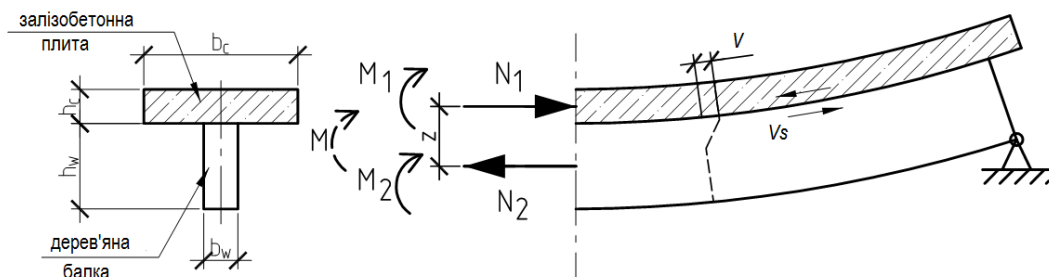


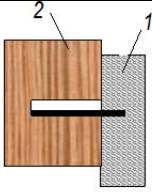
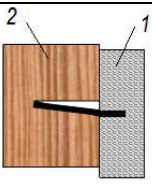
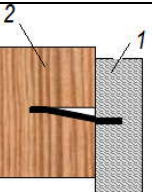
Рисунок 5.1 – Схема внутрішніх зусиль в гібридній деревозалізобетонній конструкції, що працює на згин

Напружено-деформований стан деревобетонного з'єднання нагельного типу обумовлюється особливостями його взаємодії з деревиною та бетоном.

У випадку правильного розміщення металевих з'єднувальних елементів у бетоні, прикладені навантаження сприймаються ними за рахунок поздовжніх зусиль у них. Згідно [293], це обумовлено тим, що податливість сталевго стрижня при поздовжньому навантаженні істотно менша, ніж при поперечному.

Для опису взаємодії металевих з'єднувальних елементів з бетоном може бути застосована відома трикомпонентна модель («сталевий стрижень-контактний шар-бетон»), згідно якої зчеплення залежить від склеювання сталевго стрижня з бетоном, зусилля тертя сталевго стрижня об бетон внаслідок усадочних деформацій та механічного зчеплення.

Що стосується взаємодії з деревиною, то під навантаженням металевий з'єднувальний елемент працює як балка під рівномірно розподіленим навантаженням, яке передається від обтиснутої деревини. При цьому руйнування з'єднання обумовлюється деформуванням з'єднувального елемента з утворенням одного або декількох пластичних шарнірів. Особливості роботи залежать від характеристик міцності деревини на вдавнення, згинального моменту пластичної деформації з'єднувального елемента та глибини його закладення у деревині. В залежності від вищенаведених характеристик згідно моделі, запропонованої К.В. Johansen [294], можна виділи наступні можливі форми руйнування:

	<p>1) характер взаємодії визначається міцністю деревини на зминання, сталевий зв'язок не деформується;</p>
	<p>2) при малій глибині закладення нагель деформується в дерев'яному елементі з формування одного пластичного шарніру;</p>
	<p>3) при достатній глибині закладення нагель деформується в дерев'яному елементі з формування двох пластичних шарнірів</p>
<p><i>1 – залізобетонний елемент; 2 – дерев'яний елемент</i></p>	

Як правило, глибина закладення металевого з'єднувального елемента в деревину є достатньо великою, а зв'язок має діаметр, який забезпечує формування пластичних шарнірів на межі між залізобетонном та деревиною, а також всередині дерев'яного елемента. З огляду на це, третя форма руйнування є основною.

Враховуючи вищенаведене, схема розподілу зусиль в деревозалізобетонному з'єднанні матиме вигляд, приведений на рис. 5.2.

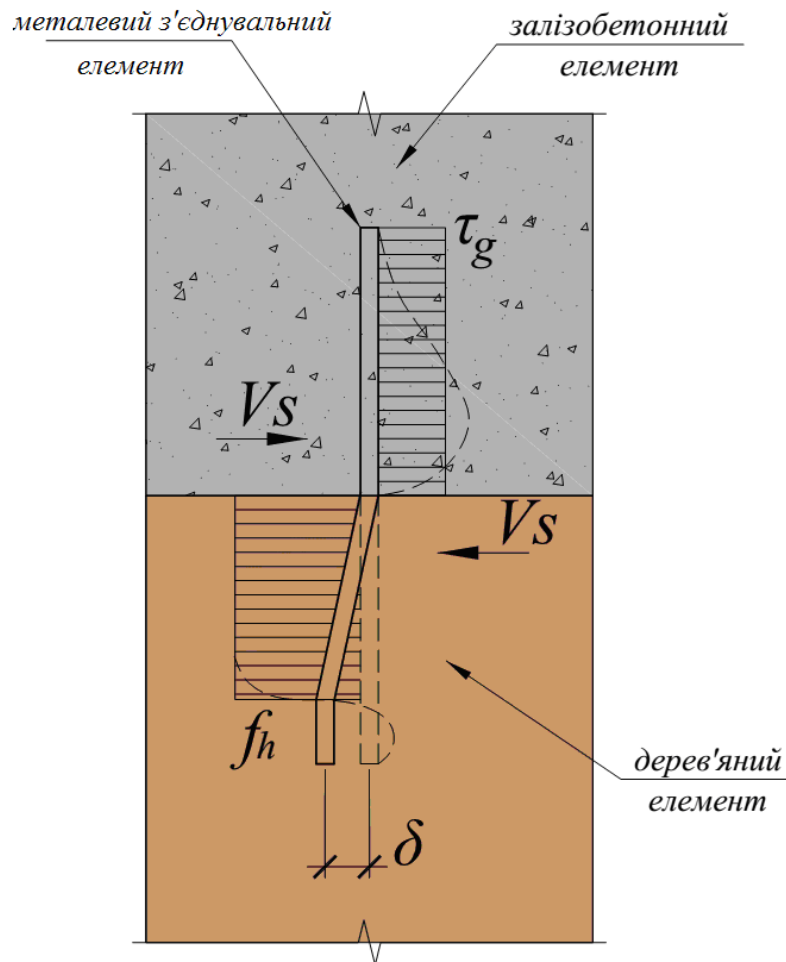


Рисунок 5.2 – Схема розподілу зусиль в деревозалізобетонному з'єднанні

Роботу з'єднання гібридних деревобетонних елементів характеризує модуль ковзання і визначається як сила, яку необхідно прикласти, щоб викликати одиничне переміщення (рис. 5.2):

$$K = \frac{V_s}{\delta}, \quad (5.1)$$

де K – модуль ковзання;

V_s – сила;

δ - переміщення.

Згідно чинних норм механічні характеристики з'єднання рекомендується визначати шляхом випробувань зразків на зсув [295]. Модуль ковзання визначається як тангенс кута нахилу дотичної або січної до графіка деформування з'єднання у точках, що відповідають певній величині навантаження та переміщення. Модуль ковзання для розрахунку за експлуатаційною придатністю K_{ser} відповідає куту нахилу дотичної до графіка (рис. 5.3) при навантаженні $0.4F_{max}$, для розрахунку за несучою здатністю K_u – куту нахилу при навантаженні $0.6F_{max}$ (F_{max} – теоретичне максимальне навантаження).

У випадку неможливості експериментального визначення, модуль ковзання приймається за емпіричними формулами в залежності від густини деревини та діаметру нагеля, приведеними в [147]:

$$K_{ser} = \frac{2\rho_m^{1.5}d}{23}, \quad (5.2)$$

$$K_u = \frac{2}{3}K_{ser}, \quad (5.3)$$

де ρ_m – густина деревини, кг/м³;

d – діаметр нагеля.

Таким чином, при розрахунку конструкції за чинним стандартом робота з'єднання вважається лінійно-пружною. Експериментальні дослідження [174, 287, 296, 297] показали, що робота з'єднувальних елементів під навантаженням має нелінійний характер.

Характерний вигляд діаграми «навантаження-переміщення» приведено на рис. 5.3.

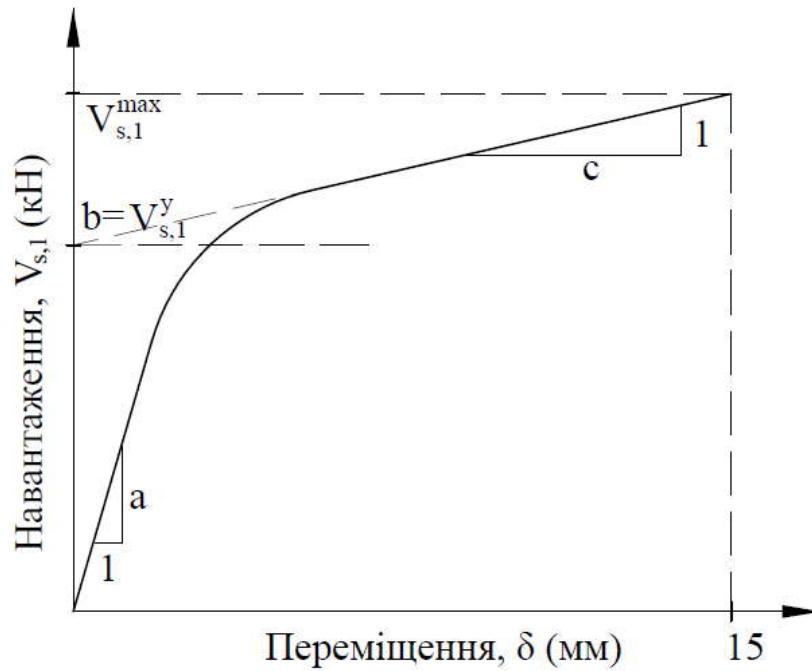


Рисунок 5.3 – Характерний вид і параметри діаграми деформування нагельного з'єднання [173, 298, 299]

Як видно з рис. 5.3, робота нагеля при малих навантаженнях має наближений до лінійного характер і характеризується початковою жорсткістю.

При збільшенні навантаження на певному етапі спостерігається викривлення діаграми і початок текучості з'єднання, після якого слідує інтенсивне наростання деформацій.

Максимальним вважається навантаження F_{max} , яке відповідає переміщенню 15 мм.

Для математичного опису діаграми деформування використовуємо таку залежність [299]:

$$V_{s,1}(\delta) = (b + c\delta) \left(1 - e^{\frac{-a\delta}{b}} \right), \quad (5.4)$$

де $V_{s,1}$ – зсувне навантаження на з'єднувальний елемент;

δ – переміщення з'єднувального елемента, обумовлене зсувним навантаженням;

a, b, c – коефіцієнти.

Оскільки модуль ковзання при фактичному навантаженню визначається як тангенс кута нахилу січної графіка діаграми деформування, отримаємо:

$$K(\delta) = \frac{1}{\delta} (c + b\delta) \left(1 - e^{-\frac{a\delta}{c}} \right). \quad (5.5)$$

Залежності для визначення коефіцієнтів у виразі для опису діаграми деформування нагельного з'єднання були запропоновані і експериментально верифіковані в роботі [299].

Коефіцієнт a визначається як тангенс кута нахилу дотичної, яка проведена з початку координат до графіка деформування і може бути виражений через теоретичний модуль ковзання K_{ser} для розрахунку з'єднання за граничними станами експлуатаційної придатності:

$$a = \frac{K_{ser}}{0.65}. \quad (5.6)$$

Коефіцієнт b дорівнює зсувній силі на межі пропорційності з'єднання:

$$b = F_y. \quad (5.7)$$

Коефіцієнт c дорівнює тангенсу кута нахилу дотичної до графіка деформування на ділянці, що відповідає текучості з'єднання, і може бути записаний наступним чином:

$$c = \frac{V_{s,1}^{\max} - b}{15}, \quad (5.8)$$

де $V_{s,1}^{\max}$ – максимально допустиме навантаження, що відповідає переміщенню $\delta=15$ мм.

Теоретичне значення максимального навантаження та навантаження на межі текучості може бути визначено з використанням формул, приведених в [147, 167]:

$$V_{s,1}^y = 1.15 \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2M_y f_{h,2} d}, \quad (5.9)$$

$$V_{s,1}^{\max} = 1.15 \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2M_u f_{h,2} d}, \quad (5.10)$$

де M_y – згинальний момент пластичної деформації нагеля, Н·мм;

M_u – гранично допустимий згинальний момент нагеля, Н·мм;

$f_{h,2}$ – міцність вдавнення нагеля в масив деревини, Н/мм²;

β - коефіцієнт, що враховує тертя між контактуючими поверхнями елементів з'єднання.

Момент текучості та максимальний момент нагеля визначається за формулами [171]:

$$M_y = \frac{f_y d^3}{6}, \quad (5.11)$$

$$M_u = \frac{f_u d^3}{6}, \quad (5.12)$$

де f_y – опір матеріалу нагеля за границею текучості, Н/мм²;

f_u – опір матеріалу нагеля за тимчасовим опором, Н/мм².

Міцність вдавнення нагеля в масив деревини або бетону [147, 167]:

$$f_{h,i} = 0.082(1 - 0.01d)\rho_i, \quad (5.13)$$

де ρ_i – густина матеріалу, кг/м^3 ;

$i=1$ – для бетону;

$i=2$ – для деревини.

Коефіцієнт тертя між контактуючими поверхнями [171]:

$$\beta = \frac{f_{h,1}}{f_{h,2}}, \quad (5.14)$$

де $f_{h,1}, f_{h,2}$ – міцність вдавнення нагеля в масив бетону та деревини, відповідно.

Таким чином, з використанням формул (5.4) – (5.14) можна отримати повну криву «навантаження-переміщення» нагельного з'єднання деревобетонного елемента та значення модуля ковзання в залежності від величини зсувного навантаження. Приведені залежності можуть бути використані для моделювання податливості нагельного з'єднання гібридних деревозалізобетонних конструкцій.

На основі запропонованих залежностей були побудовані графіки деформування з'єднання дерев'яних та бетонних елементів, зміни величини модуля ковзання від переміщень, а також від величини навантаження для наступних параметрів з'єднання:

- деревина хвойних порід класу міцності C24 ($\rho=350 \text{ кг/м}^3$) та листяних порід D30 ($\rho=530 \text{ кг/м}^3$);
- бетон важкий ($\rho=2500 \text{ кг/м}^3$);
- нагелі сталеві діаметром 6, 8 та 12 мм класу міцності 4.8 ($f_u=400 \text{ Н/мм}^2, f_y=320 \text{ Н/мм}^2$).

Отримані дані приведені на рис. 5.4 – 5.5. Для порівняння на графіку залежності модуля ковзання від величини переміщення також приведено значення модуля ковзання для перевірки за несучою здатністю K_u , отримане за формулою (5.3) [147].

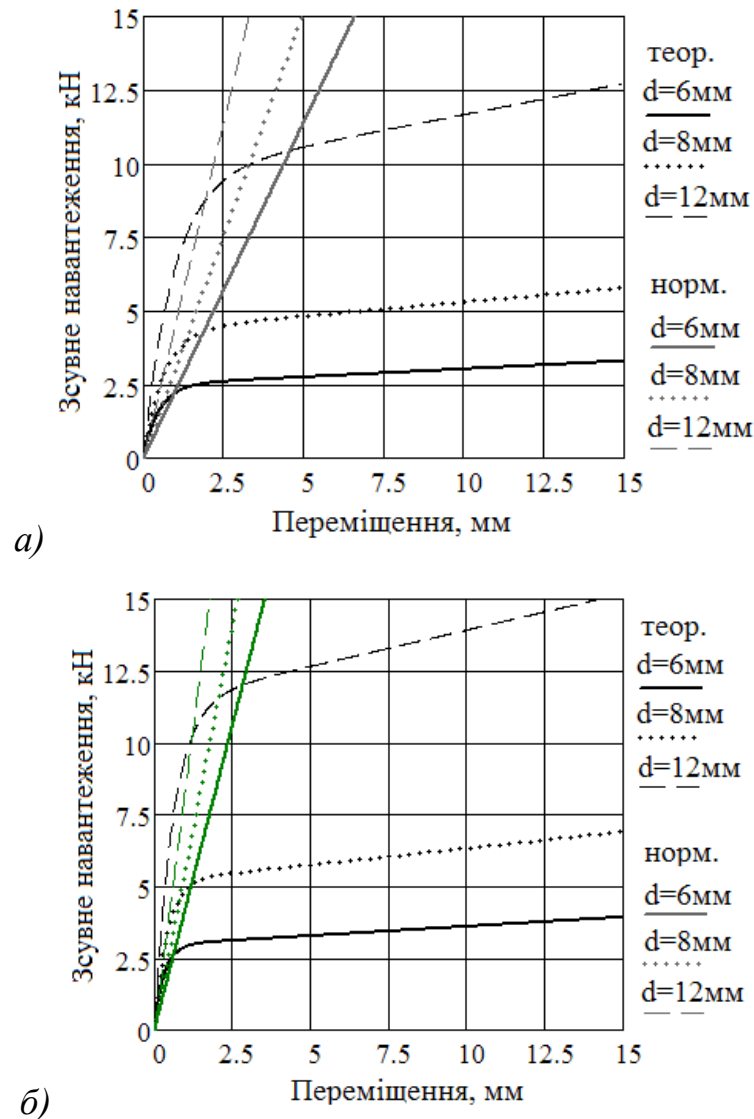


Рисунок 5.4 – Графіки «навантаження-переміщення», отримані за теоретичною залежністю та згідно норм [147], для з'єднання бетону та деревини:

а) класу С24; б) класу D30

Виходячи з аналізу отриманих даних, визначальними факторами, що обумовлюють характер деформування з'єднання, є характеристики деревини та діаметр нагеля. Наприклад, при діаметрі нагеля 6 мм теоретичне максимальне навантаження для деревини класу С24 становить 3.3 кН, тоді як для класу D30 – 3.9 кН, що на 15% більше. Аналогічно при діаметрі нагеля 8 мм максимальне навантаження для деревини класу С24 становить 5.8 кН, для класу D30 – 6.9 кН (різниця 14.5%); при діаметрі нагеля 12 мм максимальне навантаження для деревини класу С24 становить 12.7 кН, для класу D30 – 15.2 кН (різниця 16.4%).

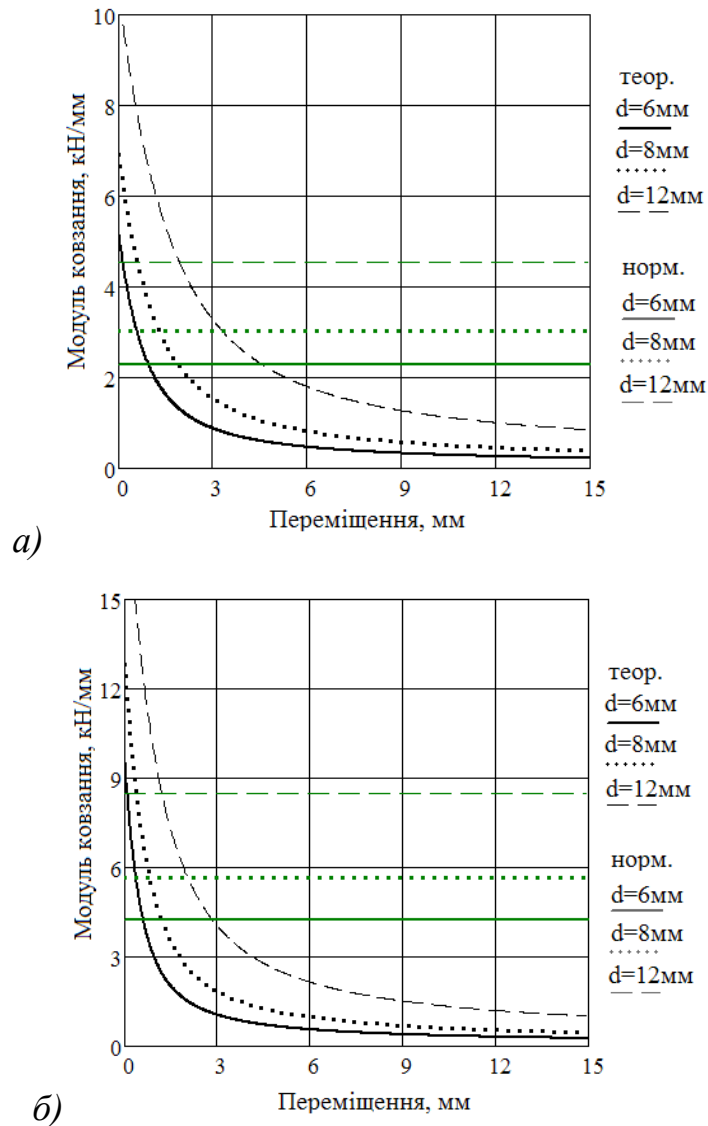


Рисунок 5.5 – Графіки залежності величини модуля ковзання від переміщень отримана за теоретичною залежністю та згідно норм [147], для з'єднання бетону та деревини: а) класу C24; б) класу D30

Таким чином, чим більшою є густина деревини, тим менш деформативним є з'єднання, відповідно більшим є значення модуля ковзання з'єднання. Як видно з графіків на рис. 5.5, величина модуля ковзання є максимальною при малих значеннях переміщень і інтенсивно зменшується на ділянках, що відповідають наростанню переміщень.

Для оцінки ефективності запропонованих залежностей було виконано порівняльний аналіз з експериментальними даними інших авторів [171, 297]. Було встановлено, що отримані теоретичні графіки деформування,

відповідають експериментальним та, порівняно із залежностями в нормах проектування, більш точно відображають роботу з'єднання під навантаженням. При цьому, як видно з рис. 5.4 – 5.5, використання при розрахунку дерево-бетонних з'єднань лінійно-пружної моделі роботи призводить до завищених значень несучої здатності.

В роботі [173, 299] приведені результати стандартних випробувань дерево-бетонних з'єднань для визначення модуля ковзання. Модуль ковзання визначався згідно вимог [294]:

$$K_u = \frac{0.6F_{max}}{\delta_{06}}, \quad (5.15)$$

де δ_{06} – переміщення, що відповідає навантаженню на рівні 60% від максимального

В табл. 5.1 приведені величини переміщення при навантаженні $0.6F_{max}$, отримані експериментально та з використанням теоретичних залежностей, а також відповідні значення модуля ковзання.

Таблиця 5.1 – Порівняльний аналіз теоретичних та експериментальних даних

Матеріал з'єднання		Діаметр нагеля, мм	Модуль ковзання при навантаженні $0.6F_{max}$, K_u , кН/мм		
деревина	бетон		теор.	експ. [173, 299]	% різн.
хвойна порода ($\rho=460$ кг/м ³)	С20/25 ($\rho=2500$ кг/м ³)	8	5,3	7,67	30%
		10	6,6	10,1	35%

Як видно з табл. 5.1, теоретичні значення модуля ковзання K_u менше ніж експериментальні на 30% для нагеля діаметром 8 мм та 35 % для нагеля діаметром 10 мм. Оскільки деревина характеризується значною неоднорідністю

та варіативністю фізико-механічних властивостей, то з точки забезпечення запасу несучої здатності така розбіжність є задовільною. Для більш достовірного порівняння необхідне проведення експериментальних досліджень в кількості, достатній для забезпечення статистичної значущості. Тим не менше, отримані залежності дозволяють врахувати зміну величини модуля ковзання при роботі з'єднання під навантаженням і тому можуть бути використані для оцінки напружено-деформованого стану гібридних деревобетонних конструкцій з урахуванням нелінійної роботи з'єднань.

5.2 Чисельно-аналітичний метод оцінки напружено-деформованого стану деревозалізобетонної конструкції складеного перерізу

Відповідно до пропонованого методу характеристики напружено-деформованого стану деревозалізобетонної конструкції складеного перерізу визначаються шляхом розв'язання системи рівнянь рівноваги єдиного стрижневого елемента з урахуванням діаграм деформування матеріалів та з'єднань, а також ступеня спільної роботи. Метод заснований на алгоритмі нелінійного розрахунку складених сталезалізобетонних конструкцій, викладеного в [300].

Теоретичні передумови:

- для розглянутого елемента справедлива гіпотеза Бернуллі, тобто перерізи, плоскі і нормальні до осі елемента до деформації, залишаються плоскими і нормальними до його осі після деформації;
- деформації розподілені по висоті перерізу по лінійній залежності, при цьому по лінії між компонентами конструкції виникає розрив, обумовлений взаємним зсувом;
- компоненти конструкції під навантаженням мають рівні прогини і кривизну осей;
- з'єднувальні елементи рівномірно розташовані по довжині конструкції;

– не враховується вплив сил тертя між дотичними поверхнями компонентів конструкції;

– конструкція закріплена від втрати стійкості із площини згину.

Напруження та деформації матеріалів (бетону та деревини) підпорядковуються залежностям, приведеним в розділі 3.2. Схеми внутрішніх напружень та деформацій в перерізі гібридного деревозалізобетонного елемента за умови сумісної роботи та з урахуванням піддатливості з'єднання приведені на рис. 5.6.

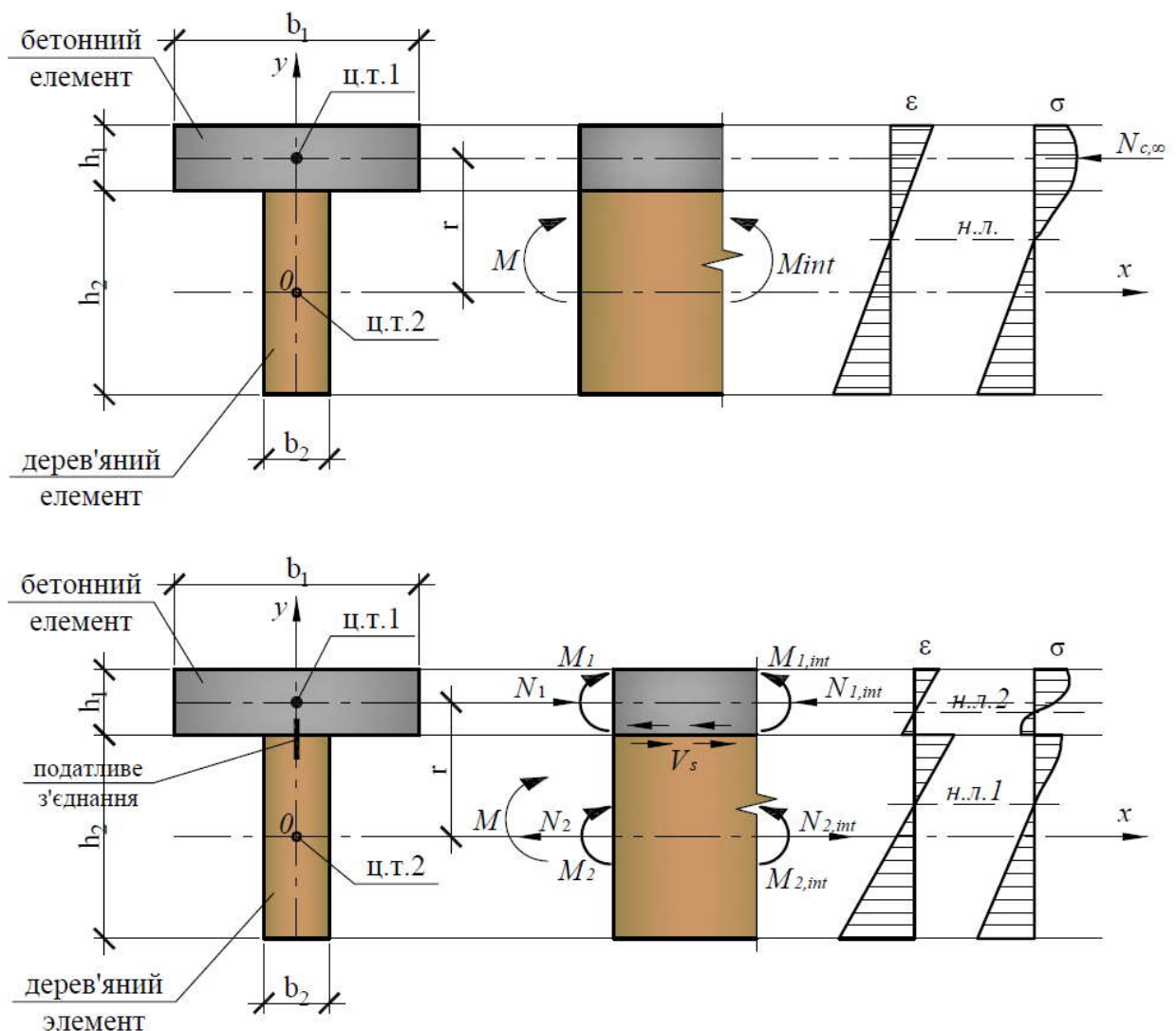


Рисунок 5.6 – Схеми внутрішніх напружень та деформацій в перерізі гібридного дерево-залізобетонного елемента:

а) за умови сумісної роботи; б) з урахуванням піддатливості з'єднання

Елемент складається з двох компонентів з різних матеріалів (1 - бетону, 2- деревини), з'єднаних між собою елементами, які працюють на зсув. Поперечний переріз конструкції симетричний відносно вертикальної осі Y . Позначимо як A_1 і A_2 площі поперечних перерізів, y_1 і y_2 - координати центрів ваги перетинів щодо загальної системи координат з центром, розташованому в центрі всього перерізу за умови абсолютно спільної роботи ($y = 0$).

Робота матеріалів конструкції описується залежностями, наведеними в розділі 3.2.

Визначення внутрішніх деформацій і напружень в перерізі конструкції базується на умові рівноваги зовнішніх і внутрішніх зусиль в перерізах. У разі «абсолютно» сумісної роботи компонентів конструкції під дією згинального моменту цю умову можна записати у вигляді системи рівнянь:

$$\left\{ \begin{array}{l} \int_{A_1} \sigma_1 dA_1 + \int_{A_2} \sigma_2 dA_2 = 0 \\ \int_{A_1} \sigma_1 z dA_1 + \int_{A_2} \sigma_2 z dA_2 - M = 0 \end{array} \right. , \quad (5.16)$$

Напруження в елементах конструкції залежать від величини відносних деформацій, тобто $\sigma_1 = f_1(\varepsilon)$, $\sigma_2 = f_2(\varepsilon)$. Виходячи з гіпотези плоских перерізів, деформації по висоті перерізу розподіляються по лінійній залежності, яка має вигляд:

$$\varepsilon = u + \varphi y, \quad (5.17)$$

де u – поздовжня деформація внаслідок стиснення або розтягування;

φ – кривизна елемента;

y – координата висоти перерізу.

Розв'язуючи систему рівнянь (5.16) щодо невідомих u і φ , можна визначити значення поздовжньої сили в бетонному елементі:

$$N_{c,\infty} = \int_{A_1} \sigma_1(u_{solv}, \varphi_{solv}) dA_1, \quad (5.18)$$

де u_{solv}, φ_{solv} – розв'язок системи рівнянь.

Перерозподіл зусиль в перерізі внаслідок податливості з'єднань елементів перерізу при розрахунку враховується шляхом введення коефіцієнта спільної роботи. Тоді поздовжню силу в бетонному елементі, можна представити як частину поздовжньої сили, що визначається на основі умови спільної роботи перерізу:

$$N_1 = \gamma \cdot N_{c,\infty}, \quad (5.19)$$

де $N_{c,\infty}$ - поздовжня сила, визначена з умови спільної роботи перерізу;

γ – коефіцієнт спільної роботи, який враховує характеристики з'єднання елементів і може бути записаний як:

$$\gamma = f[K, G, S, W, C], \quad (5.20)$$

де K, G, S – тип, геометричні параметри та крок з'єднувального елемента, відповідно;

W – клас міцності деревини;

C – клас бетону.

Тоді поздовжня сила, що діє на дерев'яний елемент, буде дорівнює:

$$N_2 = -N_1.$$

Деформації по висоті перерізу бетонного елемента ε_1 і дерев'яної балки ε_2 можна записати у вигляді:

$$\varepsilon_1 = u_1 + \varphi(y - r), \quad (5.21)$$

$$\varepsilon_2 = u_2 + \varphi y, \quad (5.22)$$

де u_1, u_2 – поздовжня деформація бетонного і дерев'яного елемента, відповідно;

φ – кривизна елемента;

y – координата висоти перерізу;

r – відстань між центрами тяжіння бетонного і дерев'яного елементів.

При врахуванні впливу податливості на спільність роботи залежно напружень в елементах конструкції від величини відносних деформацій:

$\sigma_1 = f_1(\varepsilon_1)$, $\sigma_2 = f_2(\varepsilon_2)$. Система рівнянь рівноваги набуде вигляду:

$$\left\{ \begin{array}{l} \int_{A_1} \sigma_1 dA_1 - N_1 = 0 \\ \int_{A_1} \sigma_1 dA_1 + N_2 = 0 \\ \int_{A_1} \sigma_1 z dA_1 + \int_{A_2} \sigma_2 z dA_2 - M = 0 \end{array} \right. , \quad (5.23)$$

В системі рівнянь (5.23) внутрішні зусилля дорівнюють:

$$N_{1,int} = \int_{A_1} \sigma_1 dA_1 , \quad (5.24)$$

$$N_{2,int} = \int_{A_2} \sigma_2 dA_2 , \quad (5.25)$$

$$M_{int} = M_{1,int} + M_{2,int} = \int_{A_1} \sigma_1 z dA_1 + \int_{A_2} \sigma_2 z dA_2 . \quad (5.26)$$

Невідомими в системі рівнянь є поздовжні деформації u_1, u_2 та кривизна φ .

У матричній формі система (5.23) буде мати вигляд:

$$F_{int}(X) - F_d = 0 , \quad (5.27)$$

де $X = \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ \phi \end{bmatrix}$ - вектор невідомих;

$F_{\text{int}} = \begin{bmatrix} N_{1,\text{int}} \\ N_{2,\text{int}} \\ M_{\text{int}} \end{bmatrix}$ - вектор внутрішніх зусиль;

$F_d = \begin{bmatrix} N_1 \\ N_2 \\ M \end{bmatrix}$ - вектор зовнішніх зусиль.

Для розв'язання отриманої системи рівнянь використовується метод Ньютона, формула для знаходження невідомих має вигляд:

$$X^{k+1} = X^k - W^{-1}(X^k) \cdot (F_{\text{int}}(X^k) - F_d), \quad (5.28)$$

де $W(X^k)$ - матриця Якобі:

$$W(X^k) = \begin{bmatrix} \frac{\partial f_1(X^k)}{\partial u_1} & \frac{\partial f_1(X^k)}{\partial u_2} & \frac{\partial f_1(X^k)}{\partial \phi} \\ \frac{\partial f_2(X^k)}{\partial u_1} & \frac{\partial f_2(X^k)}{\partial u_2} & \frac{\partial f_2(X^k)}{\partial \phi} \\ \frac{\partial f_3(X^k)}{\partial u_1} & \frac{\partial f_3(X^k)}{\partial u_2} & \frac{\partial f_3(X^k)}{\partial \phi} \end{bmatrix}, \quad (5.29)$$

де $f_1(X) = N_{1,\text{int}} - N_1$,

$f_2(X) = N_{2,\text{int}} - N_2$,

$f_3(X) = M_{\text{int}} - M$.

Алгоритм методу Ньютона полягає в наступному: 1) задається початкове наближення X_k при $u_1=0$, $u_2=0$, $\phi=0$ та точність розрахунку ξ ; 2) визначається

значення всіх функцій при X^k ; 3) визначається наступне наближення X^{k+1} ; 4) визначається точність розв'язку $\varepsilon = W^{-1}(X^k) \cdot (F_{\text{int}}(X^k) - F_d)$; 5) перевіряється умова $\varepsilon \leq 10^{-6}$ (якщо умова не виконується, виконується розрахунок для наступної ітерації). Значення u_1 , u_2 та φ , при яких $\xi_k \leq \xi$, є розв'язком системи рівнянь.

5.3 Інженерна методика розрахунку згинальних деревозалізобетонних елементів з урахуванням нелінійного характеру роботи з'єднання

Для визначення параметрів напружено-деформованого стану складених деревозалізобетонних конструкцій широко використовуються залежності наведені в [166]. Базовими для розрахунку є припущення прийняті в розділі 5.2.

Розрахункова схема та основні параметри поперечного перерізу наведені на рис. 5.7.

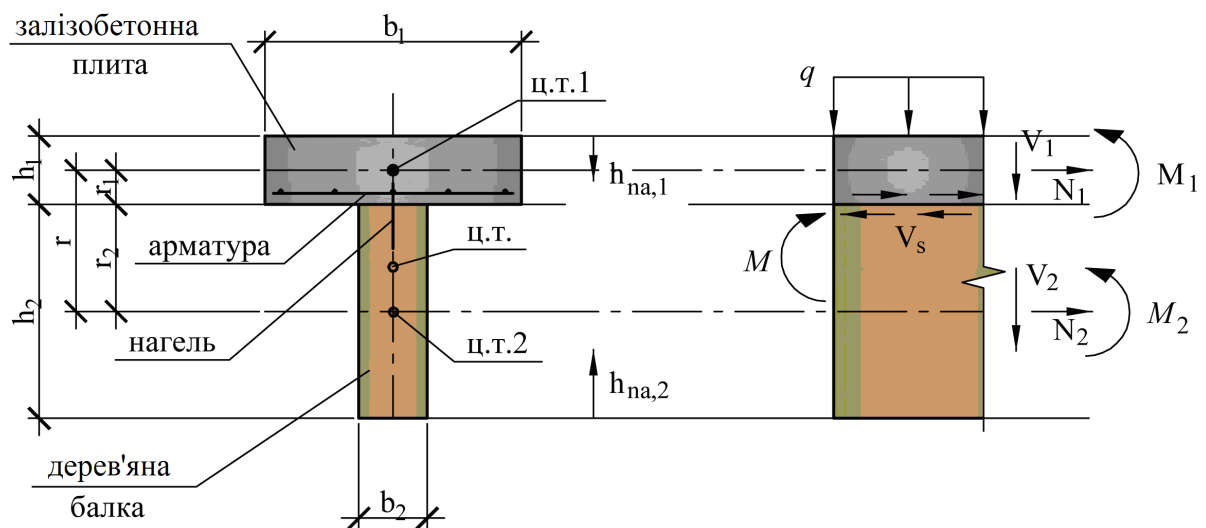


Рисунок 5.7 – Розрахункова схема і основні параметри поперечного перерізу деревозалізобетонного згинального елемента: h_1 , h_2 , b_1 , b_2 – висота і ширина залізобетонної плити і дерев'яної балки, відповідно; r – відстань між центрами ваги бетонної плити і дерев'яної балки; M_1 , M_2 – згинальні моменти; V_1 , V_2 – поперечна сила; V_s – розподілена по довжині зсувна сила на кордоні контакту; N_1 , N_2 – поздовжня сила в бетонній плиті і дерев'яній балці

Основні залежності для визначення внутрішніх зусиль в складеному деревозалізобетонному зігнутих елементів мають вигляд [166]:

$$N_i = \mp \left(1 - \frac{EI_0}{EI_{eff}} \right) \frac{M}{r}, \quad (5.30)$$

$$M_i = \frac{E_i I_i}{EI_{eff}} M, \quad (5.31)$$

$$V_i = \frac{E_i I_i}{EI_{eff}} V + V_s r_i, \quad (5.32)$$

$$V_s = \left(1 - \frac{EI_0}{EI_{eff}} \right) \frac{V}{r}, \quad (5.33)$$

де M – розрахунковий згинальний момент;

N_i – поздовжня сила в елементі;

M_i – згинальний момент в елементі;

V_i – поперечна сила в елементах;

V_s – розподілена по довжині зсувна сила на кордоні контакту;

E_i – модуль пружності елемента;

I_i – момент інерції перерізу елемента;

EI_{eff} – ефективна згинальна жорсткість;

E_{f0} – згинальна жорсткість при роздільній роботі залізобетонної плити і дерев'яної балки;

$i=1$ – для бетонного елемента;

$i=2$ – для дерев'яного елемента.

Виходячи з умови лінійного розподілу деформацій по висоті перерізу, вирази для визначення нормальних напружень в перерізі елементів конструкції можуть бути записані:

$$\sigma_{\max,i} = \mp \frac{E_i}{EI_{eff}} h_{na,i} M, \quad (5.34)$$

$$\sigma_{\min,i} = \mp \frac{E_i}{EI_{eff}} (h_{na,i} - h_i) M, \quad (5.35)$$

де $h_{na,i}$ – відстань від найбільш напруженого волокна до нейтральної осі і-го елемента:

$$h_{na,i} = r_i + \left(1 - \frac{EI_0}{EI_{eff}} \right) \frac{EI_{eff}}{E_i A_i} \frac{1}{r}. \quad (5.36)$$

Знак «+» відповідає розтягу, «-» – стиску.

Ефективну згинальну жорсткість автори [164, 166] пропонують визначати як:

$$EI_{eff} = \left[1 + \frac{\frac{EI_{\infty}}{EI_0} - 1}{1 + \left(\frac{\mu}{\pi} \right)^2 (\alpha L)^2} \right]^{-1} EI_{\infty}, \quad (5.37)$$

де αL – коефіцієнт спільної роботи;

μ – коефіцієнт поздовжнього згину, який залежить від типу закріплення опор конструкції;

$$EI_0 = E_1 I_1 + E_2 I_2, \quad (5.38)$$

$$EI_{\infty} = EI_0 + EA_p r^2 / EA_0; \quad (5.39)$$

$$EA_p = (E_1 A_1)(E_2 A_2); \quad (5.40)$$

$$EA_0 = E_1 A_1 + E_2 A_2. \quad (5.41)$$

Коефіцієнт спільної роботи записується у вигляді:

$$\alpha L = L \sqrt{\frac{Kr^2}{EI_0 \left(1 - \frac{EI_0}{EI_{\infty}} \right)}}, \quad (5.42)$$

де L – розрахунковий проліт конструкції;

K – модуль ковзання з'єднання, який враховує зсув з'єднаних елементів при впливі рівномірно розподіленої сили по шву між залізобетонним і дерев'яним елементом.

Розрахунок складеного дерево-залізобетонного згинального елемента з урахуванням нелінійного характеру роботи з'єднання під навантаженням виконується з використанням методу простої ітерації, алгоритм якого полягає в наступному.

На початку розрахунку модуль ковзання приймається, виходячи з умови лінійно-пружної роботи з'єднання, рівним теоретичному по формулі (5.3). З використанням даного значення модуля ковзання обчислюється коефіцієнт спільної роботи αL за формулою (5.42), а також ефективна згинальна жорсткість EI_{eff} за формулою (5.37). Після цього визначається розподілена по довжині зсувна сила на межі контакту V_s , за значенням якої обчислюється переміщення з'єднання (взаємний зсув елементів конструкції):

$$\delta = \frac{V_s}{nK}, \quad (5.43)$$

де n – кількість з'єднувальних елементів на одиницю довжини конструкції.

Відповідно переміщення до отриманого по формулі (5.43) уточнюється модуль ковзання по формулі (5.5), за яким визначаються нові значення αL , EI_{eff} та δ . Розрахунок виконується до тих пір, поки не виконається умова:

$$\frac{|\delta_i - \delta_{i-1}|}{\delta_{i-1}} \leq 0.001, \quad (5.44)$$

де δ_i – переміщення на i -й (поточній) ітерації;

δ_{i-1} – переміщення на попередній ітерації.

Отримані значення модуля ковзання, коефіцієнта спільної роботи і

ефективної згинальної жорсткості використовуються для визначення внутрішніх зусиль в елементах конструкції. Блок-схема розрахунку приведена на рис. 5.8.

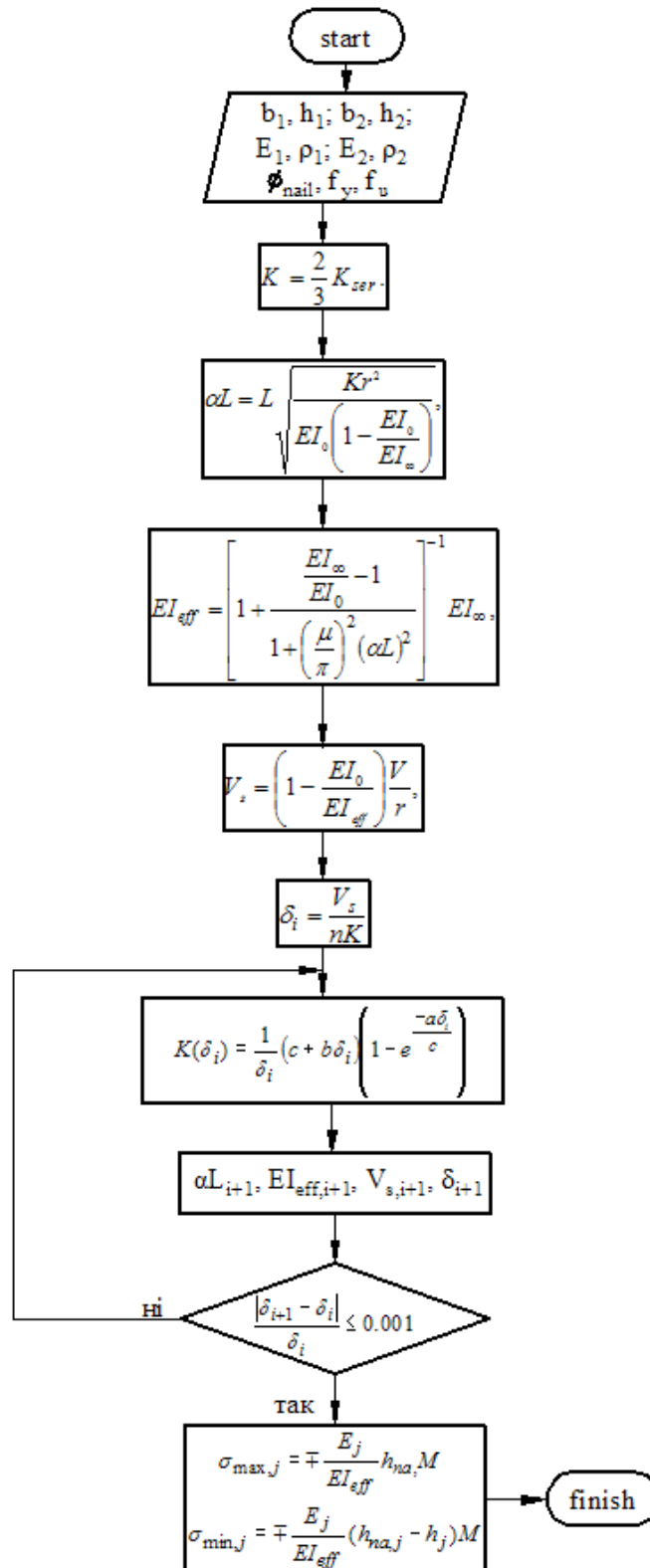


Рисунок 5.8 – Блок-схема розрахунку складеного деревозалізобетонного згинального елемента з урахуванням нелінійного характеру роботи з'єднання

Для урахування роботи арматури в розтягнутій зоні плити скористаємося відомими положеннями теорії залізобетону [301, 302]. Міцність елементів, які працюють на згин, визначається виходячи з умови, що руйнування відбувається при досягненні в розтягнутій арматурі значень напружень, що дорівнюють граничному опору, а в стиснутій зоні бетону - опору на стиск. При цьому опір бетону на стиск f_{cd} приймається рівномірно розподіленим по всій висоті стиснутої зони, робота бетону в розтягнутій зоні не враховується, а напруження в розтягнутій арматурі дорівнюють граничному опору арматури f_{yd} .

Умова рівноваги поперечного перерізу записується у вигляді:

$$\begin{cases} f_{yd} A_s = f_{cd} b_1 x \\ M_1 \leq f_{yd} A_s (d - 0.5x)^2 \end{cases} \quad (5.45)$$

де x – висота стиснутої зони бетону;

A_s – площа розтягнутої арматури;

M_1 – згинальний момент в плиті, що визначається за формулою (5.31);

d – робоча висота перерізу.

При відомих розмірах і армуванні перерізу висота стиснутої зони бетону визначається за формулою:

$$x = \frac{f_{yd} A_s}{f_{cd} b_1}. \quad (5.46)$$

Для забезпечення раціонального використання міцнісних властивостей стисненого бетону і розтягнутої арматури необхідно дотримання умови:

$$x \leq x_R = \xi_R d, \quad (5.47)$$

де ξ_R – гранично допустима відносна висота стиснутої зони.

5.4 Результати оцінки впливу нелінійної роботи нагельного з'єднання і армування бетонної плити на несучу здатність деревозалізобетонного згинального елемента

З використанням запропонованої інженерної методики розрахунку згинальних деревозалізобетонних елементів був виконаний чисельний експеримент, спрямований на виявлення впливу нелінійного характеру роботи з'єднання і роботи арматури в розтягнутій зоні плити на несучу здатність деревозалізобетонного згинального елемента. Суть експерименту полягала в співставленні розрахункової ефективної жорсткості і внутрішніх напружень за пропонуваним методом і лінійно-пружної моделі [166].

Дослідження проводилося на прикладі шарнірно опертої однопрогонової балки, що складається з бетонної плити перерізом $b_1 \times h_1 = 500 \times 50$ мм і дерев'яної балки перерізом $b_2 \times h_2 = 50 \times 200$ мм. Характеристики матеріалів деревозалізобетонної балки наведені в табл. 5.2.

Таблиця 5.2 – Характеристики матеріалів деревозалізобетонної балки

Матеріал	Клас міцності	Найменування і значення характеристики			
		Міцність, МПа		Модуль пружності, ГПа	Густина, кг/м ³
		розтяг	стиск		
Бетон	C20/25	1	14,5	23	2500
Арматура	Вр-I, Ø3	375		210	7850
	Вр-I, Ø4	360			
	Вр-I, Ø5	365			
Деревина	C24	14	21	11	350

Примітка: для деревини вказані значення характеристик при дії зусилля вздовж волокон

Плита виконана з важкого бетону класу міцності С20/25 густиною 2500 кг/м³ [267]. Балка виконана з деревини хвойних порід класу міцності С24 густиною 350 кг/м³ [303].

Для з'єднання балки з плитою розглядається нагель діаметром 5 мм із сталі класу міцності 4.8 зі сталі з межею текучості $f_y=320$ МПа і тимчасовим опором $f_u=400$ МПа [312]. Нагелі розташовані в один ряд по довжині балки з кроком $s=300$ мм. Проліт балки прийнятий рівним $L=3, 4$ і 5 м.

Балка навантажена рівномірно розподіленим по довжині навантаженням інтенсивністю q .

Діаграма деформування нагельного з'єднання, а також графік зміни модуля ковзання в залежності від навантаження, побудовані з використанням залежностей (5.4) і (5.5), наведені на рис. 5.9.

В результаті параметричного дослідження для розглянутих варіантів були отримані дані про ступінь спільної роботи, величину внутрішніх зусиль і напружень. На рис. 5.10 наведені графіки залежності ефективної жорсткості від навантаження по лінійно-пружній і нелінійній моделі роботи з'єднання.

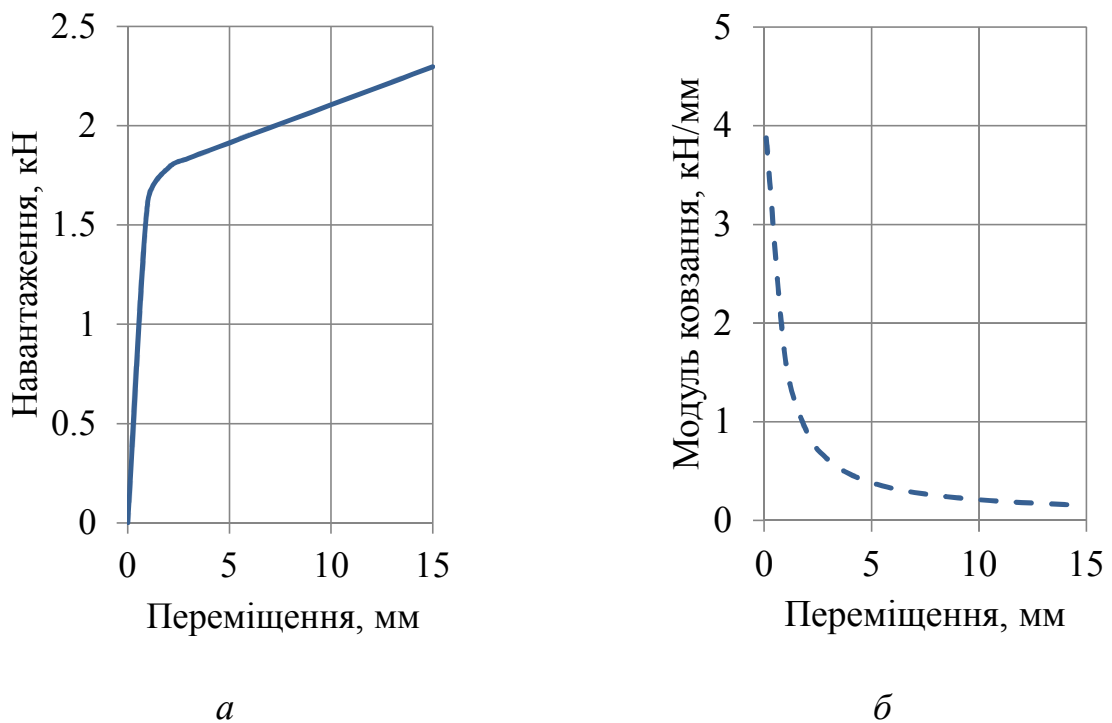


Рисунок 5.9 – Параметри нагеля:

а – діаграма деформування нагельного з'єднання; б – модуль ковзання

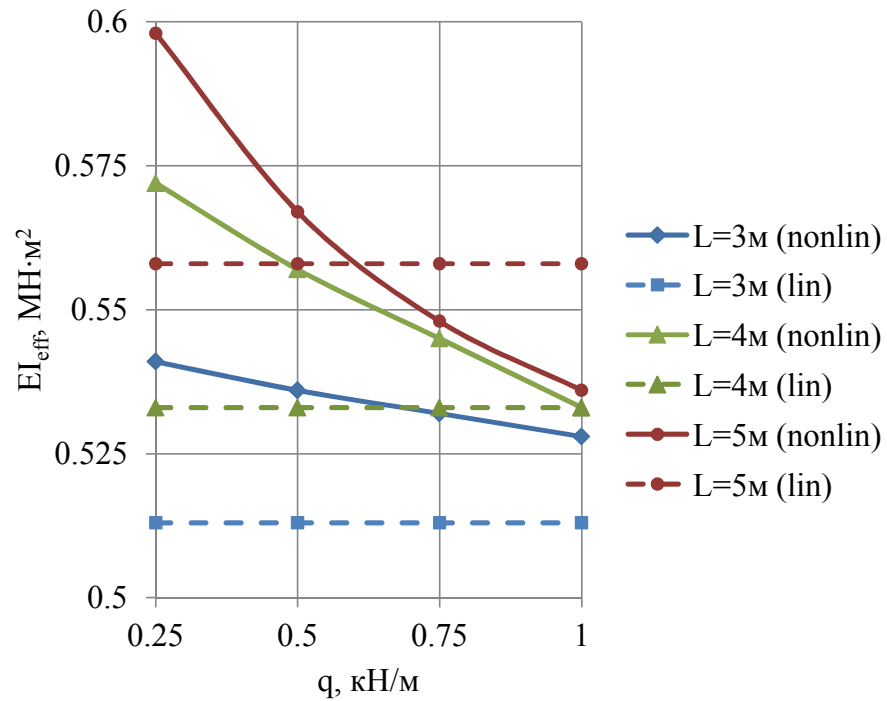


Рисунок 5.10 – Графік залежності ефективної жорсткості від навантаження по лінійно-пружній (*lin*) і нелінійній моделі роботи з'єднання (*nonlin*)

У табл. 5.3 – 5.5 наведені значення нормальних напружень в залежності від величини навантаження для балок прольотом 3, 4 і 5 м, визначені за лінійно-пружною і запропонованою моделлю.

Таблиця 5.4 – Значення нормальних напружень в залежності від величини навантаження для балки прольотом 3 м

q, кН/м	Нормальні напруження в залізобетонній плиті, МПа						Нормальні напруження в дерев'яній балці, МПа					
	$\sigma_{max,1}$			$\sigma_{min,1}$			$\sigma_{max,2}$			$\sigma_{min,2}$		
	лін	нелін	%	лін	нелін	%	лін	нелін	%	лін	нелін	%
0.25	-0.32	-0.31	3.9	0.31	0.29	6.9	0.62	0.59	3.5	-0.59	-0.55	7.7
0.5	-0.64	-0.62	3.2	0.62	0.59	6.0	1.23	1.20	2.9	-1.18	-1.11	6.3
0.75	-0.96	-0.93	2.8	0.93	0.89	4.5	1.84	1.80	2.2	-1.77	-1.68	5.4
1	-1.28	-1.25	2.4	1.24	1.19	4.2	2.46	2.41	2.1	-2.37	-2.27	4.4

Таблиця 5.5 – Значення нормальних напружень в залежності від величини навантаження для балки прольотом 4 м

q, кН/м	Нормальні напруження в залізобетонній плиті, МПа						Нормальні напруження в дерев'яній балці, МПа					
	$\sigma_{max,1}$			$\sigma_{min,1}$			$\sigma_{max,2}$			$\sigma_{min,2}$		
	лін	нелін	%	лін	нелін	%	лін	нелін	%	лін	нелін	%
0.25	-0.55	-0.53	3.8	0.53	0.49	8.2	1.07	1.04	2.9	-1.03	-1	3.0
0.5	-1.11	-1.07	3.7	1.05	1	5.0	2.13	2.09	1.9	-1.87	-1.8	3.7
0.75	-1.66	-1.63	1.8	1.58	1.53	3.3	3.2	3.15	1.6	-3	-2.89	3.8
1	-2.21	-2.2	0.5	2.1	2.09	0.5	4.27	4.25	0.5	-4	-3.9	2.6

Таблиця 5.6 – Значення нормальних напружень в залежності від величини навантаження для балки прольотом 5 м

q, кН/м	Нормальні напруження в залізобетонній плиті, МПа						Нормальні напруження в дерев'яній балці, МПа					
	$\sigma_{max,1}$			$\sigma_{min,1}$			$\sigma_{max,2}$			$\sigma_{min,2}$		
	лін	нелін	%	лін	нелін	%	лін	нелін	%	лін	нелін	%
0.25	-0.87	-0.86	1.2	0.83	0.81	2.2	1.67	1.66	1.0	1.57	-1.53	2.3
0.5	-1.74	-1.77	1.6	1.65	1.70	3.0	3.34	3.39	-1.5	3.14	-3.24	3.1
0.75	-2.60	-2.68	3.0	2.48	2.62	5.3	5.02	5.15	-2.5	4.71	-5.00	5.8
1	-3.47	-3.61	3.9	3.31	3.54	6.5	6.69	6.92	-3.3	6.28	-6.76	7.1

Як видно з результатів параметричного аналізу, урахування деформування нагельного з'єднання впливає на результати визначення параметрів спільної роботи і напружено-деформованого стану. За графіками на рис. 5.10 видно, що для прольоту $L = 3$ і 4 м значення ефективної жорсткості по лінійно-пружній моделі нижче, ніж визначені з урахуванням нелінійного характеру роботи з'єднання. При цьому зі збільшенням навантаження ступінь спільної роботи знижується. Дана особливість яскраво простежується для прольоту $L = 5$ м - з графіка видно, що при навантаженні понад 0.6 кН/м ефективна жорсткість з урахуванням нелінійної роботи з'єднання нижче, ніж по лінійній моделі.

Чим вище значення ефективної жорсткості складеного елемента, тим вище його ступінь спільної роботи і менше значення внутрішніх зусиль, відповідно, вище несуча здатність. З табл. 5.4 – 5.6 видно, що при значеннях навантаження 0.25-0.5 кН/м напруження в елементах конструкції по лінійній моделі вище значень, визначених з урахуванням нелінійної роботи. Розбіжність в отриманих значеннях становить 1-8 % і зменшується зі збільшенням навантаження. При навантаженнях, що відповідають пластичним деформаціям з'єднання, напруження по лінійно-пружній моделі виявляються заниженими.

Отримані дані свідчать про те, що використання залежностей, які враховують нелінійний характер роботи з'єднань деревозалізобетонних бетонних складених елементів, дає можливість більш точно визначати параметри напружено-деформованого стану. Це, в свою чергу, дозволить уточнювати параметри конструкції (наприклад, в залежності від величини навантаження коригувати розміри поперечного перерізу, кількість або діаметр нагелів).

Також слід зазначити, що при певних значеннях навантаження напруження в розтягнутій зоні залізобетонної плити перевищують міцність бетону на розтяг, в той час як напруження в дерев'яній балці не досягають гранично допустимих значень [267]. Фактично в поперечному перерізі плити виникає тріщина, а розтягуюче зусилля сприймає арматура. Таким чином, при розрахунку конструкції без урахування роботи арматури, несуча здатність є недовикористаною.

Оскільки в складених деревозалізобетонних перекриттях товщина плити приймається в межах 50-150 мм, то в зв'язку з конструктивними особливостями (забезпечення необхідної товщини захисного шару) виникає вірогідність розташування арматури в межах стиснутої зони бетону. В такому випадку арматура в перерізі працювати на розтяг не буде і, по суті, втрачається фізичний зміст спільної роботи бетону та арматури в залізобетонних згинальних елементах.

У зв'язку з цим була виконана оцінка висоти стиснутої зони і несучої здатності поперечного перерізу плити розміром $b_l \times h_l=500 \times 50$ мм при армуванні арматурою $\emptyset 3, 4$ і 5 класу Вр-I і товщині захисного шару бетону 15 мм. Величина згинального моменту в плиті для розглянутих прольотів приведена в табл. 5.7. Результати розрахунків наведені в табл. 5.8.

Таблиця 5.7 – Згинальний момент в плиті з урахуванням нелінійної роботи з'єднання

Навантаження q , кН/м	Згинальний момент в плиті, M_l , кНм, при прольоті		
	L=3 м	L=4 м	L=5 м
0.25	0.062	0.105	0.156
0.5	0.126	0.215	0.33
0.75	0.19	0.33	0.514
1	0.255	0.447	0.703

Таблиця 5.8 – Результати визначення висоти стиснутої зони і несучої здатності поперечного перерізу плити розміром $b_l \times h_l=500 \times 50$ мм

Робоча арматура				d , мм	ξ_R	x_R , мм	x , мм	$M_{l,calc}$
діаметр, мм	крок, мм	A_s , см ²	f_{yd} , МПа					
$\emptyset 3$	100	0.71	375	33.5	0.587	19.7	3.7	0.843
	150	0.47					2.4	0.569
	200	0.35					1.8	0.428
	250	0.28					1.4	0.344
$\emptyset 4$	100	1.26	360	33	0.592	19.5	6.3	1.355
	150	0.84					4.2	0.935
	200	0.63					3.1	0.713
	250	0.5					2.5	0.572
$\emptyset 5$	100	1.96	365	32.5	0.590	19.2	9.9	1.972
	150	1.31					6.6	1.396
	200	0.98					4.9	1.074
	250	0.79					4.0	0.880

Як видно з табл. 5.8, розглянуті варіанти армування плити задовольняють вимогам забезпечення несучої здатності перерізу плити при дотриманні умови (5.45). Таким чином, розрахунок складеного деревозалізобетонного елемента з урахуванням армування плити дозволяє більш раціонально використовувати несучу здатність конструкції.

Особливістю запропонованої методики розрахунку дерево-залізобетонних згинальних елементів є можливість урахування нелінійного характеру деформування з'єднання шляхом введення функції модуля ковзання. Необхідні коефіцієнти визначаються на основі нормованих показників, наведених в діючих стандартах проектування, і не вимагають додаткових експериментальних досліджень. Обмеженням запропонованої методики є вид з'єднувальних елементів, оскільки залежність (5.5) і супутні коефіцієнти (5.6) - (5.13) можна застосувати для сталевих нагелів круглого перерізу.

5.5 Моделювання напружено-деформованого стану та методи розрахунку вузлів з'єднань несучих конструкцій гібридних багатоповерхових будівель

5.5.1 Моделювання напружено-деформованого стану з'єднань на металевих з'єднувальних елементах

Взаємодія деревини і металевого з'єднувального елемента (цвяха, болта, нагеля тощо) є комплексним процесом [305-307].

Для урахування ефектів взаємодії деревини на металевих з'єднувальних елементах в зоні вдавнення пропонується розбиття масиву деревини на дві області (рис. 5.11): 1 – глобальну; 2 – локальну. При цьому для глобальної області застосовуються нормовані значення фізико-механічних властивостей деревини. Локальна область являє собою певний обсяг навколо отворів під з'єднувальний елемент нагельного типу, для якого призначаються наведені характеристики деревини.

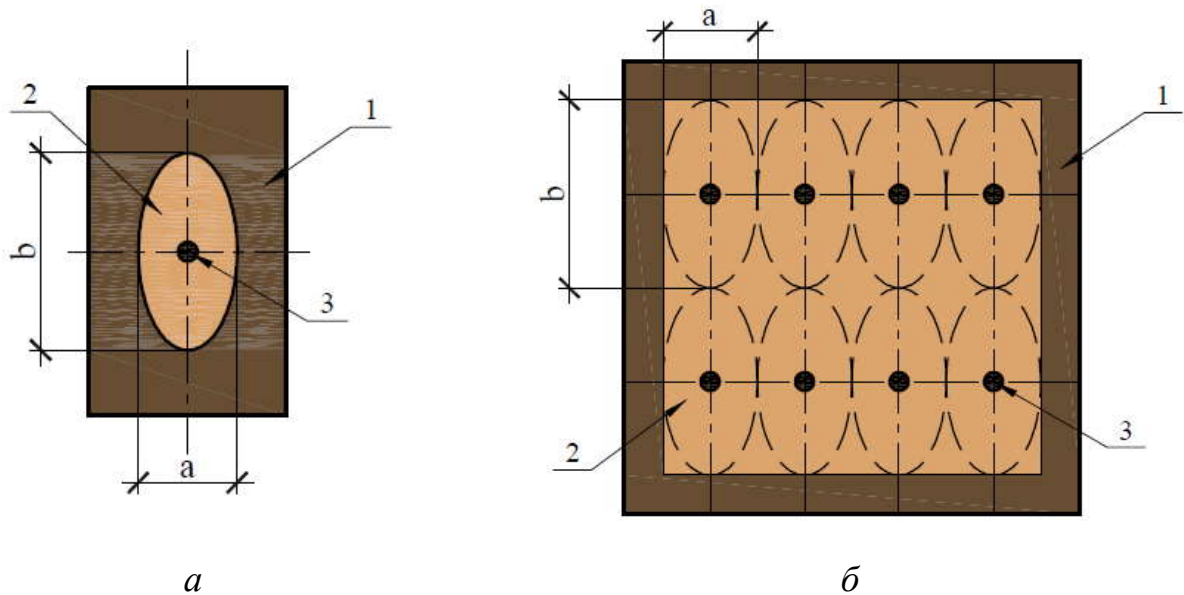


Рисунок 5.11 – До урахування взаємодії деревини з металевими зв'язками нагельного типу: а) з'єднання з одним зв'язком; б) з'єднання з кількома зв'язками; 1 – глобальна область; 2 – локальна область; 3 - металевий зв'язок (цвях, болт, нагель тощо)

В результаті експериментальних досліджень, дані яких приведено в розділі 4.3, було встановлено, що локальна область представляє собою циліндричний обсяг з розмірами, пропорційними діаметру кріплення. Основа циліндра обмежена еліпсом, розміри якого становлять: мала напіввісь $a=1.8..2.5d$; велика напіввісь $b=3.5..4d$ (де d – діаметр металевого зв'язка нагельного типу). У разі використання групи металевих зв'язків відповідні їм локальні області об'єднуються в загальний обсяг.

Для визначення приведених характеристик деревини локальної області можуть бути застосовані емпіричні залежності, отриманих на основі експериментальних даних [308]

$$f_{0,loc} = (1 + 2.5 \frac{\gamma_1}{d \cdot t}) f_{0,h}, \quad (5.48)$$

$$f_{90,loc} = (1 + 2.5 \frac{\gamma_2}{d \cdot t}) f_{90,h}, \quad (5.49)$$

$$E_{0,loc} = (1 + 2.5 \frac{\beta_1}{t}) E_{0,emb}, \quad (5.50)$$

$$E_{90,loc} = (1 + 2.5 \frac{\beta_2}{t}) E_{90,emb}, \quad (5.51)$$

де $f_{0,loc}$, $f_{90,loc}$, $f_{0,h}$, $f_{90,h}$ – відповідно, граничний опір локальної області та загального масиву деревини при вдавлюванні металевго зв'язку, МПа;

$E_{0,loc}$, $E_{90,loc}$, $E_{0,emb}$, $E_{90,emb}$, – відповідно, модулі пружності локальної області та загального масиву деревини при вдавлюванні металевго зв'язку паралельно і перпендикулярно волокнам, МПа;

t – товщина дерев'яного елемента, мм;

d – діаметр болта, мм;

γ_1 , γ_2 , β_1 , β_2 – емпіричні коефіцієнти, які визначаються експериментальним шляхом.

Міцність деревини локальної області визначається з використанням стандартних залежностей [147]:

- паралельно волокнам

$$f_{0,h} = 0.082(1 - 0.01d)\rho_t, \quad (5.52)$$

- перпендикулярно волокнам

$$f_{90,h} = \frac{0.082(1 - 0.01d)}{1.35 + 0.015d} \rho_t, \quad (5.53)$$

де ρ_t – густина деревини.

Аналітичні залежності для визначення модуля пружності деревини при вдавлюванні металевго зв'язку, а також коефіцієнтів у формулах були отримані на основі експериментальних даних, наведених в роботах [309].

Модуль пружності локальної зони залежить від модуля пружності загального масиву деревини і діаметра металевго зв'язку і визначається наступним чином:

- паралельно волокнам

$$E_{0,emb} = (0.08d - 0.78)E_{t,90}, \quad (5.54)$$

- перпендикулярно волокнам

$$E_{90,emb} = (0.15d - 1)E_{t,90}. \quad (5.55)$$

Емпіричні коефіцієнти γ_1 , γ_2 , β_1 , β_2 у формулах (5.47) – (5.50) пов'язані з діаметром металевого зв'язку. Шляхом обробки експериментальних даних, приведених в [310], для визначення коефіцієнтів отримані залежності:

$$\beta_1 = 18.27 - d, \quad (5.56)$$

$$\beta_2 = 12.7 - 0.6d, \quad (5.57)$$

$$\gamma_1 = 14.9 - 0.0175d, \quad (5.58)$$

$$\gamma_2 = 21 + 0.042d. \quad (5.59)$$

Фізичні співвідношення напруження-деформація для деревини встановлені виходячи з припущення її поперечно ізотропним матеріалом з двома напрямками анізотропії механічних властивостей – паралельно та перпендикулярно волокнам. Математичні залежності для опису діаграм деформування деревини приведені в розділі 3.2.

З метою верифікації запропонованого способу визначення характеристик деревини в з'єднанні на металевих зв'язках нагельного типу було виконано тестове моделювання зразків деревини, випробуваних на вдавнення болта з фіксацією деформацій поверхні (див. розділ 4.3).

Для цього була розроблена тривимірна скінченноелементна модель в програмному комплексі ANSYS 14.5. Геометрія моделі створювалася з використанням підходу «знизу вгору», тобто модель створюється шляхом генерації ключових точок, ліній і областей з подальшою генерацією тривимірних об'ємних елементів.

Після створення тривимірної моделі зразка виконувалася генерація сітки скінченних елементів. Для отримання максимально коректної форми і

взаємного розташування кінцевих елементів в зоні контакту болта і деревини при генерації сітки була використана функція налаштування параметрів розміру і розташування скінченних елементів.

Елементом моделі призначалися наступні характеристики:

- болт сталевий діаметром 12 мм класу міцності 4.8 ($R_{bu}=400$ Н/мм², $R_{by}=320$ Н/мм²);
- загальний масив деревини (глобальна область, деревина сосни класу міцності С24) – $\rho_t=420$ кг/м³; $E_{t,0}=11000$ МПа; $E_{t,90}=370$ МПа; $f_{t,m,0}=14$ МПа; $f_{t,m,90}=0.4$ МПа; $f_{c,m,0}=21$ МПа; $f_{c,m,90}=2.5$ МПа;
- локальна область деревини (приведені характеристики) – $E_{t,loc}=2600$ МПа; $E_{t,loc}=377$ МПа; $f_{0,loc}=32.1$ МПа; $f_{90,loc}=21.6$ МПа.

Модель розбивалась на елементи типу *SOLID186*. Елемент визначається двадцятьма вузлами, кожен з яких має 3 ступеня свободи: переміщення в напрямках осей X , Y , та Z вузлової системи координат. Елемент має властивості пластичності, гіперпружності, зміни жорсткості при прикладенні навантажень, повзучості, великих переміщень і великих деформацій. Напрямки осей матеріалу відповідають напрямкам системи координат елемента. Загальна схема елемента *SOLID186* приведена на рис. 5.12.

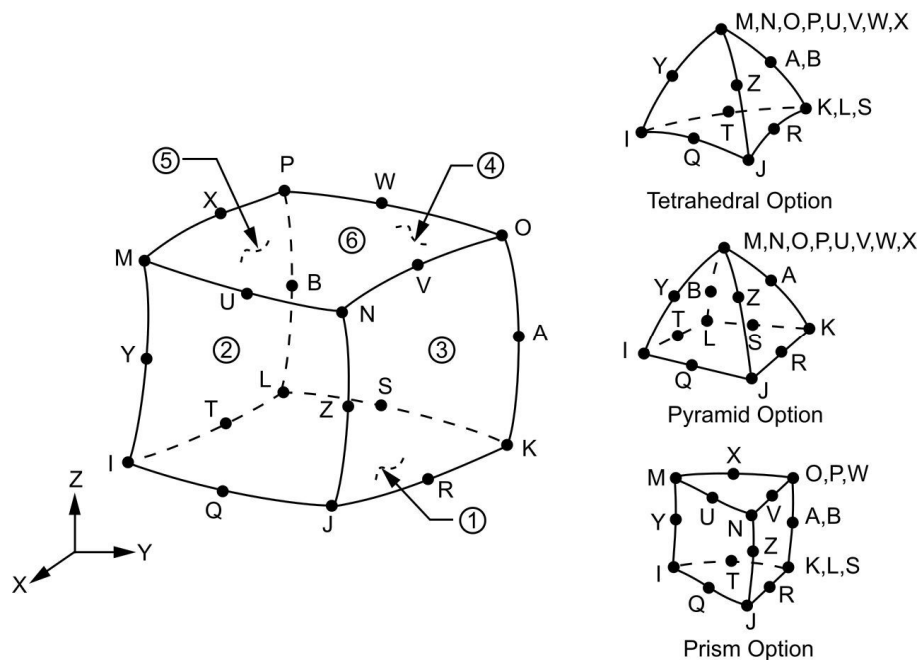


Рисунок 5.12 – Звичайна та вироджена форми елемента *SOLID186* [311]

Для імітації взаємодії між дерев'яним елементом і болтом використовувався фрикційний контакт (*Frictional*) з коефіцієнтом тертя $\mu=0.7$. Поверхня між загальним масивом деревини та локальною областю задавалася типом контакту *Bonded*, який дозволяє моделювати рівномірність з'єднання. Для опорної поверхні дерев'яного бруса було застосовано жорстке закріплення від переміщень і поворотів (*Fixed Support*). До моделі прикладалося навантаження у вигляді зосередженої сили на торцевих площинах болта, таким чином, схема завантаження відповідала застосованій під час проведення експерименту. Для порівняння також було виконано моделювання аналогічних зразків без урахування локальної області взаємодії деревини з болтом. В результаті розрахунку в ПК ANSYS 14.5 були отримані дані про переміщення, а також форми деформування для тестових моделей, які були порівняні з результатами експерименту. На рис. 5.13 наведені ізополі переміщень тестових моделей з урахуванням і без урахування локальної області взаємодії деревини з болтом при величині навантаження 10 і 20 кН, а також відповідні їм інтерферограми.

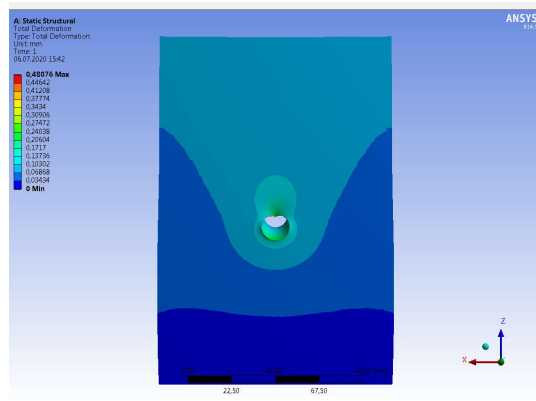
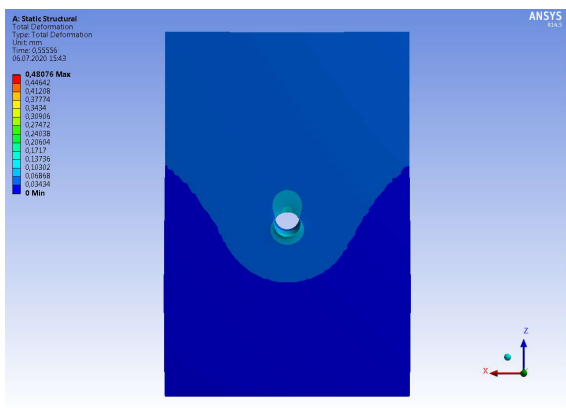
У табл. 5.9 наведені дані про вертикальних переміщеннях тестових моделей і їх порівняння з експериментальними даними.

Таблиця 5.9 – Вертикальні переміщення тестових моделей і їх порівняння з експериментальними даними

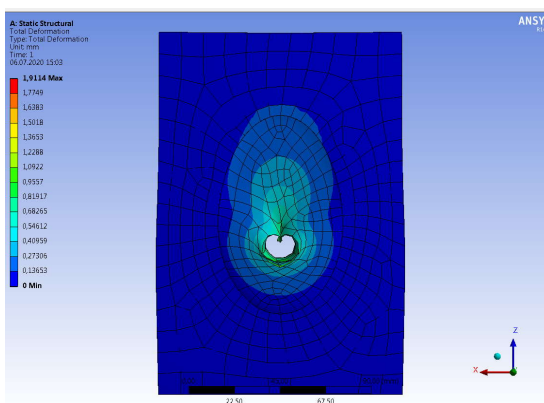
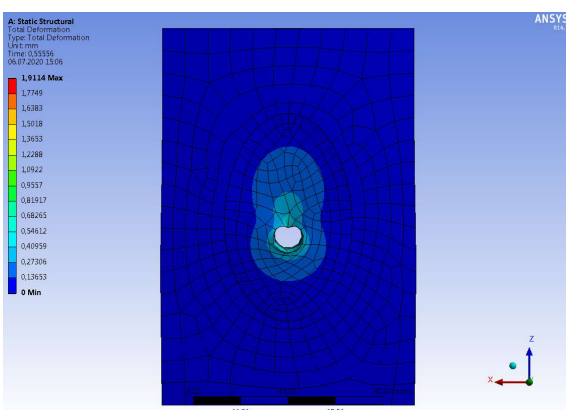
Навантаження, кН	Вертикальне переміщення, мм		% розходження
	експеримент	модель	
10	0.68	0.51	25
20	2.3	1.77	23

Як видно з отриманих даних, тестова модель з однорідними властивостями деревини не дозволяє врахувати реальну роботу в зоні взаємодії з болтом. З іншого боку, порівняння отриманих ізополів з відповідними інтерферограмами показує, що введення в модель локальної області з

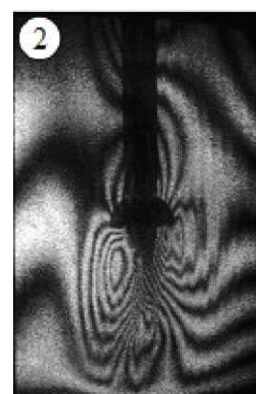
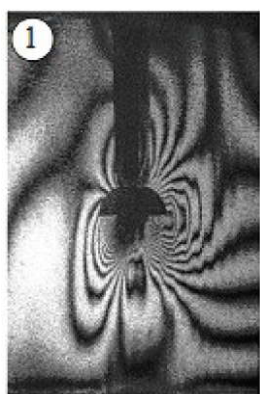
наведеними характеристиками досить достовірно відображає характер деформування зразка під навантаженням. При цьому вертикальні переміщення даної моделі менше експериментальних на 23 - 25%.



без урахування локальної області



з урахуванням локальної області



інтерферограма

a

б

Рисунок 5.13 – Ізополя переміщень тестових моделей з урахуванням локальної області при величині навантаження а) 10 кН; б) 20 кН

Аналогічним чином було виконано моделювання роботи багатоболтового з'єднання з металевою пластиною на розтяг. Тип скінченних елементів та контактних поверхонь, а також фізико-механічні характеристики матеріалів з'єднання призначалися ідентичними тестовим моделям. Опорна поверхня мала жорстке закріплення. Навантаження прикладалося у вигляді зосередженої сили на торцевій площині пластини.

В результаті розрахунку були отримані дані щодо деформування складових компонентів з'єднання та максимальне вертикальне переміщення при навантаженні 120 кН, що відповідало величині переміщень зафіксованих під час експерименту. Загальний вигляд та деформована схема скінченноелементної моделі багатоболтового з'єднання з металевою пластиною в ПК ANSYS 14.5 приведена на рис. 5.14. Деформований вигляд болтів згідно моделі та експерименту приведено на рис. 5.15. Максимальне вертикальне переміщення багатоболтового з'єднання з металевою пластиною отримане в результаті моделювання та експерименту приведені в табл. 5.10.

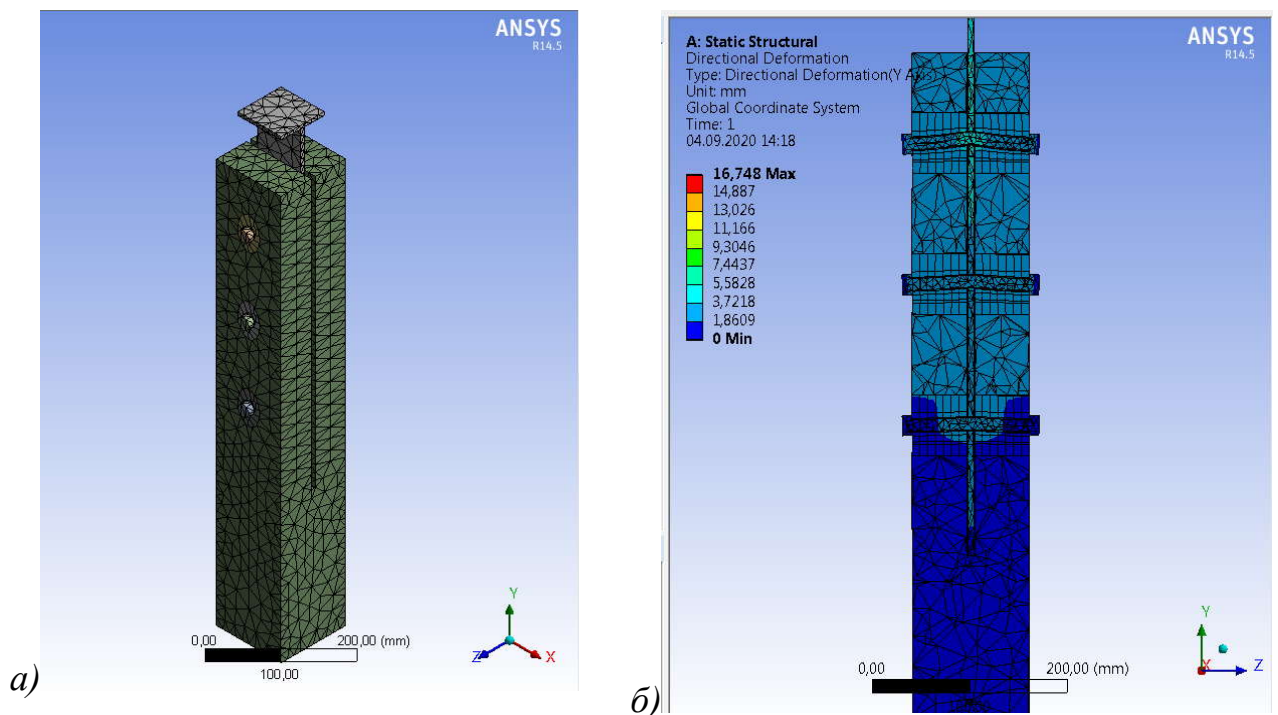


Рисунок 5.14 – Загальний вигляд (а) та деформована схема (б) скінченноелементної моделі багатоболтового з'єднання з металевою пластиною в ПК ANSYS 14.5

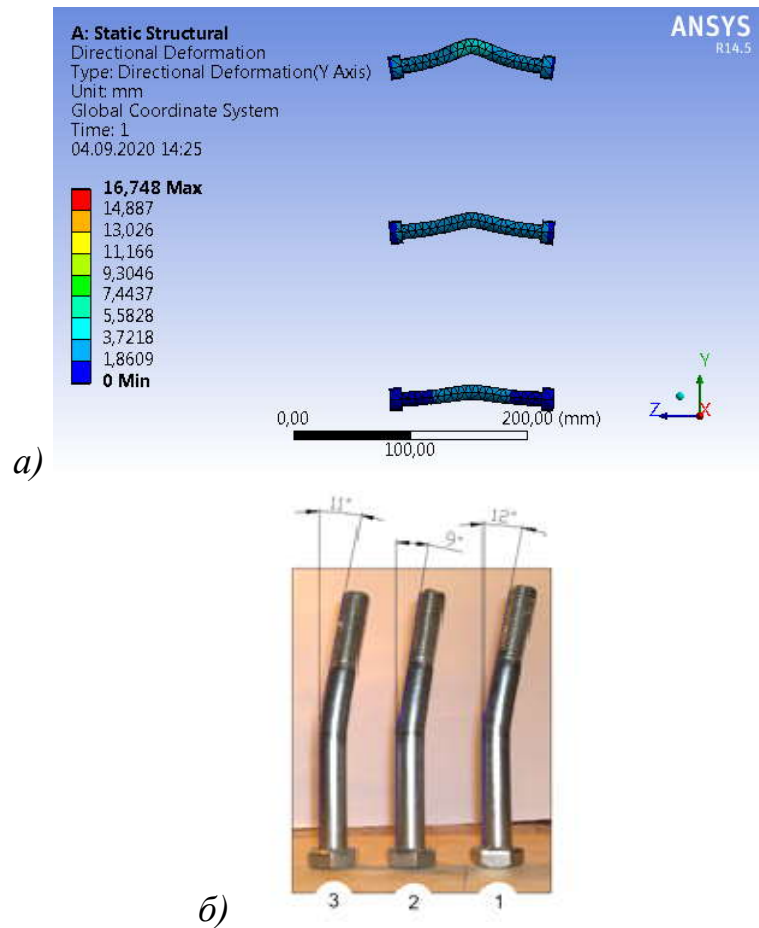


Рисунок 5.15 – Деформований вигляд болтів згідно: а) моделі; б) експерименту

Таблиця 5.10 – Максимальне вертикальне переміщення багатоболтового з'єднання з металевою пластиною

Навантаження, кН	Вертикальне переміщення, мм		% розходження
	експеримент	модель	
120	15	16.75	10.4

Як видно з отриманих даних, модель достатньо точно відображає роботу з'єднання під навантаженням. Схема деформування складових елементів відповідає експериментальним. Різниця між отриманими значеннями максимальних вертикальних переміщень згідно розрахунку скінченноелементної моделі та експерименту складає 10.4 %. Таким чином, запропонований підхід дозволяє моделювати напружено-деформований стан дерево-металевих з'єднань з урахуванням їх реальної роботи.

5.5.2 Методика розрахунку вузлів сполучення клеєної дерев'яної балки та колони

Підвищення несучої здатності сполучення дерев'яних конструкцій можливе за рахунок використання з'єднання з металевими нагелями (болтами) та врізаної в масив деревини балки металевої пластини. Застосування врізаних сталевих пластин виконується шляхом попереднього прорізання роз'єму в елементі із заведенням в нього пластини на монтажі. Болти встановлюються в заздалегідь висвердлені отвори в пластині та деревині. Таке рішення дозволяє підвищити вогнестійкість вузла, оскільки металеві елементи, які мають низький опір впливу високих температур, приховані в тілі конструктивних елементів.

Для сполучення клеєної дерев'яної балки та колони в багатоповерхових каркасних будівлях запропоновано два варіанта вузлів: шарнірний, який сприймає та передає на колону опорну реакцію балки, та жорсткий, який окрім опорної реакції, сприймає згинальний момент. Загальний вигляд конструкції вузлів приведено на рис. 5.16.

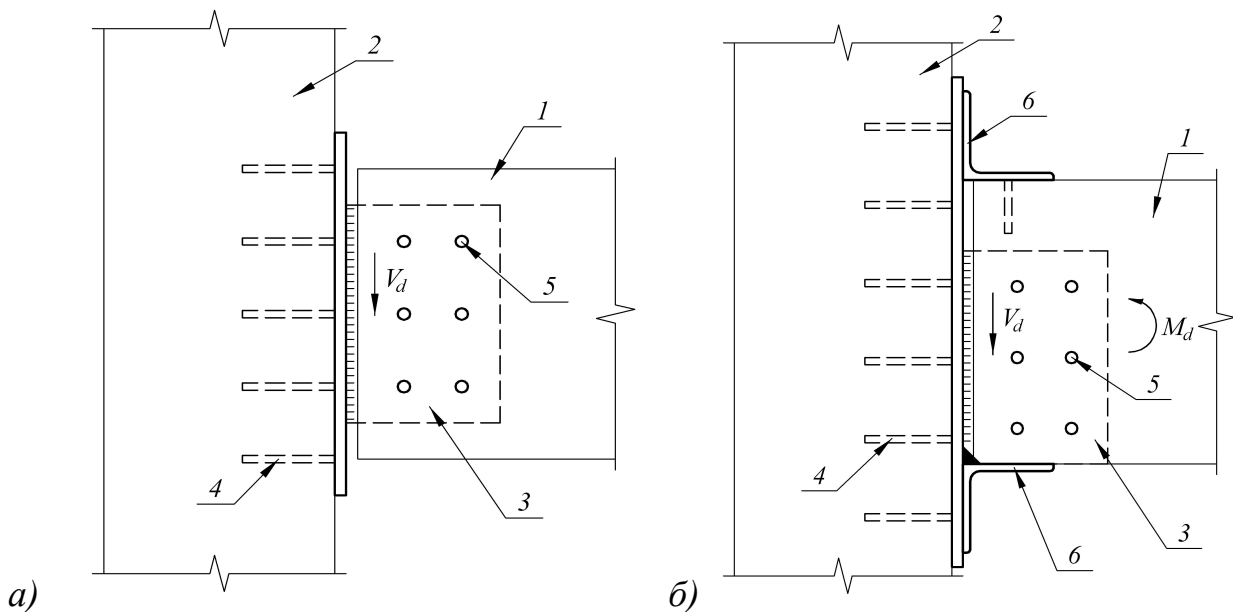


Рисунок 5.16 – Загальний вигляд конструкції вузлів сполучення клеєної дерев'яної балки та колони: а) шарнірний; б) жорсткий; 1 – балка; 2 – колона; 3-Т-подібний зварний елемент; 4, 5 – болти; 6 - кутники

Інженерна методика розрахунку розроблена шляхом дискретизації вузла на окремі компоненти.

В шарнірному вузлі опорна реакція від балки на колону передається через болтове з'єднання та Т-подібний зварний металевий елемент. Несуча здатність з'єднання даного типу визначається: міцністю болтів в колоні на зріз; міцністю металу Т-подібної пластини на зминання в отворі; несучою здатністю болтового з'єднання в дерев'яному елементі на площину зрізу. Умова міцності для шарнірного вузла запишеться наступним чином:

$$V_d \leq \min(F_{bs}; F_{bp}; F_{v,Rd}), \quad (5.60)$$

де V_d – розрахункова опорна реакція від балки;

F_{bs} – несуча здатність болтів на зріз;

F_{bp} – несуча здатність пластини на зминання в отворах;

$F_{v,Rd}$ – несуча здатність болтового з'єднання в дерев'яному елементі.

Жорсткий вузол з'єднання балки та колони, окрім опорної реакції, сприймає і передає на колону згинальний момент. В запропонованому конструктивному рішенні опорна реакція балки, передається на колону болтами через Т-подібний зварний елемент. Опорний момент сприймається двома кутниками, які закріплюються до балки та приварюються до вертикальної пластини. При визначенні несучої здатності жорсткого з'єднання окремо на дію опорної реакції за умовою (5.68) перевіряють кріплення вертикальної пластини Т-подібного елемента через болти до колони та балки, та на згинальний момент - кріплення кутників до балки та деревину в зоні болтового з'єднання за наступною формулою:

$$M_d \leq \min(M_t; M_{sh}), \quad (5.61)$$

де M_d – розрахунковий згинальний момент на опорі;

M_t – згинальний момент, який може сприйняти болтове з'єднання в дерев'яному елементі;

M_{sh} – згинальний момент, який може сприйняти деревина в зоні болтового з'єднання.

Основні розрахункові залежності для визначення несучої здатності елементів з'єднання можуть бути отримані з використанням положень чинних нормативних документів [147, 312].

Несуча здатність одного болта на зріз може бути визначена за формулою [312]:

$$N_{bs} = R_{bs} A_b n_s \gamma_b \gamma_c \gamma_n, \quad (5.62)$$

де R_{bs} – розрахунковий опір болта на зріз;

A_b – площа поперечного перерізу стержня болта;

n_s – кількість площин зрізу;

γ_b, γ_c – коефіцієнти умов роботи;

γ_n – коефіцієнт надійності за відповідальністю.

Міцність пластини на зминання в отворі болта перевіряється за формулою [312]:

$$N_{bp} = R_{bp} d_b \sum t_{\min} \gamma_b \gamma_c \gamma_n, \quad (5.63)$$

де R_{bp} – розрахунковий опір зминанню;

d_b – зовнішній діаметр стрижня болта;

$\sum t_{\min}$ – найменша сумарна товщина елементів з'єднання, що зминаються в одному напрямку;

A_{bn} – площа поперечного перерізу болта «нетто».

Несуча здатність болтів на зріз та пластини на зминання в отворах становитиме:

$$F_{bs} = nN_{bs}, \quad (5.64)$$

$$F_{bp} = nN_{bp}, \quad (5.65)$$

де n – кількість болтів, що прикріплюють Т-подібний зварний елемент до колони.

Несуча здатність болтового з'єднання в дерев'яному елементі може бути визначена, виходячи з вимог до сталі-дерев'яних з'єднань в залежності від можливої форми руйнування, які приведені на рис. 5.17, 5.18.

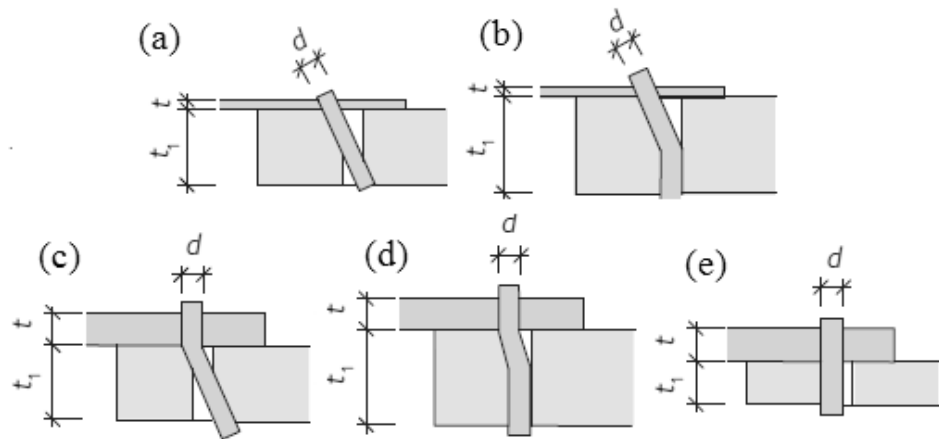


Рисунок 5.17 – Форми руйнування з'єднання сталевого кутника з балкою та пластини з колоною (на основі [313])

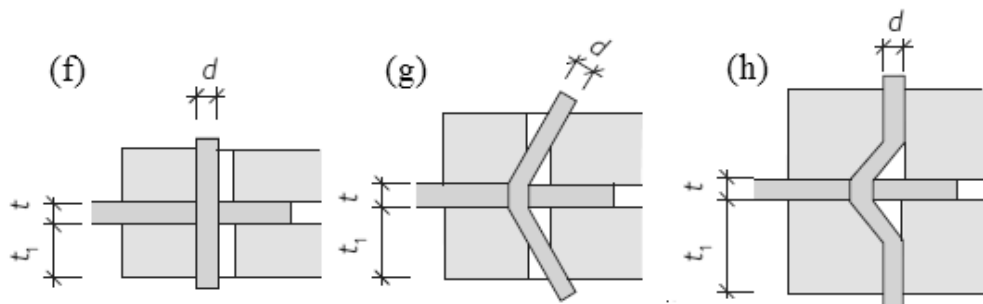


Рисунок 5.18 – Форми руйнування з'єднання врізаної сталевій пластини з балкою (на основі [313])

Несуча здатність для кожної форми руйнування визначається за формулами [147]:

$$F_{v,Rk}^a = 0.4 f_{h,k} t_1 d, \quad (5.66)$$

$$F_{v,Rk}^b = 1.15 \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}, \quad (5.67)$$

$$F_{v,Rk}^c = F_{v,Rk}^g = f_{h,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4 M_{y,Rk}}{f_{h,k} t_1^2 d}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}, \quad (5.68)$$

$$F_{v,Rk}^d = F_{v,Rk}^h = 2.3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}, \quad (5.69)$$

$$F_{v,Rk}^e = F_{v,Rk}^f = f_{h,k} t_1 d, \quad (5.70)$$

де $f_{h,k}$ – міцність деревини на вдавлювання

d – діаметр болта;

ρ_k – характеристична густина деревини;

$M_{y,Rk}$ – згинальний момент пластичних деформацій болта;

$f_{u,k}$ – характеристична міцність металу болта на розтяг;

$F_{ax,Rk}$ – характеристична несуча здатність болта на висмикування [168]:

$$F_{ax,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} R_{bt} A_{bn} \\ 3 f_{c,90,k} \frac{\pi}{4} (d_w - (d + 1)) \end{array} \right. \quad (5.71)$$

R_{bt} – розрахунковий опір болта на розтяг;

$f_{c,90,k}$ – характеристична міцність деревини на стиск перпендикулярно волокнам;

d_w – діаметр ділянки пластини, що впливає на опір висмикуванню болта:

$$d_w = \min \left\{ \begin{array}{l} 12t \\ 4d \end{array} \right. \quad (5.72)$$

t – товщина пластини.

Несуча здатність декількох болтів в одному ряду визначається наступним чином:

$$F_{v,Rk}^{i,ef} = n_{ef} F_{v,Rk}^i, \quad (5.73)$$

де $F_{v,Rk}^i$ - несуча одного болта на одну площину зсуву (відповідно, $F_{v,Rk}^{angle}$ - для з'єднання сталевих кутників з балкою; $F_{v,Rk}^{plate}$ - з'єднання врізаної сталевих пластини з балкою), що визначається як мінімальне зі значень, отриманих для кожної форми руйнування:

$$F_{v,Rk}^{angle} = \min(F_{v,Rk}^a; F_{v,Rk}^b; F_{v,Rk}^c; F_{v,Rk}^d; F_{v,Rk}^e), \quad (5.74)$$

$$F_{v,Rk}^{plate} = \min(F_{v,Rk}^f; F_{v,Rk}^g; F_{v,Rk}^h), \quad (5.75)$$

n_{ef} – ефективна кількість болтів, яка приймається рівною

$$n_{ef} = \min\left(n; n^{0.9} \sqrt[4]{\frac{a_1}{13d}}\right), \quad (5.76)$$

де a_1 – крок розташування болтів;

n – кількість болтів в ряду.

Розрахункова несуча здатність болтового з'єднання в деревині становить:

$$F_{v,Rd}^i = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} F_{v,Rk}^{i,ef}, \quad (5.77)$$

де k_{mod} – коефіцієнт модифікації, що враховує тривалість навантаження та тип деревини;

γ_M – коефіцієнт надійності за матеріалом.

З урахуванням вищенаведеного, згинальний момент, який може сприйняти болтове з'єднання в дерев'яному елементі:

$$M_t = h_b F_{v,Rd}^{angle}, \quad (5.78)$$

де h_b – висота балки.

При закріпленні кутника до балки в зоні болтового з'єднання необхідно перевіряти міцність деревини на зсув волокон (рис. 5.19) [168].

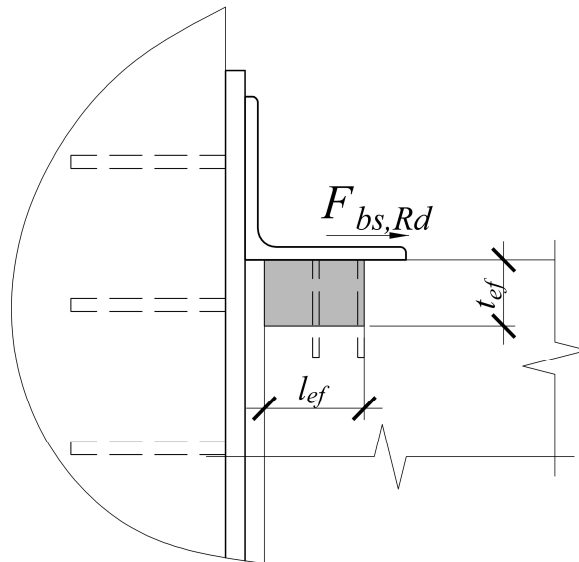


Рисунок 5.19 – Схема до перевірки міцності деревини болтового з'єднання на зсув

Несуча здатність визначатиметься за формулою:

$$F_{bs,Rk} = 2n l_{ef} t_{ef} f_{v,k}, \quad (5.79)$$

де l_{ef} – відстань від торця дерев'яної балки до крайнього болта в кутнику;

t_{ef} – ефективна глибина площини зсуву, що залежить від типу руйнування:

$$t_{ef} = \begin{cases} 0.4t_1 & \text{тип "a"} \\ 1.4 \sqrt{\frac{M_{y,Rk}}{f_{h,0,k} d}} & \text{тип "b"} \\ 2 \sqrt{\frac{M_{y,Rk}}{f_{h,0,k} d}} & \text{тип "e" або "h"} \\ t_1 \left(\sqrt{2 + \frac{M_{y,Rk}}{f_{h,0,k} dt_1^2}} - 1 \right) & \text{тип "d" або "g"} \end{cases} \quad (5.80)$$

$f_{v,k}$ – характеристична міцність деревини на сколювання.

Розрахункова несуча здатність деревини на зсув становить:

$$F_{bs,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} F_{bs,Rk} \quad (5.81)$$

Тоді згинальний момент, який може сприйняти деревина в зоні болтового з'єднання:

$$M_{sh} = h_b F_{bs,Rd} \quad (5.82)$$

Приведені критерії міцності та залежності для визначення розрахункових характеристик компонентів з'єднання оснований на вимогах і положеннях чинних стандартів та дозволяють виконувати проектування запропонованих вузлів сполучення балки та колони з клеєної деревини.

5.6 Висновки до розділу 5

1. На основі аналізу існуючих даних щодо особливостей деформування нагельних з'єднань гібридних деревобетонних конструкцій запропоновано рівняння залежності модуля ковзання з'єднання від величини переміщень. З використанням отриманої залежності побудовано графіки

деформування та модуля ковзання для з'єднання елементів з бетону важкого класу C20/25 ($\rho=2500 \text{ кг/м}^3$) та деревини класів міцності C24 ($\rho=350 \text{ кг/м}^3$), D30 ($\rho=530 \text{ кг/м}^3$) для діаметрів нагеля 6, 10 та 12 мм класу міцності 4.8 ($f_u=400 \text{ Н/мм}^2$, $f_y=320 \text{ Н/мм}^2$). Встановлено, що отримані теоретичні графіки деформування, відповідають експериментальним та, порівняно із чинними нормами проектування, більш точно відображають роботу з'єднання під навантаженням, а використання при розрахунку деревобетонних з'єднань лінійно-пружної моделі роботи призводить до завищених значень несучої здатності. Теоретичні значення модуля ковзання менше експериментальних на 30-35 %, що з точки зору неоднорідності фізико-механічних властивостей деревини та забезпечення запасу несучої здатності є задовільним.

2. Розроблено чисельно-аналітичний метод оцінки напружено-деформованого стану деревозалізобетонної конструкції, що працює на згин, з урахуванням діаграм деформування матеріалів і з'єднань, а також ступеня спільної роботи елементів конструкції. Визначення внутрішніх деформацій і напружень в перерізі конструкції базується на умові рівноваги зовнішніх і внутрішніх зусиль в перерізах. При цьому спочатку виконується розв'язок рівнянь для «абсолютно» сумісної роботи, а для врахування перерозподілу зусиль в перерізі внаслідок податливості з'єднань вводиться коефіцієнт спільної роботи.

3. На основі відомих розрахункових методик і отриманої залежності для визначення модуля ковзання з'єднання запропоновано інженерну методику розрахунку деревозалізобетонних згинальних конструкцій з урахуванням діаграми деформування з'єднання і арматури в розтягнутій зоні бетонного елемента.

4. В ході чисельного експерименту встановлено, що для розглянутих варіантів нормальні напруження в перерізі, розраховані з використанням запропонованої методики на 1-8% відрізняються від визначених за лінійно-пружною моделлю. При навантаженнях, що відповідають пластичним деформаціям з'єднання, напруження згідно лінійно-пружної моделі

виявляються заниженими в порівнянні з пропонованою методикою. З урахуванням конструктивних особливостей деревозалізобетонних перекриттів (товщини плити і необхідного захисного шару бетону) виконано аналіз несучої здатності плити. Встановлено, що несуча здатність плити з урахуванням армування забезпечує сприйняття розрахункового згинального моменту до навантажень, що викликають руйнування дерев'яної балки, при дотриманні умови раціонального використання міцнісних властивостей стисненого бетону і розтягнутої арматури.

5. Для урахування ефектів взаємодії деревини з металевими з'єднувальними елементами в зоні вдавнення при моделюванні напружено-деформованого стану з'єднань запропоновано метод розбиття масиву деревини на дві області – глобальну з нормованими значеннями фізико-механічних властивостей деревини та локальну з приведеними характеристиками. Сформульовані математичні залежності для визначення характеристик локальної області деревини з'єднання. З метою верифікації запропонованого методу в програмному комплексі ANSYS 14.5 було виконано тестове моделювання зразків деревини, випробуваних на вдавнення болта з фіксацією деформацій поверхні, та багатоболтового з'єднання. Отримані результати показали, що модель, створена за запропонованою методикою, достовірно відображає характер деформування зразка під навантаженням. Різниця між отриманими значеннями максимальних вертикальних переміщень згідно розрахунку скінченноелементної моделі та експерименту складає 10.4 %.

6. Для розроблених в розділі 2 конструктивних рішень сполучення дерев'яних балки та колони запропонована інженерна методика розрахунку, основана на методі дискретизації вузла на окремі компоненти. Розрахунок шарнірного з'єднання виконується на дію опорної реакції від балки. Несуча здатність визначається як найменше зі значень міцності болтів в колоні на зріз, міцності металу Т-подібної пластини на зминання в отворі або несучої здатності болтового з'єднання в дерев'яному елементі. Перевірка несучої здатності жорсткого типу сполучення, окрім перевірок на опорну реакцію,

передбачає визначення міцності кріплення кутників до балки та деревини на зсув в зоні болтового з'єднання.

Матеріали досліджень, викладені в даному розділі, опубліковані в роботах [314-319].

5.7 Список використаних джерел в розділі 5

У розділі 5 використані джерела [147, 164, 166-168, 171, 173, 174, 267, 287, 293-297, 299-302, 305-313]. Їх найменування представлені у загальному списку використаних джерел.

РОЗДІЛ 6

ЖИТТЄВИЙ ЦИКЛ ГІБРИДНИХ ДЕРЕВОЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ

6.1 Теоретичні основи та принципи оцінки життєвого циклу будівельного об'єкту

Екологічний вплив будівельного об'єкта на навколишнє середовище залежить від функціональних особливостей, а також від впливів, що виникають в процесі життєвого циклу об'єкта. При цьому сукупність впливів складається із процесів, що починаються з видобування сировини та продовжуються після демонтажу будівельного об'єкта. Системний підхід до оцінки екологічного впливу будівельного об'єкта передбачає визначення екологічних показників будівельного об'єкта і території забудови та забезпечення замовника, споживача і проектувальника інформацією, що дозволяє приймати рішення при визначенні потреб в галузі сталого розвитку та циркулярної економіки.

При виконанні оцінки життєвого циклу будівельного об'єкту розглядаються наступні етапи:

- 1) видобування, постачання сировини та виготовлення будівельних матеріалів та виробів;
- 2) будівельно-монтажні роботи;
- 3) експлуатація об'єкта, в тому числі його технічне обслуговування, капітальний ремонт та підтримання нормального функціонування;
- 4) демонтаж або ліквідація;
- 5) переробка відходів при підготовці до вторинного використання, рециклінг, вторинне використання енергії та інші операції вторинного використання, утилізація будівельних матеріалів.

Інформація про кожний етап необхідна для оцінки впливу на навколишнє середовище і екологічних показників об'єкта.

Об'єктом оцінювання є будівля та майданчик, на якому вона зводиться.

Компоненти будівлі, включаючи фундаменти та зовнішні роботи, які виконуються на ділянках, що прилягають до будівлі, в залежності від наявних даних можна розділити на наступні компоненти для оцінювання:

- компоненти підготовчого циклу на будмайданчику (підготовка будмайданчика, дороги та тротуари; підведення води та електрики тощо)
- елементи нульового циклу – фундаменти, підпірні стіни тощо;
- елементи надземного циклу – несучі елементи каркасу (колони та балки), перекриття, покриття, сходи, ліфтові шахти, діафрагми та ядра жорсткості, зовнішні та внутрішні стіни та перегородки, вікна та двері;
- внутрішнє та зовнішнє оздоблення;
- інженерно-технічні мережі та обладнання (системи опалення, вентиляції, кондиціонування; каналізаційні системи; електричні та інтернет мережі)
- завершальні роботи на будмайданчику (улаштування внутрішньодворових доріг та тротуарів, ландшафтні роботи)
- підтримання технічного стану (моніторинг технічного стану, ремонт та реновація будівельних конструкцій, ремонтні роботи по існуючим системам тощо).

Вихідна інформація щодо будівлі повинна включати: призначення будівлі (наприклад, офісна, житлова, спортзал та ін.); загальну площу; режим експлуатації (кількість людей, що одночасно перебуватимуть у будівлі; тривалість та періодичність перебування; розрахунковий термін експлуатації будівлі).

6.2 Система критеріїв оцінки екологічного впливу життєвого циклу будівельного об'єкту

Оцінка вуглецевого сліду, що виражається як еквівалент вуглекислого газу, для конкретного будівельного об'єкту повинна враховувати всі викиди, що виникають не лише протягом терміну експлуатації. Необхідно також

враховувати будь-яку можливість повторного використання та / або переробки складових елементів та матеріалів у майбутньому після ліквідації, а також за можливістю включаючи впливи за межами системи будівельного об'єкта.

Для забезпечення інтерпретованості отриманих екологічних показників, отримані дані фіксуються у відповідності до стадій життєвого циклу, що об'єднані в специфічні групи, приведені на рис. 6.1.

Етапи проведення оцінки екологічного впливу життєвого циклу будівельного об'єкту та їх характеристика приведені в табл. 6.1.

Життєвий цикл будівельного об'єкту			
Доексплуатаційна стадія		Експлуатаційна стадія	Завершення життєвого циклу
видобування та транспортування сировини	будівельно-монтажні роботи	експлуатація	демонтаж
		обслуговування	
виробництво матеріалів та компонентів		ремонт	ліквідація
		заміна	
Додаткова інформація, що не відноситься до життєвого циклу			
- впливи за межами будівельного об'єкту			
- переробка, повторне використання, рециклінг			

Рисунок 6.1 – Групи стадій життєвого циклу будівельного об'єкту та їх характеристика

Таблиця 6.1 – Етапи проведення оцінки екологічного впливу життєвого циклу будівельного об'єкту та їх характеристика

Найменування	Короткий опис	Перелік робіт
Етап 1	Ініціалізація оцінки	Визначення обсягів проекту та меж виконання оцінки
Етап 2	Збір інформації по проекту	Збір робочих креслень або інформаційної моделі будівлі (BIM), кошторисної документації, переліку постачальників
Етап 3	Інвентарізація компонентів	Складання переліку складових компонентів, що будуть включені до оцінки
Етап 4	Обчислення викидів до завершення будівництва	Розрахунок викидів для кожного компоненту від видобування сировини до здачі будівлі в експлуатацію
Етап 5	Обчислення викидів при експлуатації та утилізації будівлі	Розрахунок викидів при постачанні енергії для систем опалення, вентиляції, кондиціонування, водопостачання, електроенергії тощо; Розрахунок викидів при виробництві, транспортуванні та монтажі елементів, що необхідні для ремонту, реконструкції тощо.
Етап 6	Обчислення викидів при експлуатації та утилізації будівлі	Розрахунок викидів внаслідок проведення робіт з демонтажу, вивезення та утилізації або захороненню відходів

Продовження табл. 6.1

Етап 7	Оцінка можливості рециклінгу відходів будівлі	Обчислення викидів для виготовлення матеріалів, які можуть бути отримані шляхом переробки відходів після утилізації будівлі (вважаються від'ємними)
Етап 8	Складання звітної документації та рекомендацій	Опис будівельного об'єкту; інформація щодо методології проведення оцінки; вуглецевий слід та рекомендації щодо його зменшення

Оцінка впливів будівельного об'єкта і території забудови починається до початку безпосередньо будівництва зі стадії планування та закупівель, що включає видобування та транспортування необхідної сировини, виробництва матеріалів та виробів. Далі розглядаються стадії будівництва (в тому числі транспортування до місця проведення будівельних робіт) до моменту здачі об'єкта; експлуатації (після здачі об'єкта). Окремо розглядається остання стадія життєвого циклу об'єкта, до якої відносять роботи по демонтажу та ліквідації, утилізацію та захоронення відходів.

Для оцінки впливів в процесі експлуатації, обслуговування та ремонту будівельний об'єкт, розглядається як система, яка споживає енергію і воду для задоволення потреб її користувачів. При цьому використання енергії та води при експлуатації будівельного об'єкта визначається для:

- систем опалення, охолодження, вентиляції, гарячого водопостачання та освітлення;
- інших вбудованих інженерно-технічних систем об'єкта;
- приладів, які не пов'язані з об'єктом, але включені у межі системи для оцінювання.

Результати впливів, які є наслідком подальшого повторного застосування, рециклінгу, рекуперації енергії та інших відновлювальних заходів, що не входять в життєвий цикл будівельного об'єкта, можуть бути включені в звіт про оцінку в якості додаткової інформації. В цьому випадку їх слід віднести до інформаційної групи, що включає повторне застосування, переробку і рециклінг.

Для розглянутих груп життєвого циклу з урахуванням чинних міжнародних стандартів [320] запропонована модульна система, що враховує всі стадії, розділені на окремі інформаційні групи, які можна розглядати як окремо, так і спільно одна з одною (табл. 6.2).

Таблиця 6.2 – Стадії та інформаційні групи оцінки життєвого циклу будівельного об'єкту (на основі [320])

Стадія життєвого циклу	Інформаційна група (модуль)	Процес
Доексплуатаційна стадія	A1	Постачання сировини
	A2	Транспортування
	A3	Виробництво
Стадія будівництва	A4	Транспортування
	A5	Будівельні роботи
Стадія експлуатації	B1	Експлуатація
	B2	Технічне обслуговування
	B3	Ремонт
	B4	Заміна
	B5	Капітальний ремонт
	B6	Використання енергії
	B7	Використання води

Стадія завершення життєвого циклу	C1	Демонтаж
	C2	Транспортування
	C3	Переробка відходів
	C4	Ліквідація
Переваги та навантаження за межами системи	D	Потенціал повторного використання та рециклінга

При визначенні екологічного показника приводиться інформація про екологічні впливи і особливості об'єкта для інформаційних груп А-С.

Екологічні впливи, що не відносяться до життєвого циклу об'єкта, приводяться в інформаційній групі D. До екологічних впливів та особливостей об'єкта, що описуються в інформаційній групі D, відносяться дані про подальше повторне використання матеріалів, переробку, рециклінг та інші можливості, які не включені в життєвий цикл об'єкта.

Доексплуатаційна стадія пов'язана з викидами на стадіях планування та закупівель до початку будівництва, які включають: постачання сировини (A1), транспортування до заводу виробника (A2) та виробництво (A3). Стадія будівництва включає транспортування матеріалів та елементів будівлі із заводу-виробника на будівельний майданчик (A4) та безпосередньо процес зведення (A5). При цьому враховується будь-яке споживання енергії та утворення відходів в процесі будівництва, їх переробка та утилізація.

Стадія експлуатації – це період від вводу будівлі в експлуатацію до її завершення. Модуль B1 відображає витрати енергії протягом розрахункового терміну експлуатації будівлі та пов'язані з цим процесом викиди вуглецю. В інформаційній групі B2 виконується оцінка впливів при роботах та процесах технічного обслуговування з метою забезпечення необхідних функціональних та технічних показників (наприклад, фарбування підлог або стін, періодична перевірка опалювальної системи, обслуговування газових котлів тощо).

Окрім цього, виконується оцінка впливу на навколишнє середовище при виконанні комплексу заходів:

- по ремонту (B3), тобто відновленню працездатного або справного стану елементів будівлі;
- заміні елементів, що не підлягають ремонту (B4);
- реконструкції (B5), тобто зміни параметрів будівлі, її частин (висоти, кількості поверхів, площі, обсягу), в тому числі надбудова, перебудова, заміна, перепланування тощо.

При цьому в розрахунках враховується прогнозна кількість таких процедур протягом терміну експлуатації.

Окремо в винесені модулі B6 «Використання енергії» та B7 «Використання води». В даних модулях враховуються витрати енергії та води для забезпечення супутніх функціональних потреб (наприклад, обслуговування суміжних ділянок будівлі, підтримка інтегрованих систем, таких як фонтани та басейни) та відповідні викиди.

Стадія завершення життєвого циклу розділена на чотири інформаційні модуля:

- процес демонтажу (C1) включає витрати енергії та викиди при руйнуванні будівлі, включаючи споруди на прилеглий території.
- транспортування відходів (C2) з майданчика на підприємство по переробці або до місця захоронення;
- переробку відходів (C3) на відповідному підприємстві з метою повторного використання, рециклінгу, вироблення енергії тощо;
- остаточне захоронення (C4), яке включає необхідну попередню обробку та утилізацію відходів, непридатних до переробки, а також моніторинг та регулювання процесу захоронення з відходами.

Потенційний позитивний вплив від переробки та рециклінгу відходів від демонтажу будівлі, її складових компонентів та матеріалів враховується в додатковому інформаційному модулі, що не відноситься до життєвого циклу об'єкта (D).

Результати оцінювання викидів протягом життєвого циклу виражаються у вигляді еквіваленту CO₂ (кгCO₂екв) для кожної стадії (табл. 6.3).

Таблиця 6.3 – Результати оцінювання викидів протягом життєвого циклу

Стадія життєвого циклу	Одиниці вимірювання результатів оцінки вуглецевого сліду
A1–A5, B1, C1–C4, D1–D2	кгCO ₂ екв/м ² корисної внутрішньої площі будівлі
B2–B8	кгCO ₂ екв /м ³ внутрішнього об'єму будівлі

6.3 Оцінка вуглецевого сліду будівель протягом життєвого циклу

Для будівлі, що складається з певної кількості елементів, вуглецевий слід від викидів протягом всього життєвого циклу може бути визначений за формулою:

$$CF = CF_{A1-A3} + CF_{A4-A5} + CF_{B1-B7} + CF_{C1-C4} - CF_D, \quad (6.1)$$

де CF - розрахункова кількість викидів життєвого циклу будівлі;

CF_{A1-A3} – розрахункова кількість викидів доексплуатаційної стадії;

CF_{A4-A5} – розрахункова кількість викидів стадії будівництва;

CF_{B1-B7} – розрахункова кількість викидів стадії експлуатації;

CF_{C1-C4} – розрахункова кількість викидів стадії завершення життєвого циклу;

CF_D – розрахункова кількість викидів за межами життєвого циклу.

Кожна складова в формулі (6.1) визначається як сума розрахункових викидів для i -го елемента будівлі для кожної інформаційної групи в табл. 6.2.

Таким чином отримаємо:

$$CF_{A1-A3} = \sum CF_{A1-A3,i} , \quad (6.2)$$

$$CF_{A4-A5} = \sum CF_{A4,i} + CF_{A5,i} , \quad (6.3)$$

$$CF_{B1-B7} = CF_{B1,i} + \sum CF_{B2,i} + \sum CF_{B3,i} + \sum CF_{B4,i} + \sum CF_{B5,i} + \sum CF_{B6,i} + \sum CF_{B7,i} , \quad (6.4)$$

$$CF_{C1-C4} = \sum CF_{C1,i} + \sum CF_{C2,i} + \sum CF_{C3,i} + \sum CF_{C4,i} , \quad (6.5)$$

$$CF_D = \sum CF_{D,i} , \quad (6.6)$$

де i - номер компоненту ($i = 1, 2, 3 \dots$).

На першій стадії життєвого циклу (модулі А1-3) виконується розрахунок викидів при видобуванні, транспортуванні та переробці сировини для всіх компонентів будівлі. При цьому компоненти умовно можна розділити на «прості», що в основному виготовляються з одного матеріалу (наприклад, бетону, сталі, деревини), та «складні», які складаються з різних матеріалів та компонентів (наприклад, вікна, двері, фасадні системи, сонячні панелі).

Викиди вуглецю для простих елементів обчислюються шляхом множення маси на коефіцієнт приведення до вуглецевого еквіваленту:

$$CF_{A1-A3,i} = V_i \cdot \rho_i \cdot k_{mat,i} , \quad (6.7)$$

де V_i – обсяг i -го матеріалу для виготовлення компонентів будівлі;

ρ_i – густина i -го матеріалу;

$k_{mat,i}$ – перевідний коефіцієнт викидів вуглекислого газу.

Для елементів складної системи викиди вуглекислого газу можуть бути обчислені з використанням даних з екологічної декларації продукції виробника

або на основі даних близького аналога шляхом введення відповідного перехідного коефіцієнта.

$$CF_{A1-A3,i} = Q_i \cdot k_{red,i} \cdot k_{ref,mat,i}, \quad (6.8)$$

де Q_i – кількість одиниць складного елемента (наприклад, сумарна площа або об'єм);

$k_{red,i}$ – коефіцієнт приведення до аналога;

$k_{ref,mat,i}$ – коефіцієнт приведення викидів вуглекислого газу до аналога.

Викиди вуглецю при транспортуванні від заводу-виробника до будівельного майданчика (модуль А4) визначається шляхом множення маси відповідного елемента на відстань транспортування та перехідний коефіцієнт:

$$CF_{A4,i} = M_i \cdot L_i \cdot k_{tr,i}, \quad (6.9)$$

де M_i – вага i -го елемента, яка повинна визначатись з урахуванням можливих втрат або пошкоджень протягом транспортування;

L_i – відстань транспортування, яка визначається від місця розташування виробництва безпосередньо до будівельного майданчика (при цьому розрізняють місцеве, регіональне, національне та міжнародне перевезення);

$k_{tr,i}$ – коефіцієнт викидів вуглекислого газу, який визначається з урахуванням виду транспорту.

Зведення будівлі (модуль А5) - це комплексний процес, в якому задіяні багато техніки, обладнання та інших ресурсів. З огляду на це інформація для розрахунку викидів даного модуля береться з даних для аналогічних проектів.

$$CF_{A5} = A_{tot} \cdot k_{constr}, \quad (6.10)$$

де A_{tot} – загальна корисна площа будівлі;

k_{constr} - коефіцієнт викидів вуглекислого газу на м² загальної внутрішньої площі будівлі-аналога.

Для прогнозування обсягів викидів вуглецю протягом розрахункового терміну експлуатації (модуль B1) будівлі використовуються сертифіковані програмні комплекси (наприклад, Energy Analysis for Autodesk Revit). Проте на етапі попереднього проектування можна скористатися приблизними даними проектів-аналогів із введенням відповідного коефіцієнту:

$$CF_{B1} = V_{tot} \cdot k_{constr} \quad (6.11)$$

де V_{tot} – будівельний об'єм будівлі

.Викиди від виконання операцій по технічному обслуговуванню (B2) можна визначити за формулою:

$$CF_{B2,i} = n_m \cdot T_{op} \cdot Q_i \cdot k_{m,i} \quad (6.12)$$

де n_m – кількість операцій по технічному обслуговуванню на рік;

T_{op} – розрахунковий період експлуатації будівлі;

Q_i – кількість одиниць відповідних компонентів (наприклад, площа вікон, фасадів тощо);

$k_{m,i}$ – коефіцієнт викидів вуглекислого газу на обслуговування і-го компоненту.

Аналогічним чином виконуються обчислення щодо ремонтних робіт (B3):

$$CF_{B3,i} = n_{rep} \cdot T_{op} \cdot Q_i \cdot k_{rep,i} \quad (6.13)$$

де n_{rep} – кількість операцій по технічному обслуговуванню на рік;

$k_{rep,i}$ – коефіцієнт викидів вуглекислого газу на обслуговування і-го компоненту.

Оцінка викидів за модулями B4 та B5 при заміні елементів або капітальному ремонті будівлі включатиме викиди при виробництві необхідних

матеріалів (модулі А1-А3), їх транспортуванні та встановленні (модулі А4 та А5):

$$CF_{B4,i} = n_{repl} \cdot (\sum CF_{A1-A3,i}^{repl} + \sum CF_{A4,i}^{repl} + \sum CF_{A5,i}^{repl}), \quad (6.14)$$

$$CF_{B5,i} = n_{refurb} \cdot (\sum CF_{A1-A3,i}^{refurb} + \sum CF_{A4,i}^{refurb} + \sum CF_{A5,i}^{refurb}), \quad (6.15)$$

де n_{repl} , n_{refurb} – відповідно, кількість операцій по заміні та капітальному ремонту протягом терміну експлуатації;

$\sum CF_{A1-A3,i}^{repl}$, $\sum CF_{A1-A3,i}^{refurb}$ – це сумарні викиди при виробництві необхідних матеріалів для заміни або капітального ремонту;

$\sum CF_{A4,i}^{repl}$, $\sum CF_{A4,i}^{refurb}$ – це сумарні викиди при транспортуванні необхідних матеріалів для заміни або капітального ремонту;

$\sum CF_{A5,i}^{repl}$, $\sum CF_{A5,i}^{refurb}$ – це сумарні викиди при встановленні необхідних матеріалів для заміни або капітального ремонту;

Загальна кількість викидів по завершенню життєвого циклу визначається за формулою:

$$FC_{C1-C4} = A_{tot} \cdot k_{dem} + (M_{w,r} + M_{w,lf}) \cdot L \cdot k_{tr} + M_{w,lf} \cdot k_w, \quad (6.16)$$

де $M_{w,r}$ – вага будівельних відходів, придатних до переробки та повторного використання;

$M_{w,lf}$ – вага будівельних відходів, що підлягають захороненню;

L – відстань від будівельного майданчика до підприємства з переробки або до місця захоронення;

k_{dem} – коефіцієнт викидів вуглекислого газу при розбиранні (ліквідації) будівлі;

k_w – коефіцієнт викидів вуглекислого газу при переробці та захороненні відходів.

Матеріали, отримані шляхом переробки, можуть бути застосовані в подальшому при зведенні аналогічної будівлі. Тому для оцінки користі від можливого використання цих матеріалів можна застосувати наступну формулу:

$$FC_{D,i} = FC_{A1-A3,i}^{recycled}, \quad (6.17)$$

де $FC_{A1-A3,i}^{recycled}$ – це сумарні викиди вуглекислого газу при видобуванні, транспортуванні та виробництві i -го переробленого матеріалу.

6.4 Методологія та результати оцінки вуглецевого сліду гібридної деревозалізобетонної багатоповерхової будівлі

Оцінка впливу матеріалу несучих конструкцій на вуглецевий слід багатоповерхової будівлі була виконана на прикладі 15-ти поверхової офісної будівлі для двох варіантів:

- 1) залізобетонний каркас рамної конструктивної системи;
- 2) гібридний деревозалізобетонний каркас комбінованої конструктивної системи з ядром жорсткості.

Залізобетонний каркас складають колони квадратного перерізу 400x400 мм та безбалкове перекриття товщиною 200 мм. Зовнішні стіни виконані з газобетонних блоків густиною 550 кг/м³ з утепленням мінераловатними плитами 100 мм.

Дерев'яні елементи гібридного деревозалізобетонного каркасу представлені колонами квадратного перерізу 400x400 мм. Деревозалізобетонне перекриття складається із головних балок перерізом 250x500 мм, другорядних балок - 125x250 мм, залізобетонної плити товщиною 80 мм. Зовнішні стіни виконані із стінових панелей за технологією легкого каркасу (стояки перерізом 150x50 мм з кроком 600 мм, обшиті деревно-стружковими плитами товщиною 12 мм) з утепленням ековатою 150 мм. Ядро жорсткості в обох варіантах виконано із залізобетону товщиною 250 мм.

Плани типового поверху та фрагмент перерізу розглянутих варіантів приведені на рис. 6.2, 6.3.

Витрати матеріалів для виготовлення несучих та огорожувальних конструкцій (каркасу, стін, перекриттів та покрівлі) приведені в табл. 6.3, 6.4.

Таблиця 6.3 – Витрати основних матеріалів на улаштування залізобетонного каркасу будівлі (варіант 1)

Варіант будівлі	Найменування матеріалу	Витрата матеріалу, м ³
1 Залізо- бетонний каркас	Бетон для улаштування колони	242
	Бетон для улаштування перекриття та покриття	1875
	Бетон для улаштування ядра жорсткості	225
	Загалом:	2342
	Арматура для улаштування колон	4.7
	Арматура для улаштування перекриття та покриття	21.5
	Арматура для улаштування ядра жорсткості	2.5
	Загалом:	28.7
	Газобетонні стінові блоки	966
	Мінераловатні плити	450

Таблиця 6.4 – Витрати основних матеріалів на улаштування гібридного деревозалізобетонного каркасу будівлі (варіант 2)

Варіант будівлі	Найменування матеріалу	Витрата матеріалу, м ³
2 гібридний каркас	Бетон для улаштування ядра жорсткості	225
	Арматура для улаштування ядра жорсткості	2.5
	Деревина для улаштування колон	242
	Деревина для улаштування головних балок	281
	Деревина для улаштування другорядних балок	246
	Деревина для улаштування стін	50
	Загалом:	819
	Ековата	675
	Деревно-стружкові плити	68

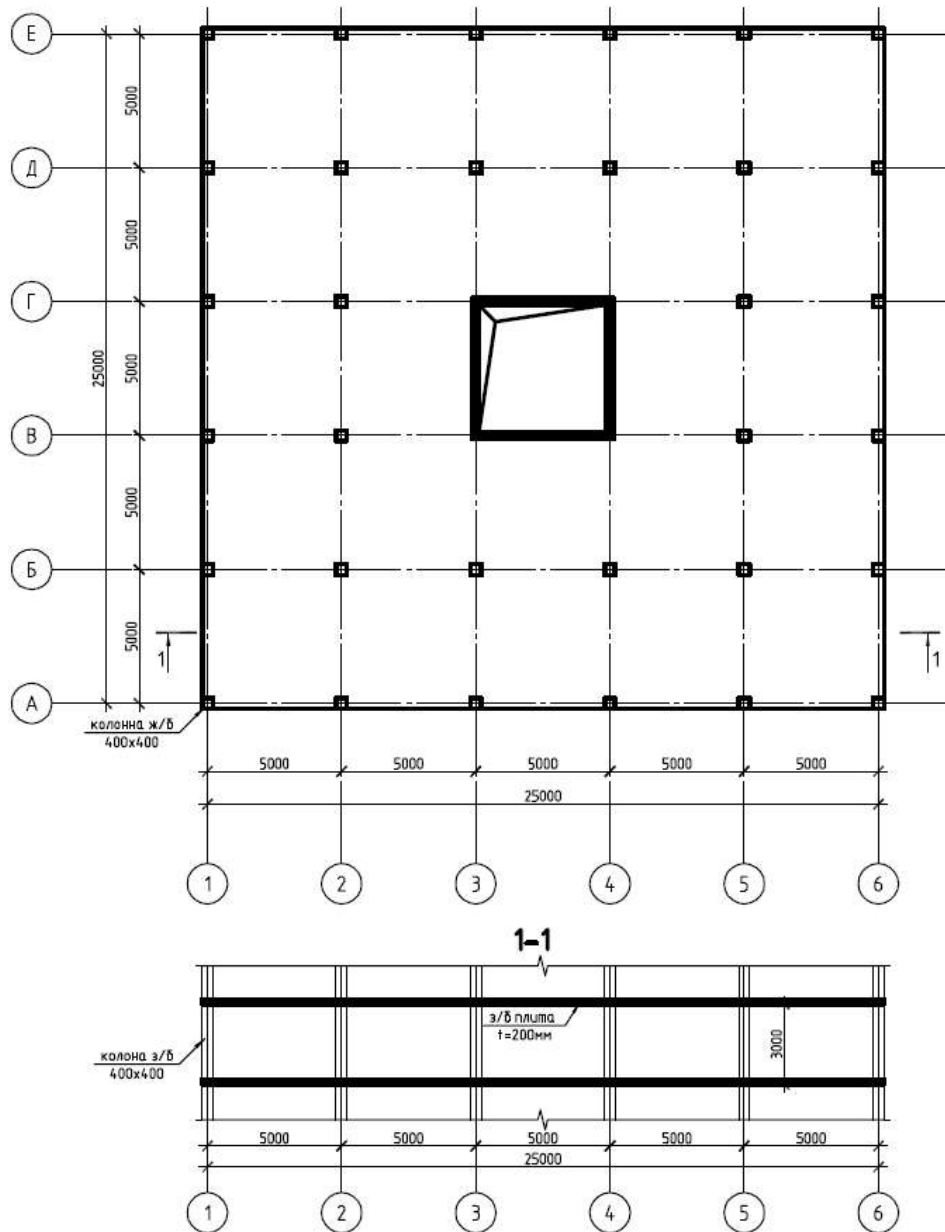


Рисунок 6.2 – Схема будівлі із залізобетонним каркасом рамної конструктивної системи (варіант 1)

Модулі А1-А3. Викиди при видобуванні, транспортуванні та переробці сировини

Сумарні викиди вуглецю для модулів А1-А3 визначалися для основних матеріалів, що використовуються для виготовлення каркасу та огорожувальних конструкцій, приведених в табл. 6.3.

При проведенні аналізу було враховано потенційний ефект від секвестрації, тобто поглинання та утримання, вуглекислого газу деревиною

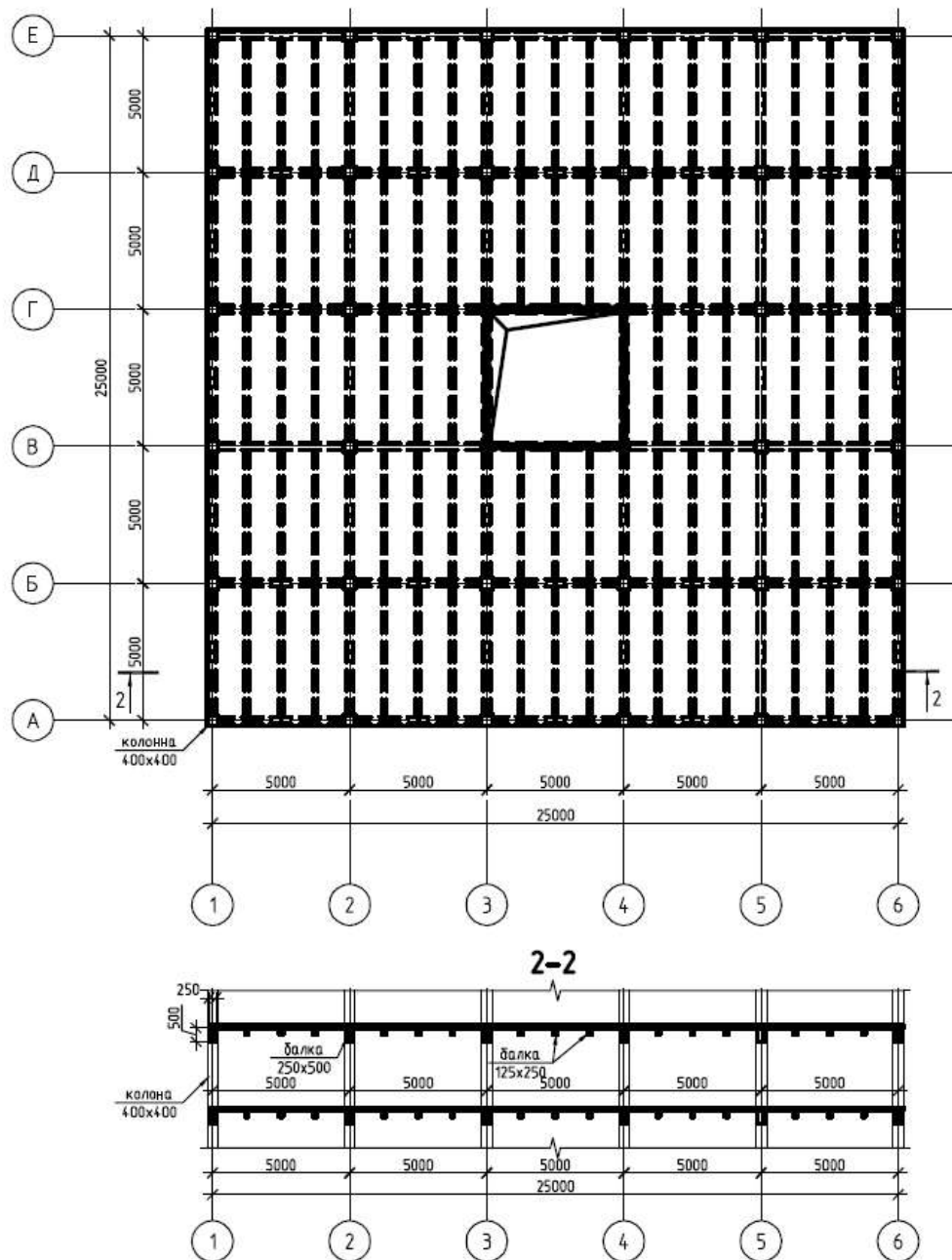


Рисунок 6.3 – Схема будівлі із гібридним деревозалізобетонним каркасом (варіант 2)

при дотриманні умов по стійкому лісокористуванню, плануванню та проведенню заходів з лісовідновлення, а також іншої подібного роду діяльності з ефективного менеджменту лісів.

Коефіцієнт викидів вуглекислого газу для основних матеріалів розглянутих варіантів будівель приймалися відповідно до даних [321] і представлені в табл.6.5.

Таблиця 6.5 – Коефіцієнти викидів вуглекислого газу [321]

Найменування матеріалу	Коефіцієнт викидів вуглекислого газу, кгСО ₂ екв/м ³
Бетон класу С20/25	333.6
Сталева арматура	12207
Дерев'яний брус (без урахування секвестрації СО ₂)	204.5
Дерев'яний брус (з урахуванням секвестрації СО ₂)	-718.4
Газобетонний блок (густина 550 кг/м ³)	196.9
Деревно-стружкові плити (без урахування секвестрації СО ₂)	627.7
Деревно-стружкові плити (з урахуванням секвестрації СО ₂)	-468.3
Мінераловатні плити	48.8
Ековата	76.4

Модуль А4. Викиди при транспортуванні від заводу-виробника до будівельного майданчика

Сумарні викиди вуглекислого газу для даного модуля визначалися з урахуванням кількості матеріалів, виду транспортного засобу та відстані між місцем виробництва та будівельним майданчиком на основі яких визначалася необхідна кількість поїздок для перевезення.

Для перевезення матеріалів передбачалася середня відстань проїзду 40 км. Для вантажних автомобілів було розглянуто дві поїздки (до будмайданчика та назад), включаючи доставку та розвантажену зворотну поїздку на місце розташування постачальника матеріалів.

Прийняті види транспорту та відповідні коефіцієнти викидів СО₂ приведені в табл. 6.6.

Таблиця 6.6 – Викиди CO₂ для транспортних засобів [322]

Найменування транспортного засобу	Викиди вуглекислого газу, кгCO ₂ екв/т км
Бетонозмішувач обсягом 6 м ³	0.154
Вантажна машина вантажопідйомністю 15 тонн	0.064

Модуль А5. Зведення будівлі.

Для розрахунку середнього значення викидів CO₂ в процесі зведення на будівельних майданчиках, за відсутності більш конкретної інформації методикою [323] рекомендується використовувати коефіцієнт, що залежить від кошторисної вартості проекту становить 2750 кгCO₂екв / 100 тис. грн.. Оскільки в Україні на національному рівні дослідження співвідношення витрат на будівництво та відповідних викидів на теперішній час не проводилися, то для даного модуля оцінка викидів не проводилась.

Модуль В1. Викиди протягом розрахункового терміну експлуатації будівлі

Для оцінки викидів вуглецю, що виникли на етапі експлуатації виконується оцінка загальних показників питомого енергоспоживання при опаленні, охолодженні та постачанні гарячої води в залежності від класу енергетичної ефективності.

Маса викидів парникових газів розраховується для кожного енергоносія за формулою:

$$CF_{B1} = EP \cdot k_{del,i} \quad (6.18)$$

де EP – поставлена енергія для будівлі відповідно до класу енергоефективності, кВт·год;

$k_{del,i}$ – коефіцієнт викидів вуглекислого газу в залежності від виду енергоносія, г/кВт·год.

Для всіх розглянутих варіантів було прийнято клас енергоефективності В. У випадку громадської будівлі показник питомого енергоспоживання при опаленні, охолодженні та постачанні гарячої води згідно [324] становить $EP = 38 \text{ кВт} \cdot \text{год} / \text{м}^3$,

Кондиціонований об'єм розглянутих будівель, при висоті поверху 3 м становить $25 \times 25 \times 15 \times 3 \text{ м} = 28\,125 \text{ м}^3$.

Поставлена енергія для будинку: $28\,125 \text{ м}^3 \times 38 \text{ кВт} \cdot \text{год} / \text{м}^3 = 1\,068\,750 \text{ кВт} \cdot \text{год}$.

Коефіцієнт викидів вуглекислого газу приймаємо як для електричної енергії $K_{CO_2} = 420 \text{ г} / \text{кВт} \cdot \text{год}$ згідно [324].

Маса викидів вуглекислого газу: $1\,068\,750 \text{ кВт} \cdot \text{год} \times 420 \text{ г} / \text{кВт} \cdot \text{год} / 1000 = 448\,875 \text{ кг}$.

Модуль С1. Викиди CO₂ при ліквідації будівлі

Згідно даних міжнародних звітів щодо моніторингу викидів при демонтажі [321] для традиційних багатоповерхових будівель коефіцієнт становить $3.4 \text{ кгCO}_2\text{екв} / \text{м}^2$ загальної площі. Моніторингові дані щодо викидів при ліквідації гібридних багатоповерхових будівель на теперішній час відсутні. З огляду на це, оцінка викидів за даним модулем не проводилась.

Модуль С2. Викиди CO₂ при транспортуванні будівельних відходів, придатних до переробки та повторного використання до відповідного підприємства, визначалися аналогічно викидам за модулем А4.

Модулі С3 та С4. Викиди CO₂ при захороненні будівельних відходів

Обчислення викидів для цих стадій виконувалось з урахуванням маси відходів, що непридатні до рециклінгу, коефіцієнтів викидів при транспортуванні до місця захоронення та коефіцієнту викидів при захороненні, що становить $0.013 \text{ кгCO}_2\text{екв} / \text{кг}$.

Викиди наприкінці життєвого циклу за модулями С2, С3 та С4 обчислювались за формулами:

$$FC_{C2} = M_{w,r} \cdot L \cdot k_{tr}, \quad (6.19)$$

$$FC_{C3} = M_{w,lf} \cdot L \cdot k_{tr}, \quad (6.20)$$

$$FC_{C4} = M_{w,lf} \cdot k_w, \quad (6.21)$$

де використані позначення приведені в описі до формули (6.16).

Модуль D. Потенціал повторного використання, переробки або рециклінга

При ліквідації гібридної будівлі всі елементи з деревини, на відміну від монолітного залізобетону, можуть бути перероблені в будматеріали для повторного використання.

Для аналізу можливого позитивного ефекту вважаємо, що в результаті переробки несучих дерев'яних конструкцій виготовляються конструкційний LVL-брус та орієтованостружкова плита. Коефіцієнт викидів вуглекислого газу для матеріалів, отримані шляхом переробки, дані для яких приведені в табл. 6.7. Відповідні викиди обчислювалися за формулою (6.17).

Таблиця 6.7 – Коефіцієнти викидів вуглекислого газу для матеріалів, отриманих шляхом переробки [322]

Найменування матеріалу	Коефіцієнт викидів вуглекислого газу, кгCO ₂ екв/кг
Конструкційний LVL-брус, ρ=490 кг/м ³	362,0
Орієтованостружкова плита, ρ=600 кг/м ³	208

Результати оцінки вуглецевого сліду багатоповерхових будівель із залізобетонним (варіант 1) та гібридним каркасом (варіант 2а - без урахування секвестрації CO₂ та варіант 2б - з урахуванням секвестрації CO₂ деревиною) приведені в табл. 6.8.

Таблиця 6.8 - Результати оцінки вуглецевого сліду багатопверхових будівель із залізобетонним та гібридним каркасом

Інформаційні модулі	Викиди вуглекислого газу за варіантами, тCO ₂ екв				
	1	2а	2б	коефіцієнт різниці	
A1-A3	1343.8	367.4	-463	3,66	-2,9
A4	5.1	0.65		7,85	
B	448.9	448.9		1	
C2	0	0.18		-	
C3	5.1	0.47		10.85	
C4	83.1	12.6		6.6	
D	0	-232,2		-	
Вуглецевий слід будівлі	1886	598	-232.4	3,15	-8,11

Діаграми викидів вуглецю за інформаційними групами та сумарні протягом життєвого циклу без урахування та з урахування секвестрації CO₂ приведені на рис. 6.4, 6.5.

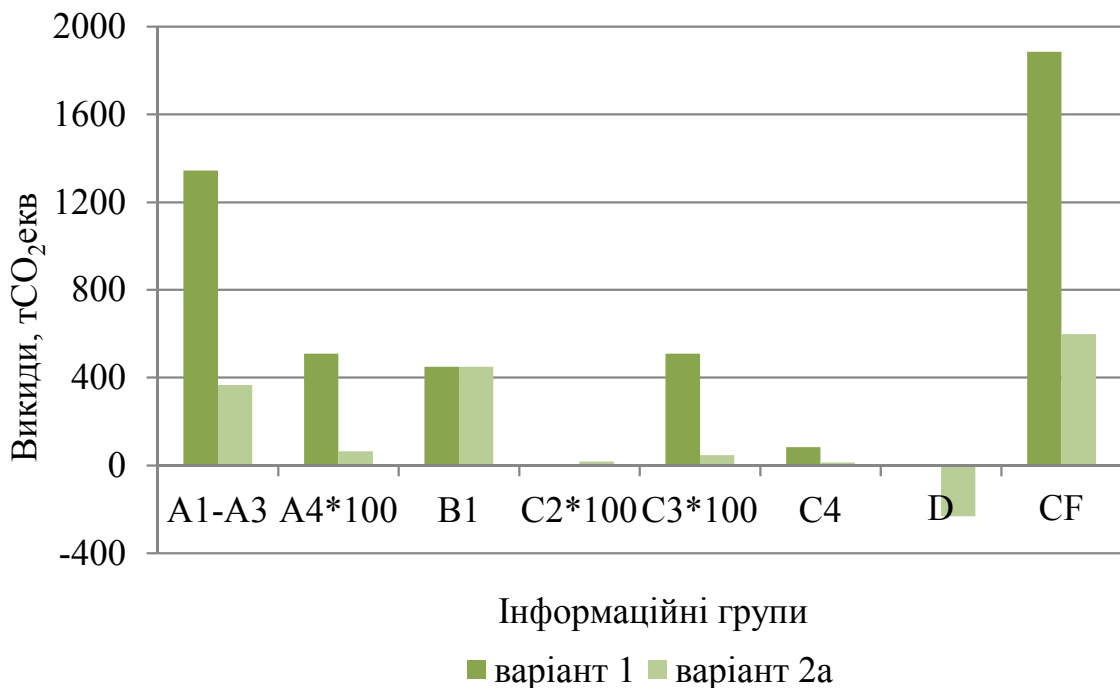


Рисунок 6.4 – Діаграма викидів вуглецю за інформаційними групами життєвого циклу та сумарних (CF) без урахування секвестрації CO₂

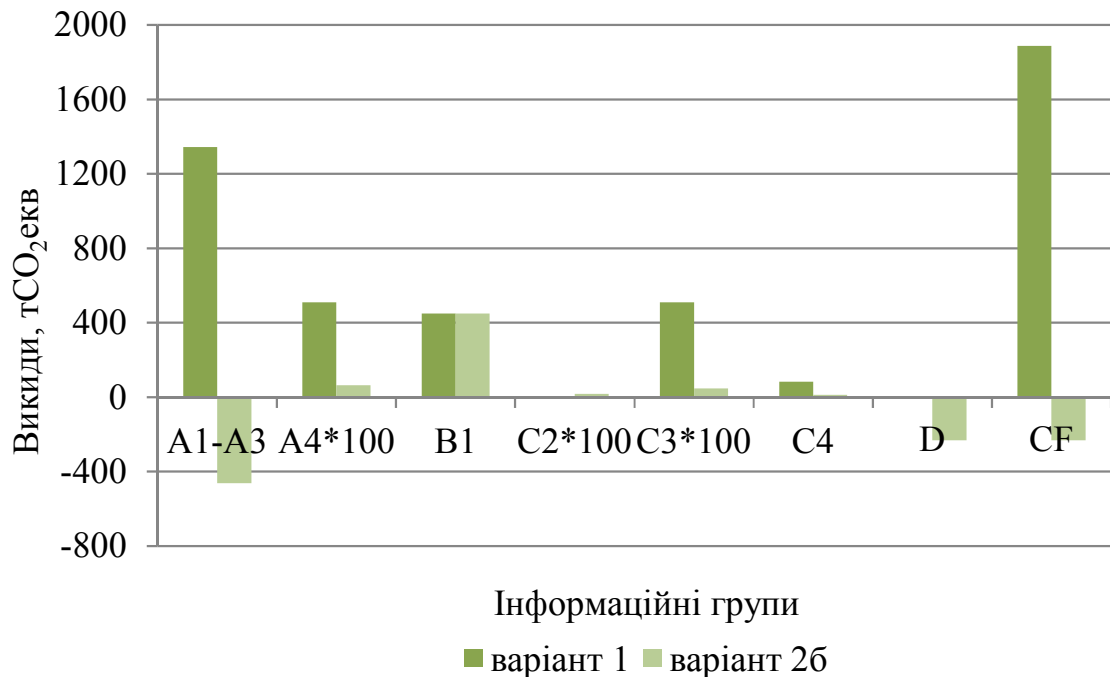


Рисунок 6.5 – Діаграма викидів вуглецю за інформаційними групами життєвого циклу та сумарних (CF) з урахуванням секвестрації CO₂

Сумарні викиди вуглекислого газу гібридної деревозалізобетонної будівлі становили 598 тCO₂екв, тоді як будівлі із залізобетонним каркасом – 1886 тCO₂екв. Як видно з отриманих даних, викиди при виробництві матеріалів та виробів для зведення гібридної будівлі зменшуються в 3.7 рази, при транспортуванні до будівельного майданчику – в 7.8 разів, при транспортуванні та захороненні будівельних відходів після ліквідації будівлі – в 10.8 та 6.6 разів, відповідно.

Окремо слід відзначити переваги використання дерев'яних конструкцій з точки зору потенційної переробки. Завдяки цій властивості деревини можливе зниження вуглецевого сліду додатково на 232 тCO₂екв.

Загалом для розглянутих варіантів та стадій життєвого циклу, застосування гібридної конструктивної системи з превалюючим використанням несучих елементів з деревини сприяє зменшенню вуглецевого сліду більше ніж в три рази, порівняно з традиційною будівлею з залізобетонним каркасом та перекриттями.

Від’ємне значення вуглецевого сліду з урахуванням секвестрації (варіант 2б), свідчить про можливість застосування гібридних багатоповерхових будівель з дерев’яними конструкціями як засобу для поглинання та утримання вуглекислого газу з атмосфери, що є додатковим шляхом у вирішенні глобальних екологічних проблем. При цьому необхідно відзначити, що галузь раціонального використання таких будівель обмежується умовами ресурсоефективного менеджменту лісів.

6.5 Висновки до розділу 6

1. Проведено аналіз та систематизовано сукупність факторів впливу будівельного об’єкту на навколишнє середовище, які визначаються процесами, що починаються з видобування сировини та продовжуються після демонтажу будівельного об’єкта.

2. На основі вимог європейських стандартів [320] запропонована методологія оцінки вуглецевого сліду (еквіваленту вуглекислого газу), що враховує всі стадії життєвого циклу, а також можливість рециклінгу складових елементів та матеріалів після ліквідації будівлі.

3. Проведена оцінка ефективності застосування багатоповерхових гібридних будівель з дерев’яними конструкціями за критерієм зменшення вуглецевого сліду. При цьому було розглянуто два альтернативні варіанти 15-ти поверхової будівлі: 1 – з повністю залізобетонним каркасом; 2 – з гібридним каркасом (колони та балки з клеєної деревини та залізобетонне ядро жорсткості). Порівняно із будівлею із залізобетонним каркасом викиди при виробництві матеріалів та виробів для зведення гібридної будівлі зменшуються в 3.7 рази, при транспортуванні до будівельного майданчику – в 7.8 разів, при транспортуванні та захороненні будівельних відходів після ліквідації будівлі – в 10.8 та 6.6 разів, відповідно.

4. Встановлено, що застосування гібридної конструктивної системи з превалюючим використанням несучих елементів з деревини сприяє зменшенню

вуглецевого сліду більше ніж в три рази. При цьому завдяки придатності деревини до переробки з метою повторного використання зниження вуглецевого сліду становить 232 тСО₂екв. Застосування гібридних багатоповерхових будівель з дерев'яними конструкціями забезпечує поглинання та утримання вуглекислого газу з атмосфери завдяки явищу секвестрації. Отримані дані підкреслюють важливість вибору конструкційного матеріалу при проектуванні за критеріями сталості життєвого циклу та доцільність застосування гібридних систем в багатоповерховому будівництві. При цьому необхідно відзначити, що галузь раціонального використання таких будівель обмежується жорсткими умовами ресурсоефективного менеджменту лісів.

Матеріали досліджень, викладені в даному розділі, опубліковані в роботах [325-3299].

6.6 Список використаних джерел в розділі 6

У розділі 6 використані джерела [320-324]. Їх найменування представлені у загальному списку використаних джерел.

ВИСНОВКИ

У дисертації виконано теоретичне узагальнення і запропоновано нове вирішення важливої науково-практичної проблеми, яка полягає в дослідженні та розробці наукових та методологічних положень, методів розрахунку та проектування гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель з урахуванням діаграм деформування, повзучості матеріалів та показників екологічного впливу на навколишнє середовище протягом життєвого циклу.

Виконані дослідження дозволяють зробити такі основні висновки:

1. Запропоновано конструктивні рішення гібридного деревозалізобетонного ребристого перекриття, які забезпечують створення протипожежних відсіків в межах окремого поверху, можливість вільного планування приміщень та максимально можливе використання деревини та інженерних виробів на її основі з точки зору відповідності критеріям стійкого розвитку. Розроблені конструктивні рішення основних вузлів з'єднань несучих конструкцій гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель, а саме стик колон по висоті; стик колон з фундаментом; сполучення балок та колон; сполучення балок та залізобетонних конструкцій; з'єднання вертикальних в'язей з колонами та балками, які полегшують виконання монтажних робіт, підвищують геометричну точність з'єднання елементів та забезпечують вогнестійкість з'єднувальних елементів.

2. Встановлені закономірності зміни параметрів НДС конструкцій гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель в залежності від конструктивної схеми. Вперше на прикладі будівлі-прототипу обґрунтовано вибір конструктивної схеми та спосіб забезпечення просторової жорсткості гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель висотою до 20-ти поверхів включно.

3. Досліджено вплив повзучості матеріалів (деревини та бетону) на напружено-деформований стан гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель, який полягає в істотному (1.8-3.7 разів) збільшенні

вертикальних переміщень несучих конструкцій. Значна різниця у деформаційних характеристиках та повзучості обумовлює появу нерівномірних вертикальних переміщень. Запропоновано метод компенсації нерівномірних вертикальних переміщень несучих конструкцій гібридних деревозалізобетонних багатопверхових будівель, який полягає у корекції розмірів поперечного перерізу вертикальних елементів.

4. Сформульовано рекомендації щодо розрахунку гібридних деревозалізобетонних багатопверхових будівель, які включають вимоги до фізичної моделі будівлі, призначення характеристик матеріалів, методи визначення параметрів напружено-деформованого стану, моделювання з'єднань, а також необхідні перевірки за результатами розрахунку. Особливістю розрахунків гібридних деревозалізобетонних будівель є необхідність перевірки за нерівномірними вертикальними переміщеннями.

5. Проведено комплекс експериментальних досліджень матеріалів та виробів для застосування в гібридних деревозалізобетонних багатопверхових будівлях. Отримані дані щодо фізико-механічних характеристик клеєної деревини, несучої здатності та деформативності натурних балок, болтових з'єднань та з'єднань на металевих пластинах.

6. Удосконалено методіку експериментального дослідження міцності та деформативності деревини в зоні взаємодії з металевим нагелем шляхом поєднання стандартних методик з методами оптичної фізики (лазерної голографічної інтерферометрії). Отримано нові дані щодо характеру взаємодії металевого з'єднувального елемента з деревиною, а також криві залежностей «навантаження-переміщення» та міцність деревини сосни на вдавлювання.

7. Розроблено чисельно-аналітичний метод оцінки напружено-деформованого стану деревозалізобетонних конструкцій, що працюють на згин, з урахуванням діаграм деформування матеріалів і з'єднань та ступеня спільної роботи елементів конструкції.

8. Запропонована теоретична залежність для визначення модуля ковзання з'єднання під дією навантаження. З використанням отриманої

залежності та відомих розрахункових методик розроблено алгоритм розрахунку деревозалізобетонних конструкцій, що працюють на згин, з урахуванням діаграми деформування з'єднання і армування розтягнутої зони бетонного елемента. Встановлено, що при навантаженнях, які відповідають пластичним деформаціям з'єднання, напруження згідно лінійно-пружної моделі виявляються заниженими в порівнянні з пропонованою методикою. Несуча здатність плити, визначена з урахуванням армування, забезпечує сприйняття розрахункового згинального моменту до навантажень, що викликають руйнування дерев'яної балки, при дотриманні умови раціонального використання міцнісних властивостей стиснутого бетону і розтягнутої арматури.

9. Удосконалено метод моделювання напружено-деформованого стану з'єднань з металевими зв'язками (нагелями, болтами тощо) шляхом розбиття масиву деревини на дві області – глобальну з нормованими значеннями фізико-механічних властивостей деревини та локальну в зоні вдавнення з приведеними характеристиками. Виконано тестове моделювання зразків деревини, випробуваних на вдавнення болта з реєстрацією деформацій поверхні, та болтового з'єднання на сталевих пластинах в ПК ANSYS 14.5. Запропонований метод дозволяє більш достовірно моделювати характер деформування з'єднання під навантаженням.

10. Удосконалена методика розрахунку сполучення дерев'яних балки та колони шляхом дискретизації вузла на окремі компоненти, яка оснований на вимогах і положеннях чинних стандартів і дозволяє виконувати проектування вузлів з використанням нормованих характеристик.

11. На основі вимог EN 15978 запропонована методологія оцінки вуглецевого сліду, що враховує всі стадії життєвого циклу, а також можливість рециклінгу складових елементів та матеріалів після ліквідації будівлі. Проведена оцінка вуглецевого сліду та встановлено, що застосування гібридних деревозалізобетонних будівель сприяє зменшенню вуглецевого сліду більше ніж в три рази. При цьому завдяки придатності деревини до переробки з метою

повторного використання, а також поглинання вуглекислого газу з атмосфери можливе додаткове зниження вуглецевого сліду.

12. Загалом в результаті проведених досліджень розроблено загальний методологічний підхід, основні положення та принципи розрахунку і проектування конструкцій гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель з урахуванням діаграм деформування, повзучості матеріалів та обґрунтовано їх застосування з точки зору критеріїв стійкості життєвого циклу та циркулярної ресурсоефективної економіки при відповідності вимогам щодо надійності, несучої здатності та експлуатаційної придатності.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. The Impacts of Construction and the Built Environment // Willmott Dixon : веб-сайт. URL: www.willmottdixon.co.uk/asset/download/9462 (дата звернення: 04.01.2021).
2. Ortiz O., Castells F., Sonnemann G. Sustainability in the construction industry: A review of recent developments based on LCA. *Construction and building materials*. 2009. Vol. 23(1). P. 28-39.
3. Spence R., Mulligan H. Sustainable development and the construction industry. *Habitat international*. 1995. Vol. 19(3). P. 279-292.
4. Horvath A. Construction materials and the environment. *Annual Review of Environment and Resources*. 2004. Vol. 29. P. 181-204.
5. Лапина О. А. Экологические требования к проектам строительства. *Вестник евразийской науки*. 2013. №5 (18). URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/ekologicheskie-trebovaniya-k-proektam-stroitelstva> (дата звернення: 04.01.2021).
6. Самойленко Н.Н., Байрачный В.Б. Экология устойчивого города : монография. Харьков: «Щедра садиба плюс», 2015. 168 с.
7. Orabi W., Zhu Y., Ozcan-Deniz G. Minimizing Greenhouse Gas Emissions from Construction Activities and Processes. *Construction Research Congress 2012*. 2012. P. 1859–1868. URL: <https://doi.org/10.1061/9780784412329.187> (дата звернення: 04.01.2021).
8. Giunta M., Lo Bosco D., Leonardi G., Scopelliti F. Estimation of Gas and Dust Emissions in Construction Sites of a Motorway Project. *Sustainability*. 2019. Vol. 11(24), 7218. URL: <https://doi.org/10.3390/su11247218> (дата звернення: 04.01.2021).
9. Bringing Embodied Carbon Upfront // World Green Building Council : веб-сайт. URL: <https://www.worldgbc.org/embodied-carbon> (дата звернення: 04.01.2021).
10. Huang L., Krigsvoll G., Johansen F., Liu Y., Zhang X. Carbon emission

of global construction sector. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*. 2018. Vol. 81. P. 1906–1916. URL: <https://doi:10.1016/j.rser.2017.06.001> (дата звернення: 04.01.2021).

11. Spence R., Mulligan H. Sustainable development and the construction industry. *Habitat International*. 1995. Vol. 19(3), P. 279–292. URL: [https://doi:10.1016/0197-3975\(94\)00071-9](https://doi:10.1016/0197-3975(94)00071-9) (дата звернення: 04.01.2021).

12. Du Pisani J. Sustainable development – historical roots of the concept *Environmental Sciences*. 2006. Vol. 3(2). P. 83-96. URL: <https://doi.org/10.1080/15693430600688831> (дата звернення: 04.01.2021).

13. Wong K., Fan Q. Building information modelling (BIM) for sustainable building design. *Facilities*. 2013. Vol. 31 (3/4). P. 138-157. URL: <https://doi.org/10.1108/02632771311299412> (дата звернення: 04.01.2021).

14. Akadiri P. O., Chinyio E. A., Olomolaiye P. O. Design of a sustainable building: A conceptual framework for implementing sustainability in the building sector. *Buildings*. 2012. Vol. 2(2). P. 126-152. URL: <https://doi.org/10.3390/buildings2020126> (дата звернення: 04.01.2021).

15. Klein Woolthuis R. J. (2010). Sustainable entrepreneurship in the Dutch construction industry. *Sustainability*. 2010. Vol. 2(2). P.505-523. URL: <https://doi.org/10.3390/su2020505> (дата звернення: 04.01.2021).

16. Closing the loop - An EU action plan for the Circular Economy // European Commission : веб-сайт. URL: http://eur-lex.europa.eu/resource.html?uri=cellar:8a8ef5e8-99a0-11e5-b3b7-01aa75ed71a1.0012.02/DOC_1&format=PDF (дата звернення: 04.01.2021).

17. Fritz Benachio G. L., Freitas M. do C. D., Tavares S. F. Circular economy in the construction industry: A systematic literature review. *Journal of Cleaner Production*. 2020. Vol. 260. 121046. URL: <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2020.121046> (дата звернення: 04.01.2021).

18. Arora M., Raspall F., Cheah L., Silva A. Buildings and the circular economy: Estimating urban mining, recovery and reuse potential of building components. *Resources, Conservation and Recycling*. 2020. Vol. 154. 104581. URL:

<https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2019.104581> (дата звернення: 04.01.2021).

19. Leising, E., Quist, J., Bocken, N. Circular Economy in the building sector: Three cases and a collaboration tool. *Journal of Cleaner Production*. 2018. Vol. 176. P. 976–989. URL: <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2017.12.010> (дата звернення: 04.01.2021).

20. Stephan A., Athanassiadis A. Towards a more circular construction sector: Estimating and spatialising current and future non-structural material replacement flows to maintain urban building stocks. *Resources, Conservation and Recycling*. 2018. Vol. 129. P. 248–262. URL: <https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2017.09.022> (дата звернення: 04.01.2021).

21. Buchanan A. H., Levine S. B. Wood-based building materials and atmospheric carbon emissions. *Environmental Science & Policy*. 1999. Vol. 2(6), P. 427-437. URL: [https://doi.org/10.1016/S1462-9011\(99\)00038-6](https://doi.org/10.1016/S1462-9011(99)00038-6) (дата звернення: 04.01.2021).

22. Gustavsson L., Sathre R. Variability in energy and carbon dioxide balances of wood and concrete building materials. *Building and Environment*. 2006. Vol. 41(7). P. 940-951. URL: <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2005.04.008> (дата звернення: 04.01.2021).

23. Nässén J., Holmberg J., Wadeskog A., Nyman M. Direct and indirect energy use and carbon emissions in the production phase of buildings: an input–output analysis. *Energy*. 2007. Vol. 32(9). P. 1593-1602. URL: <https://doi.org/10.1016/j.energy.2007.01.002> (дата звернення: 04.01.2021).

24. Dodoo A., Gustavsson L., Sathre R. Carbon implications of end-of-life management of building materials. *Resources, Conservation and Recycling*. 2009. Vol. 53(5). P. 276-286. URL: <https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2008.12.007> (дата звернення: 04.01.2021).

25. Peng C. Calculation of a building's life cycle carbon emissions based on Ecotect and building information modeling. *Journal of Cleaner Production*. 2016. Vol. 112, Part 1. P. 453-465. URL: <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2015.08.078> (дата звернення: 04.01.2021).

26. ДБН В.1.1-7:2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги [На заміну ДБН В. 1.1-7-2002; чинний від 2017-06-01]. Вид. офіц. Київ : Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2017. 35 с.

27. ДБН В.2.2-15:2019 Житлові будинки. Основні положення [На заміну ДБН В.2.2-15-2005, ДБН В.3.2-2-2009; чинний від 2019-12-01]. Вид. офіц. Київ : Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2019. 43 с.

28. Green M. Case for Tall Wood Buildings Report. 2012. URL: <https://cwc.ca/wp-content/uploads/publications-Tall-Wood.pdf> (дата звернення: 04.01.2021).

29. Bernhard G. Mass Timber Building Systems: Understanding the Options. 2015. URL: <http://www.woodworks.org/wp-content/uploads/NE-WSF-150916-GAFNER-Mass-Timber-Building-Systems.pdf> (дата звернення: 04.01.2021).

30. Panorama Giustinelli : веб-сайт. URL: <http://www.panoramagiustinelli.it/en> (дата звернення: 04.01.2021).

31. Zangerl M., Tahan N. LCT ONE. Wood Design & Building. 2012. URL: http://wooddesign.dgtpub.com/2013/2013-02-28/pdf/LCT_ONE.pdf (дата звернення: 04.01.2021).

32. Summary Report: Survey of International Tall Wood Buildings. 2014. URL: <https://www.naturallywood.com/wp-content/uploads/2020/08/survey-of-international-tall-wood-buildings.pdf> (дата звернення: 04.01.2021).

33. Stadthaus, 24 Murray Grove, London. 2009. URL: http://eoinc.weebly.com/uploads/3/0/5/1/3051016/murray_grove_case_study.pdf (дата звернення: 04.01.2021).

34. Think Wood : веб-сайт. URL: <https://www.thinkwood.com/projects> (дата звернення: 04.01.2021).

35. Malo K.A., Abrahamsen R.B., Bjertnæs M.A. Some structural design issues of the 14-storey timber framed building “Treet” in Norway. *European Journal*

of Wood and Wood Products. 2016. Vol. 74, pp. 407–424. URL: <https://doi.org/10.1007/s00107-016-1022-5> (дата звернення: 24.06.2020).

36. About Mjøstårnet : веб-сайт URL: <https://www.moelven.com/mjostarnet/> (дата звернення: 24.06.2020).

37. Brock Commons – Tallwood House // The University of British Columbia : веб-сайт. URL: <https://vancouver.housing.ubc.ca/residences/brock-commons/> (дата звернення: 04.01.2021).

38. Tannert T., Moudgil M. Structural Design, Approval, and Monitoring of a UBC Tall Wood Building. *Structures Congress 2017*. 2017. pp. 541 – 547. URL: <https://doi.org/10.1061/9780784480410.045> (дата звернення: 24.06.2020).

39. Timber Tower Research Project // SOM : веб-сайт. URL: https://www.som.com/ideas/research/timber_tower_research_project (дата звернення: 04.01.2021).

40. The Construction Revolution Continues as Cross-Laminated Timber Goes Modular // Treehugger. Sustainability for All : веб-сайт. URL: <https://www.treehugger.com/construction-revolution-continues-cross-laminated-timber-goes-modular-4858141> (дата звернення: 04.01.2021).

41. Building Systems by Stora Enso // Wood Products : : веб-сайт. URL: <https://www.woodproducts.fi/wood-elements/building-systems-stora-enso> (дата звернення: 04.01.2021).

42. Zaccaro V. L. Timber-concrete hybrid innovations: A framework to evaluate economical and technical factors for the construction market : Master Thesis. Stockholm, KTH, School of Architecture and the Built Environment, 2017. URL: <http://kth.diva-portal.org/smash/get/diva2:1116788/FULLTEXT01.pdf> (дата звернення: 04.01.2021).

43. Mass Timber High-Rise Design Research: Museum Tower in Los Angeles Reimagined in Mass Timber / M. Timmers et al. *SEAOC Convention Proceedings*. 2015. URL: <http://www.woodworks.org/wp-content/uploads/Mass-Timber-Highrise-Design-Research.pdf> (дата звернення: 04.01.2021).

44. Skullestad J. L., Bohne R. A., Lohne J. High-rise Timber Buildings as a

Climate Change Mitigation Measure – A Comparative LCA of Structural System Alternatives. *Energy Procedia* 2016. Vol. 96. P. 112–123. <https://doi.org/10.1016/j.egypro.2016.09.112> (дата звернення: 04.01.2021).

45. Timber Tower Research Project. Final Report. 2013. URL: <http://www.som.com/FILE/20378/timber-tower-final-report-and-sketches.pdf> (дата звернення: 04.01.2021).

46. Алмазов В.О., Климов А.Н. Экспериментальное исследование напряженно-деформированного состояния конструкций высотного здания. *Вестник МГСУ*. 2013. №10. С. 102–109 URL: <http://doi.org/10.22227/1997-0935.2013.10.102-109> (дата звернення: 26.10.2020).

47. Алмазов В.О., Плотников А.И., Расторгуев Б.С. Проблемы сопротивления зданий прогрессирующему разрушению. *Вестник МГСУ*. 2011. №2-1. С.15-20.

48. Бамбура А. Н., Сазонова И. Р. Особливості розрахунку висотного житлового будинку. *Строительство, материаловедение, машиностроение. Серия : Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения*. 2006. Вып. 37. С. 21-28.

49. Бамбура А. Н., Сазонова И. Р. Некоторые особенности моделирования и расчетов высотных зданий. *Строительство, материаловедение, машиностроение. Серия : Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения*. 2008. Вып. 47. С. 32-39.

50. Барашиков А. Я., Ротко С. В., Ужегова О. А., Задорожнікова І. В. Використання ЕОМ для ефективного розрахунку будівельних конструкцій. *Вісник Національного університету «Львівська політехніка»*. 2010. № 662. С. 26-34.

51. Барабаш М. С., Дармороз Т. Л. Особливості конструктивних рішень, які можуть застосуватися до споруд каркасного типу для будівництва в сейсмічних районах. *Вісник Національного авіаційного університету*. 2008.

№ 3. С. 160-162.

52. Барабаш М. С. Чисельне моделювання напружено-деформованого стану конструкцій з урахуванням стадій життєвого циклу будівель і споруд : автореф. дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.01. Одеська державна академія будівництва та архітектури. Одеса, 2014. 40 с.

53. Blikharskyu Z., Vashkevych R., Vegera P., Blikharskyu Y. Crack Resistance of RC Beams on the Shear. *Proceedings of CEE 2019. Lecture Notes in Civil Engineering*, Vol 47. p. 17-24.

54. Вегера П.І., Вашкевич Р.В., Хміль Р.Є., Бліхарський З.Я. Методика розрахунку похилих перерізів залізобетонних балок без поперечного армування та з зовнішньою композитною арматурою. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*. 2019. Вип. 77. С. 38-45.

55. Vegera, P., Vashkevych, R., Khmil, R., & Blikharskyu, Z. The improved design method of shear strength of reinforced concrete beams without transverse reinforcement. *Selected Scientific Papers-Journal of Civil Engineering*. 2017. Vol. 12(2). p. 39-45.

56. Городецкий А. С., Барабаш М. С. Учет нелинейной работы железобетонных конструкций в практических расчетах. *Строительство, материаловедение, машиностроение. Серия : Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения*. 2014. Вып. 77. С. 54-58.

57. Городецкий А., Барабаш М., Судак В., Печенов С. Комплексные системы проектирования и управления строительством с использованием полнофункциональной информационной модели здания (BIM), зарубежный и отечественный, перспективы развития. *Проблеми розвитку міського середовища*. 2014. Вип. 2. С. 181-191.

58. Городецкий А. С., Барабаш М. С. BIM-технология интеграции программных комплексов при проектировании строительных объектов. *Будівельне виробництво*. 2017. № 63(1). С. 34-40.

59. Егоров Е.А., Кучеренко А.Е. Поиск эффективной топологии

структурных конструкций на основе полуопределенной оптимизации. *Комп'ютерне моделювання: аналіз, управління, оптимізація*. 2019. № 1. С. 9-14.

60. Кулябко В. В., Кущенко В. Н., Нечитайло А. Е., Ярошенко Д. С., Макаров А. В., Масловский А. В. Развитие и внедрение альтернативных расчетных моделей и методов в задачах динамики сооружений. *Строительство, материаловедение, машиностроение. Серия : Компьютерные системы и информационные технологии в образовании, науке и управлении*. 2014. Вып. 78. С. 143-149.

61. Лантух-Лященко А. И. Вероятностная оценка ресурса железобетонных элементов. *Промислове будівництво та інженерні споруди*. 2019. Вип. 3. С. 13-17. URL: http://nbuv.gov.ua/UJRN/Pbis_2019_3_3 (дата звернення: 26.10.2020).

62. Пічугін С. Ф., Махінько А. В. До питання формулювання узагальненої моделі вітрового впливу на висотні споруди. *Металеві конструкції*. 2013. Т. 19, № 2. С. 111-120. URL: http://nbuv.gov.ua/UJRN/MetKon_2013_19_2_7 (дата звернення: 26.10.2020).

63. Пічугін С. Ф., Семко В. О., Прохоренко Д. А. Застосування при новому будівництві легких систем, що швидко монтуються. *Збірник наукових праць Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво*. 2010. Вип. 2. С. 62-67. URL: http://nbuv.gov.ua/UJRN/Znprgmb_2010_2_14 (дата звернення: 26.10.2020).

64. Перельмутер А. В., Пичугин С. Ф. Расчетные сочетания нагрузок для проверки надежности конструкций (обзор). *Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського*. 2015. Вип. 15. С. 4-47. URL: http://nbuv.gov.ua/UJRN/ZNPISK_2015_15_3 (дата звернення: 26.10.2020).

65. Перельмутер А. В., Юрченко В. В. Дослідження області несучої здатності тонкостінних стержневих елементів із холодногнутих профілів. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*. 2019.

Вип. 75. С. 53-60. URL: http://nbuv.gov.ua/UJRN/Vodaba_2019_75_8 (дата звернення: 26.10.2020).

66. Слободянюк С. О., Буратинський А. П. Розрахунок залізобетонних рам МСЕ з урахуванням повзучості й віброповзучості. *Вестник Харьковського національного автомобільно-дорожного університета*. 2013. Вып. 63. С. 85-92. URL: http://nbuv.gov.ua/UJRN/vhad_2013_63_17 (дата звернення: 26.10.2020).

67. Слободянюк С.О., Буратинський А.П., Климпотюк Д.В., Титюк А.О, Шаповал В.Г. Теорія тривалої міцності та стійкості стержневих залізобетонних систем з урахуванням повзучості та віброповзучості бетону. Частина I. Дніпропетровськ : ДВНЗ «ПДАБА», «Середняк Т.К.», 2014. 156 с.

68. Слободянюк С.О., Буратинський А.П., Щербачов А.Д., Слободянюк О.С., Шаповал А.В. Теорія тривалої міцності та стійкості стержневих залізобетонних систем з урахуванням повзучості та віброповзучості бетону. Частина II. Дніпропетровськ : ДВНЗ «ПДАБА», «Середняк Т.К.», 2015. 150 с.

69. Слободянюк С.О., Буратинський А.П., Щербачов А.Д., Слободянюк О.С., Хамрик О.В. Теорія тривалої міцності та стійкості стержневих залізобетонних систем з урахуванням повзучості та віброповзучості бетону. Частина III. Дніпропетровськ : ДВНЗ «ПДАБА», «Середняк Т.К.», 2016. 201 с.

70. Шмуклер В. С., Бабаев В. Н. Конструктивные системы для объектов различного назначения. Опыт проектирования и возведения. *Комунальне господарство міст. Серія : Технічні науки та архітектура*. 2014. Вип. 114. С. 2-17.

71. Шмуклер В.С., Лугченко О.І., Нажем А.Х. Чисельна верифікація одного підходу біонічної раціоналізації конструкцій. *Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту*. 2020. Вип. 189. С. 37 – 53.

72. Shmukler V., Hamad F.S., Reznik P. Experimental Test Method for Structures Under the Impact of Temperature Actions. *Proceedings of CEE 2019. Lecture Notes in Civil Engineering*. 2020. Vol 47. pp 377-383.

73. Шмуклер В. С. Новые энергетические принципы рационализации конструкций. *Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту*. 2017. №. 167. С. 54-69.
74. Ашкенази Е. К., Ганов Э. В. Анизотропия конструкционных материалов. Ленинград : Машиностроение, 1980. 347 с.
75. Ашкенази Е.К. Опыт применения первой классической гипотезы к оценке прочности древесины при сложных напряженных состояниях. *Техн. информ. по результатам НИИР*. 1954. № 15. С. 27–32.
76. Белянкин Ф.П. Прочность древесины при скалывании вдоль волокон. Киев : АН УССР, 1955. 140 с.
77. Васильев О. Ю. Довговічність плоских та просторових наскрізних дерев'яних конструкцій : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01. Харків, 2015. 23 с.
78. Гомон С. Методика досліджень основних механічних та деформативних властивостей суцільної та клеєної деревини. *Праці Міжнародної науково-технічної конференції «Пошкодження матеріалів під час експлуатації, методи його діагностування і прогнозування»*, 24-27 вересня 2019 р. Тернопіль : ТНТУ, 2019. С. 198–200.
79. Гомон С. С., Гомон С.С., Зінчук А.В. Дослідження модифікованої силором клеєної деревини на стиск вздовж волокон. *Вісті Донецького гірничого інституту*. 2017. № 1. С. 134-138. URL: http://nbuv.gov.ua/UJRN/Vdgi_2017_1_21 (дата звернення: 08.05.2020).
80. Иванов В.А. Деревянные конструкции. Киев : Госстройиздат УССР, 1962. 412 с.
81. Конструкции из дерева и пластмасс : Примеры расчета и конструирования : Учеб. пособие для вузов / под ред. В.А. Иванова. Киев : Вища школа, 1981. 391 с.
82. Журавлев А.А., Вержбовский Г.Б., Еременко Н.Н. Пространственные деревянные конструкции. олов-на-Дону : ОАО ИПФ «Малыш», 2003. 518 с.

83. Калугин А.В. Клееные деревянные конструкции в современном строительстве. Промышленное и гражданское строительство : *Научно-технический и производственный журнал*. 2011. Вып. 7(2). С. 32-37.
84. Кліменко В.З. Эффективный конструкційний матеріал - клеєна деревина. *Будівництво України : Науково-виробничий журнал*. 2009. Вып. 9/10. С. 16-20.
85. Лабудин Б.В. Совершенствование клееных деревянных конструкций с пространственно-регулярной структурой: монографія. Архангельск : Изд-во АГТУ, 2007. 267 с.
86. Найчук А. Я., Серов Е. Н., Захаркевич И. Ф. Некоторые особенности расчета клееных деревянных конструкций. *Современные металлические и деревянные конструкции*. 2009. С. 212–218.
87. Новицький С. В. Деревинознавчі аспекти сухостійної деревини сосни звичайної. *Науковий вісник НЛТУ України*. 2018. Т. 28, № 6. С. 109–112.
88. Фурсов В. В., Ковлев Н. Н. К вопросу о национальных нормативных документах Украины в деревянном строительстве. *Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського*. 2009. Вып. 3. С. 6-12. URL: http://nbuv.gov.ua/UJRN/ZNPISK_2009_3_3 (дата звернення: 08.05.2020).
89. Фурсов В. В., Бидаков А. Н., Пурыдзянхах М., Васильев А. Ю. Влияние анизотропных свойств древесины на ее прочностные характеристики/ *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. 2014. Вып. 29. С. 376-381. URL: http://nbuv.gov.ua/UJRN/rmkbs_2014_29_54 (дата звернення: 08.05.2020).
90. Фурсов В. В., Ковлев Н. Н., Васильев А. Ю. Современные конструкции из клееной древесины. *Промислове будівництво та інженерні споруди*. 2010. № 2. С. 34–41.
91. Стоянов В. В., Арсирий А. Н., Стоянов В. О. Современные стеновые деревянные панели как эффективные ограждающие конструкции зданий с железобетонным каркасом. *Вісник Одеської державної академії*

будівництва та архітектури. 2013. Вип. 52. С. 243-247. URL: http://nbuv.gov.ua/UJRN/Vodaba_2013_52_38 (дата звернення: 08.05.2020).

92. Бойко А. В., Стоянов В. В., Бояджи А. А., Коршак О. М., Чучмай С. М. Проектирование деревянных полигональных сводчатых покрытий. *Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту*. 2017. Вип. 174. С. 27-32. URL: http://nbuv.gov.ua/UJRN/Znpudazt_2017_174_6 (дата звернення: 08.05.2020).

93. Серов Е. Н., Лабудин Б. В. Клееные деревянные конструкции: состояние и проблемы развития. *Известия ВУЗов. Лесной журнал*. 2013. №2 (332). URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/kleenye-derevyannye-konstruktsii-sostoyanie-i-problemy-razvitiya> (дата обращения: 04.11.2020).

94. Серов Е.Н., Хапин А.В. Выбор критерия прочности для клееной древесины изгибаемых и сжато-изгибаемых элементов. *Лесной журнал*. 1984. № 1. С. 72–76.

95. Бібік Д. В. Напружено-деформований стан збірно-монолітних сталезалізобетонних балок з урахуванням фізичної нелінійності : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01. Полтава, 2011. 232 с.

96. Бібік Д.В., Бібік В.М. Аналіз напружено-деформованого стану нормального перерізу сталезалізобетонної балки. *Збірник наукових праць ПолтНТУ. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво*. 2012. Вип. 3(33). С. 17–23.

97. Воскобійник О. П. Методологія нормування технічних станів сталезалізобетонних конструкцій : автореф. дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.01. Полтава. 2014. 40 с.

98. Воскобійник О. П. Сталезалізобетон: надійність, технічні стани, ризики : монографія. Донецьк : Донбас, 2014. 394 с.

99. Гасій Г.М. Несуча здатність та деформативність сталезалізобетонних структурних покриттів : автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. Полтава. 2008. 20 с.

100. Гасій Г. М. Просторові структурно-вантові сталезалізобетонні

конструкції : монографія. Полтава : АСМІ, 2018. 347 с.

101. Стороженко Л. І., Гасій Г. М., Гапченко С. А. Просторові сталезалізобетонні структурно-вантові покриття : монографія. Полтава : АСМІ, 2015. 218 с.

102. Стороженко Л. І., Єрмоленко Д. А., Демченко О. В. Експериментальні дослідження високоміцних бетонів для ядер трубобетонних елементів. *Ресурсоеконом. матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. 2013. Вип. 27. С. 228-234.

103. Стороженко Л. І., Єрмоленко Д. А. Сумісна робота компонентів у трубобетонному конструктивному елементі. *Вісник Національного університету «Львівська політехніка»*. 2010. Вип 662. С. 350-353.

104. Ізбаш М.Ю. Локально попередньо напружені сталезалізобетонні конструкції для нового будівництва та реконструкції : автореф. дис... д-ра техн. наук: 05.23.01. Харків, 2008. 42 с.

105. Ізбаш М.Ю. Розробка методів підвищення точності розрахунку вогнестійкості сталезалізобетонних конструкцій : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01. Харків, 2019. - 20 с.

106. Стороженко Л. І., Нижник О. В. Дослідження та проектування сталезалізобетонних безбалкових і часторебристих перекриттів. Полтава : Дивосвіт, 2011. 300 с.

107. Нижник О. В. Безбалкові та часторебристі сталезалізобетонні перекриття : монографія. Полтава : Шевченко Р. В., 2012. 379 с.

108. Семко О.В. Надійність сталезалізобетонних конструкцій : дис... д-ра техн. наук: 05.23.01. Полтава, 2006. 469 с.

109. Семко О. В. Імовірнісні аспекти розрахунку сталезалізобетонних конструкцій. Полтава : ПолтНТУ ім. Юрія Кондратюка, 2004. 314 с.

110. Сталезалізобетонні конструкції: Дослідження, проектування, будівництво, експлуатація : зб. наук. ст. / за. ред. Л. І. Стороженко. Криворізький технічний університет, Полтавський державний технічний університет ім. Ю.Кондратюка. Кривий Ріг, 1998. 251 с.

111. Дослідження і проектування сталезалізобетонних структурних конструкцій : монографія / Л. І. Стороженко та ін. Полтава : АСМІ, 2008. 262 с.
112. Сталезалізобетонні структурні конструкції / Л. І. Стороженко та ін. Полтава : ПолтНТУ, 2006. 144 с.
113. Сталезалізобетонні каркаси багатоповерхових будівель : монографія / Л. І. Стороженко та ін. Полтава : Пусан А. Ф., 2017. 278 с.
114. Фабрика Ю.М. Міцність та деформативність сталезалізобетонних балкових конструкцій : дис... канд. техн. наук: 05.23.01. Львів ; Дубляни, 2005. 202 с.
115. Міцність і деформативність сталезалізобетонних конструкцій / Ю. М. Фабрика та ін. Львів : Априорі, 2007. 136 с.
116. Михайловський Д. В. Врахування дійсного напружено-деформованого стану у вузлах та елементах конструкцій з клеєної деревини : дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.01. Київ, 2020. 378 с.
117. Михайловський Д.В. Світовий досвід і перспективи розвитку багатоповерхового будівництва з деревини. *Вісник Одеського державної академії будівництва та архітектури*. 2019. Вип. 61. С. 270 – 277.
118. Михайловський, Д. В., Мавдюк А. М.. Особливості розрахунку та застосування дерев'яно-бетонних композитних плит. *Будівельні конструкції: теорія і практика*. 2018. Вип. 2. С. 135-145.
119. Арленинов П.Д. Деформирование и устойчивость сжатых и внецентренно-сжатых стержневых железобетонных элементов с учетом ползучести и трещинообразования : дис... канд. техн. наук: 05.23.01. Москва, 2016. 143 с.
120. Маслов Г.Н. Термонапряженное состояние в бетонных массивах с учетом ползучести бетона. *Изв. ВНИИГ*. Т. 28. 1940. С.175-178.
121. Арутюнян Н.Х. Ползучесть стареющих материалов. Ползучесть бетона. *Механика в СССР за 50 лет, т.3. МТТ*. 1972. С.155 - 202.
122. Chen P., Zheng W., Wang Y., Chang W. Analysis and Modelling of Shrinkage and Creep of Reactive Powder Concrete. *Applied Sciences*. 2018. Vol. 8(5)

: 732. URL: <https://doi.org/10.3390/app8050732>.

123. Ржаницын А.Р. Теоретические предпосылки к построению методов расчета деревянных конструкций во времени. *Исследования прочности и деформативности древесины*. 1956. С. 21-31.

124. Квасников Е.Н. Вопросы длительного сопротивления древесины и конструктивных материалов из дерева и слоистых пластиков. Л. 1972. 95 с.

125. Прокопович И.Е., Зедгенидзе В.А. Прикладная теория ползучести. М. : Стройиздат, 1980. 240 с.

126. Пятикрестовский К.П. Силовое сопротивление пространственных деревянных конструкций при кратковременных и длительных нагрузках : дис. ... д-ра техн. наук. - М., 2011. 320 с.

127. Ranta-Maunus A. Creep of timber during eight years in natural environments. *Proceedings of the 6th World Conference on Timber Engineering*. Whistler Resort, British Columbia (Canada). 2000. Paper No 8-5-2.

128. Granello G. Long-Term Behaviour of Post-tensioned Timber Structures : PhD Thesis : Earthquake Engineering. University of Canterbury, 2018. 226 p.

129. Вареник А.С., Вареник К.А. О ползучести древесины. *Научное обозрение. Технические науки*. 2015. № 1. С. 99-100.

130. Mårtensson, A. Mechanical Behaviour of Wood Exposed to Humidity Variations : PhD Thesis : Structural Engineering. Lund University, Sweden, 1992. 189 p.

131. Toratti, T. (1992). Creep of timber beams in a variable environment : PhD Thesis : Structural Engineering . University of Technology, Helsinki, 1992. 182 p.

132. Hanhijärvi A. Modelling of creep deformation mechanisms in wood. Espoo : VTT Technical Research Centre of Finland, 1995. 152 p.

133. Samarakkody D. I., Thambiratnam D. P., Chan T. H. T., Moragaspiya P. H. N. Differential axial shortening and its effects in high rise buildings with composite concrete filled tube columns. *Construction and Building Materials*. 2017. Vol. 143. P. 659–672. URL: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.11.091> (дата звернення:

24.06.2020).

134. Yi T., Tong X. Differential Column Shortening Effects in Typical Medium-to High-Rise Buildings. *New Horizons and Better Practices*. 2007. URL: [https://doi.org/10.1061/40946\(248\)97](https://doi.org/10.1061/40946(248)97) (дата звернення: 24.06.2020)

135. Park H. S. Optimal compensation of differential column shortening in high-rise buildings. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*. 2003. Vol. 12(1), P. 49–66. URL: <https://doi.org/10.1002/tal.212> (дата звернення: 24.06.2020).

136. E. C.Slooten, Feasibility study of a wood-concrete hybrid super tall building and optimization of its wind-induced behaviour : Master Thesis. Delft University of Technology. Delft, 2018. p. 273. URL: <http://resolver.tudelft.nl/uuid:01da1849-6478-46c9-8a59-e6c7c2e4fb47> (дата звернення: 24.06.2020).

137. Willebrands O. Differential Vertical Shortening in Timber-Concrete High-rise Structures : Master Thesis. Delft University of Technology. Delft, 2017. 205 p. URL: <http://resolver.tudelft.nl/uuid:7c3367c2-8700-4704-b913-bf0e957ab5b4> (дата звернення: 24.06.2020).

138. Кліменко В.З. Ефективний конструкційний матеріал - клеєна деревина. *Будівництво України* : Науково-виробничий журнал. 2009. Вип. 9/10. С. 16-20.

139. Калугин А.В. Клееные деревянные конструкции в современном строительстве. Промышленное и гражданское строительство : *Научно-технический и производственный журнал*. 2011. Вип. 7(2). С. 32-37.

140. Brock Commons Tallwood House // Think Wood : веб-сайт. URL: <https://www.thinkwood.com/projects/brock-commons-tallwood-house> (дата звернення: 04.01.2021).

141. Cross Laminated Timber // EAL Consult. Building Sustainability : веб-сайт. URL: <https://www.ealconsult.com/cross-laminated-timber/> (дата звернення: 04.01.2021).

142. Sousa H.S., Branco J.M., Lourenço P.B. Glulam Mechanical Characterization. *Trans Tech Publications: Materials Science Forum, Advanced*

Materials Forum VI. 2013. Vol. 730-732. P. 994-999.
 URL: doi.org/10.4028/www.scientific.net/MSF.730-732.994 (дата звернення: 20.03.2020).

143. Steiger R., Arnold M., Fontana M. Revisiting EN 338 and EN 384 basics and procedures. *Conference: Meeting 39 of CIB-W18*, At Florence, Italy. 2006. Vol. 39. P. 39-62. URL: https://www.researchgate.net/publication/278673351_Revisiting_EN_338_and_EN_384_basics_and_procedures (дата звернення: 20.03.2020).

144. Hiramatsu Y., Fujimoto K., Miyatake A. Strength properties of glued laminated timber made from edge-glued laminae II: bending, tensile, and compressive strength of glued laminated timber. *J Wood Sci*. 2011. Vol. 57. P. 66–70. URL: <https://doi.org/10.1007/s10086-010-1127-0> (дата звернення: 08.05.2020).

145. Gao S., Xu M., Guo N., Zhang Y. Mechanical Properties of Glued-Laminated Timber with Different Assembly Patterns. *Advances in Civil Engineering*. 2019. Vol. 2019. URL: <https://doi.org/10.1155/2019/9495705> (дата звернення: 08.05.2020).

146. Ehrhart T., Steiger R., Fink G., Frangi A. Experimental investigation of tensile strength and stiffness indicators regarding European beech timber. *World Conference on Timber Engineering WCTE*. 2016. URL: https://www.researchgate.net/publication/306915201_Experimental_investigation_of_tensile_strength_and_stiffness_indicators_regarding_European_beech_timber (дата звернення: 08.05.2020).

147. ДБН В.2.6-161:2017. Дерев'яні конструкції. Основні положення [чинні від 2018-01-02]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2017. 111 с.

148. ДСТУ EN 408:2003. Лісоматеріали конструкційні. Конструкційна та клеєна шарувата деревина. Визначення деяких фізичних та механічних властивостей [чинні від 01.07.2009]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2009. URL: http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=66659 (дата звернення: 20.03.2020).

149. EN 1194:1999. Timber structures. Glued laminated timber. Strength classes

and determination of characteristic values. 1999.
 URL: <https://webstore.ansi.org/standards/bsi/bsen11941999> (дата звернення: 20.03.2020).

150. Van der Linden, Marius Leonardus Robertus, and H. J. Blass. "Timber-concrete composite floor systems." *International Wood Engineering Conference, New Orleans, USA, 3-309-3-316*. 1996.

151. Yeoh D.E.C., Fragiacomio M., Buchanan A., Crews K., Haskell J., Deam B. Development of semi-prefabricated timber-concrete composite floors in Australasia. *10th World Conference on Timber Engineering (WCTE 2008)*, Miyazaki, Japan, 2-5 Jun 2008. URL: <http://hdl.handle.net/10092/2641> (дата звернення: 04.01.2021).

152. Manaridis A. Evaluating of timber-concrete composite floors. Master's Thesis. Lund University. 2010. 131 p. URL: <http://lup.lub.lu.se/student-papers/record/3358528> (дата звернення: 04.01.2021).

153. Абдрахманов И.С. Прочность и деформативность деревожелезобетонных изгибаемых элементов при статических и повторных нагружениях : дис. ... д-ра тех. наук : 05.23.01. Москва, 2011. 419 с.

154. Ратнер В.И. Деревобетонное перекрытие. *Строительная промышленность*. 1930. №5. С. 408-411.

155. Мельников Ю.О. Определение несущей способности объединенных деревобетонных балок. *Труды Сиб. АДИ*. 1968. №1. С.75-79.

156. Савицький М. В., Новіченко Н. В., Нікіфорова Т. Д., Бендерський Ю. Б. Технологія ґрунтового екологічного будівництва. *Строительство, материаловедение, машиностроение. Серия: Создание высокотехнологических экокомплексов в Украине на основе концепции сбалансированного (устойчивого) развития*. 2013. Вып. 68. С. 349 - 354.

157. Premrov M., Dobrila P. (2012). Experimental analysis of timber-concrete composite beam strengthened with carbon fibres. *Construction and Building Materials*. 2012. Vol. 37. P. 499-506. URL: [doi:10.1016/j.conbuildmat.2012.08.005](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.08.005)

(дата звернення: 04.01.2021).

158. TiComTec : Load Bearing Constructions using Wood Concrete-Composite Technique with glued-in HBV // Shear Connectors : веб-сайт. URL: <https://ticomtec.de/hbv-systeme/hbv-decken/> (дата звернення: 04.01.2021).

159. Dias A. M. P. G. Mechanical behaviour of timber-concrete joints : PhD Thesis. Univercity de Coimbra, Portugal, 2005. 303 p.

160. Лоскутова, Д. В. Экспериментальные исследования узловых соединений деревянных элементов на металлических зубчатых пластинах при изгибе. *Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета*. 2008. Вып. 4. С. 74-80.

161. Савицкий Н.В., Коваль Е.А., Перегинец И.И., Шехоркина С.Е. Результаты испытаний соединений деревянных конструкций на металлических зубчатых пластинах. *Строительство, материаловедение, машиностроение*. Днепропетровск. 2010. Вып. 56. С. 414-423.

162. Руднев И. В., Жаданов, В. И. Методика расчета соединений элементов деревянных конструкций на стальных вклеенных пластинах. *Вестник Оренбургского государственного университета*. 2015. Вып. 5. С. 155-161.

163. Соболев М. М., Руднев И. В., Абрамов В. А. Моделирование клеевых соединений металла с древесиной в программном комплексе ANSYS. *Университетский комплекс как региональный центр образования, науки и культуры*. 2016. С. 238-241.

164. Girhammar U. A., Pan D. H. Exact static analysis of partially composite beams and beam-columns. *International Journal of Mechanical Sciences*. 2007. Vol. 49(2). P. 239–255. URL: <https://doi.org/10.1016/j.ijmecsci.2006.07.005> (дата звернення: 04.01.2021).

165. Lengyel A. J., Ecsedi I. Static and dynamic analyses of composite beams with interlayer slip. *Journal of Computational and Applied Mechanics*. 2015. Vol. 10(1). P. 25-40. URL: <http://www.mech.uni-miskolc.hu/jcam/files/10-1/10-1-LengyelEcsedi-V10N1-01.pdf> (дата звернення: 04.01.2021).

166. Girhammar U. A. A simplified analysis method for composite beams with interlayer slip. *International Journal of Mechanical Sciences*. 2009. Vol. 51(7). P. 515–530. URL: <https://doi.org/10.1016/j.ijmecsci.2009.05.003> (дата звернення: 04.01.2021).

167. EN 1995-1-1:2004. Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings [Valid from 2004-12-15]. BSI, 2004. 124 p.

168. ДСТУ-Н Б EN 1995-1-1:2010. Єврокод 5. Проектування дерев'яних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1995-1-1:2004, IDT) [Чинний від 2013-01-07]. Київ : Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2013. – 147 с.

169. Mascia N. T., Forti N. C. S., Soriano J., Nicolas E. A., Forti T. L. D. Study of concrete–timber composite beams using an analytical approach based on the principle of virtual work and experimental results. *Engineering Structures*. 2013. Vol. 46. P. 302–310. URL: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.07.035> (дата звернення: 04.01.2021).

170. Auclair S. C., Sorelli L., Salenikovich A. Simplified nonlinear model for timber-concrete composite beams. *International Journal of Mechanical Sciences*. 2016. Vol. 117. P. 30–42. URL: <https://doi.org/10.1016/j.ijmecsci.2016.07.019> (дата звернення: 04.01.2021).

171. Gelfi P., Giuriani E., Marini A. Stud Shear Connection Design for Composite Concrete Slab and Wood Beams. *Journal of Structural Engineering*. 2002. Vol. 128(12). P. 1544–1550. URL: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2002\)128:12\(1544\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:12(1544)) (дата звернення: 04.01.2021).

172. Dias A. M. P. G., Cruz H. M. P., Lopes S. M. R., Van de Kuilen J. W. Stiffness of dowel-type fasteners in timber–concrete joints. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*. 2010. Vol. 163(4). P. 257–266. URL: <https://doi.org/10.1680/stbu.2010.163.4.257> (дата звернення: 04.01.2021).

173. Dias A. M. P. G. Non linear modelling of timber-concrete composite structures. *11th World Conference on Timber Engineering*. 2010. Vol. 1. P. 131–139. URL: <https://www.researchgate.net/publication/264855448> (дата звернення: 04.01.2021).

174. Dias A. M. P. G., Martins A. R. D., Simões L. M. C., Providência P. M., Andrade A. A. M. Statistical analysis of timber–concrete connections – Mechanical properties. *Computers & Structures*. 2015. Vol. 155. P. 67–84. URL: <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2015.02.036> (дата звернення: 04.01.2021).

175. Oudjene M., Meghlat E.-M., Ait-Aider H., Batoz J.-L. Non-linear finite element modelling of the structural behaviour of screwed timber-to-concrete composite connections. *Composite Structures*. 2013. Vol. 102. P. 20–28. URL: <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2013.02.007> (дата звернення: 04.01.2021).

176. Khorsandnia N., Valipour H., Crews K. Structural Response of Timber-Concrete Composite Beams Predicted by Finite Element Models and Manual Calculations. *Advances in Structural Engineering*. 2014. Vol. 17(11). P. 1601–1621. URL: <https://doi.org/10.1260/1369-4332.17.11.1601> (дата звернення: 04.01.2021).

177. Гомон С. С., Алексієвець В. І. Робота та розрахунок сталевих нагельних з'єднань дерев'яних конструкцій за повторних навантажень : монографія. Рівне, 2013. 111 с. URL: <http://ep3.nuwm.edu.ua/1725/1/732819%20zah.pdf> (дата звернення: 14.07.2020).

178. Була С. Деформативність вузлів дерев'яних конструкцій на з'єднаннях типу “сталь-деревина”. *Вісник національного університету “Львівська політехніка”*. Серія: Теорія і практика будівництва. 2017. Вип. 877. С. 18–24. URL : <http://ena.lp.edu.ua:8080/handle/ntb/44217> (дата звернення: 14.07.2020).

179. Михайловський Д. В., Матющенко Д. М. Практичні рекомендації по розрахунку карнизних вузлів гнучо клеєних рам з клеєної деревини з врахуванням складного напруженого стану Михайловський. *Scientific Journal «ScienceRise»*. 2018. Vol. 12 (53). P. 44 – 53. URL : <https://doi.org/10.15587/2313->

8416.2018.153370 (дата звернення: 14.07.2020).

180. Кліменко В. З., Михайловський Д. В. Порівняльний аналіз розрахунків дерев'яних конструкцій за вітчизняними нормами та стандартами США : монографія. Київ : Сталь, 2007. 78 с.

181. Михайловський Д. В. Врахування дійсного напружено-деформованого стану у вузлах та елементах конструкцій з клеєної деревини : дис. ... д-а техн. Наук : 05.23.01. Київ, 2020. 378 с.

182. Sawata K., Sasaki T., Kanetaka S.. Estimation of shear strength of dowel-type timber connections with multiple slotted-in steel plates by European yield theory. *Journal of Wood Science*. 2006. Vol. 52(6). P. 496–502. URL: doi:10.1007/s10086-006-0800-9 (дата звернення: 14.07.2020).

183. Fan X. H., Zhang S. D., Qu W. J. Load-Carrying Behaviour of Dowel-Type Timber Connections with Multiple Slotted-in Steel Plates. *Applied Mechanics and Materials*. 2011. Vol. 94-96. P. 43–47. URL : doi:10.4028/www.scientific.net/amm.94-96.43 (дата звернення: 14.07.2020).

184. Yurrita M., Cabrero J. M., Quenneville P. Brittle failure in the parallel-to-grain direction of multiple shear softwood timber connections with slotted-in steel plates and dowel-type fasteners. *Construction and Building Materials*. 2019. Vol. 216. P. 296–313. URL : doi:10.1016/j.conbuildmat.2019.04.100 (дата звернення: 14.07.2020).

185. Guo J., Shu Z. Theoretical Evaluation of Moment Resistance for Bolted Timber Connections. *MATEC Web of Conferences*. 2019. Vol. 303. 03003. URL : doi:10.1051/mateconf/201930303003 (дата звернення: 14.07.2020).

186. Савицький М. В., Бендерський Ю. Б., Бабенко М. М. Оцінка екологічних параметрів об'єктів будівництва. *Збірник наукових праць Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво*. 2014. №. 3 (1). С. 144-149.

187. Савицький Н. В., Никифорова Т. Д. Методы оценки экономической эффективности энергосберегающих технологий. *Будівельні конструкції. Всеукраїнська науково-практична конференція «Реконструкція будівель та*

споруд. Досвід та проблеми. 2001. С. 591-596.

188. Нікіфорова Т. Д. Наукові основи і методи розрахунку конструкцій заглиблених будівель з урахуванням зовнішніх впливів : автореф. дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.01. Дніпропетровськ, 2016. - 44 с.

189. Перегінець І. І. Малоповерхові житлові будинки з дерев'яним каркасом для будівництва доступного житла : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01. Київ, 2012. - 21 с.

190. Iurchenko I., Koval O., Savytskyi M., Limam K. Economic Feasibility Evaluation of Building Passive. *Journal of Energy and Power Engineering Houses*. 2014. Vol. 8(6). P. 1047-1053.

191. Савицкий, Н. В., Юрченко, Е. Л., Коваль, Е. А., Ковтун-Горбачева Т. А. Совершенствование методики рационального проектирования малоэтажных жилых зданий с учетом их жизненного цикла. *Theoretical foundations of civil engineering*. 2011. Vol. № 19. – P. 307 – 312.

192. Yurchenko Y. L., Koval O. O., Savytskyi M. V. Economic feasibility of energy-efficient and passive house construction in Ukraine. *Строительство, материаловедение, машиностроение. Серия: Создание высокотехнологических экокомплексов в Украине на основе концепции сбалансированного (устойчивого) развития*. 2013. Вып. 68. С. 462-468.

193. Options of sustainable development of region's territory / Savytskyi M. V. et al. *Scientific Bulletin of National Mining University*. 2015. Vol. 4. P. 157-161.

194. Тимошенко Е. А., Савицкий Н. В. Анализ и характеристика основных факторов, влияющих на экологическую безопасность помещений жилых зданий. *Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури*. 2015. Вып. 1. С. 18-26.

195. Sustainable housing and human settlement : monograph / under the general ed. M. Savytskyi. Dnipro : SHEE «Prydniprovaska State Academy of Civil Engineering and Architecture»; Bratislava : Slovak University of Technology, 2018. 263 p.

196. Тимошенко Е. А., Савицкий Н. В. Перспективы сертификации жилых зданий по зеленым стандартам в Украине. *Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури*. 2016. Вип. 4. С. 26-34.
197. De Wolf C., Pomponi F., Moncaster A. Measuring embodied carbon dioxide equivalent of buildings: A review and critique of current industry practice. *Energy and Buildings*. 2017. Vol. 140. P. 68–80. URL: doi:10.1016/j.enbuild.2017.01.075.
198. Soust-Verdaguer B., Llatas C., García-Martínez A. (2016). Simplification in life cycle assessment of single-family houses: A review of recent developments. *Building and Environment*. 2016. Vol 103. P. 215–227. URL: doi:10.1016/j.buildenv.2016.04.014.
199. Resch E., Lausset C, Brattebø H., Andresen I. An analytical method for evaluating and visualizing embodied carbon emissions of buildings. *Building and Environment*. 2020. Vol. 168. 106476. URL: <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2019.106476>
200. Moncaster A. M., Symons K. E. A method and tool for “cradle to grave” embodied carbon and energy impacts of UK buildings in compliance with the new TC350 standards. *Energy and Buildings*. 2013. Vol. 66. P. 514–523. URL: doi:10.1016/j.enbuild.2013.07.046.
201. Moussavi Nadoushani Z. S., Akbarnezhad A. Effects of structural system on the life cycle carbon footprint of buildings. *Energy and Buildings*. 2015. Vol. 102. P. 337–346. URL: doi:10.1016/j.enbuild.2015.05.044.
202. Eberhardt L. C. M., Birgisdottir H., Birkved M. Potential of Circular Economy in Sustainable Buildings. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2019. Vol. 471. 092051. URL: doi:10.1088/1757-899x/471/9/092051.
203. Rasmussen F., Birkved M., Birgisdóttir H. Upcycling and Design for Disassembly – LCA of buildings employing circular design strategies. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*. 2019. Vol. 225. 012040. URL: doi:10.1088/1755-1315/225/1/012040
204. Ormazabal M., Jaca C., Puga-Leal R. Analysis and Comparison of Life

Cycle Assessment and Carbon Footprint Software. *Advances in Intelligent Systems and Computing*. 2014. P. 1521–1530. URL: doi:10.1007/978-3-642-55122-2_131.

205. Speck R., Selke S., Auras R., Fitzsimmons J. Life cycle assessment software: Selection can impact results. *Journal of Industrial Ecology*. 2016. Vol. 20(1). P. 18-28.

206. Hicks A.L., Theis T.L. A comparative life cycle assessment of commercially available household silver-enabled polyester textiles. *Int J Life Cycle Assess*. 2017. Vol. 22. P. 256–265. URL: <https://doi.org/10.1007/s11367-016-1145-2>.

207. Potrč Obrecht T., Röck M., Hoxha E., Passer A. BIM and LCA Integration: A Systematic Literature Review. *Sustainability*. 2020. Vol. 12(14). P. 5534. URL: doi:10.3390/su12145534.

208. Wastiels L.; Decuyper R. Identification and comparison of LCA-BIM integration strategies. *IOP Conference Series : Earth and Environmental Science*. 2019. Vol. 323. 012101. URL: doi:10.1088/1755-1315/323/1/012101.

209. Antón L.Á., Diaz J. Integration of Life Cycle Assessment in a BIM Environment. *Procedia Engineering*. 2014. Vol. 85. P. 26-32. URL: <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2014.10.525>.

210. Basbagill J., Flager F., Lepech M., Fischer M. Application of life-Cycle assessment to early stage building design for reduced embodied environmental impacts. *Building and Environment*. 2013. Vol. 60. P. 81–92. URL: <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2012.11.009>.

211. Shafiq N., Nurrudin M.F., Gardezi S.S.S., Bin Kamaruzzaman A. Carbon footprint assessment of a typical low rise office building in Malaysia using building information modelling (BIM). *International Journal of Sustainable Building Technology and Urban Development*. 2015. Vol. 6(3). P. 157–172. URL: <https://doi.org/10.1080/2093761X.2015.1057876>.

212. Cavalliere C., Dell’Osso G.R., Pierucci A., Iannone F. Life cycle assessment data structure for building information modelling. *Journal of cleaner production*. 2018. Vol. 199. P. 193–204.

213. Foliente G. C. Developments in performance-based building codes and

standards. *Forest Products Journal*. 2000. Vol.50 (7/8). P. 12-21.

214. Becker R. *Fundamentals of performance-based building design. Building Simulation*. 2008. Vol. 1(4). P. 356–371.

215. Spekkink D., Jasuja M. Performance based design of buildings. PeBBu Domain 3. Final domain report. Netherlands : Rotterdam, 2005. 99 p. URL: <http://www.irbnet.de/daten/iconda/CIB22208.pdf>.

216. Easa S. M., Yan W. Y. Performance-Based Analysis in Civil Engineering: Overview of Applications. *Infrastructures*. 2019. Vol. 4(2). P. 28. URL: [doi:10.3390/infrastructures4020028](https://doi.org/10.3390/infrastructures4020028).

217. Scheib J., Pless, S., Torcellini P. Energy-Performance-Based Design-Build Process: Strategies for Procuring High-Performance Buildings on Typical Construction Budgets. 2014. URL: <https://www.osti.gov/servlets/purl/1155108> (Preprint. ACEEE Summer Study on Energy Efficiency in Buildings).

218. Hollberg A., Ruth J. *LCA in architectural design—a parametric approach. The International Journal of Life Cycle Assessment*. 2016. Vol. 21(7). P. 943–960. URL:[doi:10.1007/s11367-016-1065-1](https://doi.org/10.1007/s11367-016-1065-1).

219. Santos R., Costa A. A., Silvestre J. D., Pyl L.. Integration of LCA and LCC analysis within a BIM-based environment. *Automation in Construction*. 2019. Vol. 103. P. 127–149.

220. Meex E., Hollberg A., Knapen E., Hildebrand L., Verbeeck, G. (2018). Requirements for applying LCA-based environmental impact assessment tools in the early stages of building design. *Building and Environment*. 2018. Vol. 133. P. 228–236. URL: [doi:10.1016/j.buildenv.2018.02.016](https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2018.02.016).

221. Hollberg A., Lützkendorf T., Habert G. Top-down or bottom-up? – How environmental benchmarks can support the design process. *Building and Environment*. 2019. Vol. 153. P. 148-157. URL: [doi:10.1016/j.buildenv.2019.02.026](https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2019.02.026).

222. Schlegl F., Gantner J., Traunspurger R., Albrecht S., Leistner, P. (2019). LCA of buildings in Germany: Proposal for a future benchmark based on existing databases. *Energy and Buildings*. 2019. Vol. 194. P. 342–350. URL: [doi:10.1016/j.enbuild.2019.04.038](https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2019.04.038).

223. Pacheco-Torgal F. Introduction to the environmental impact of construction and building materials. *Eco-Efficient Construction and Building Materials*. 2014. P. 1–10. URL:<https://doi.org/10.1533/9780857097729.1>.

224. LEED (Leadership in Energy and Environmental Design) : веб-сайт. URL: <http://leed.usgbc.org/> (дата звернення: 04.01.2021).

225. Energy Star : веб-сайт. URL: <https://www.energystar.gov/> (дата звернення: 04.01.2021).

226. BREEAM : веб-сайт. URL: <https://www.breeam.com/> (дата звернення: 04.01.2021).

227. Green Building Initiative : веб-сайт. URL: <https://thegbi.org/> (дата звернення: 04.01.2021).

228. Living Building Challenge : веб-сайт. URL: <https://living-future.org> (дата звернення: 04.01.2021).

229. National Green Building Standard : веб-сайт. URL: <https://www.ngbs.com/> (дата звернення: 04.01.2021).

230. GreenGuard: веб-сайт. URL: <https://spot.ul.com/greenguard/> (дата звернення: 04.01.2021).

231. WELL Building Standard : веб-сайт. URL: <https://www.wellcertified.com/> (дата звернення: 04.01.2021).

232. NABERS : веб-сайт. URL: <https://www.nabers.gov.au/ratings/estimate-your-rating> (дата звернення: 04.01.2021).

233. Green Star: веб-сайт. URL: <https://new.gbca.org.au/green-star> (дата звернення: 04.01.2021).

234. CASBEE : веб-сайт. URL: <http://www.ibec.or.jp/CASBEE/english/> (дата звернення: 04.01.2021).

235. DGNB – German Sustainable Building Council : веб-сайт. URL: <https://www.dgnb.de/en/index.php> (дата звернення: 04.01.2021).

236. Quantum: веб-сайт. URL: <https://www.environmental-expert.com/companies/eco-quantum-34025> (дата звернення: 04.01.2021).

237. EcoEffect : веб-сайт. URL: <https://www.ecoeffect.biz/> (дата звернення:

04.01.2021).

238. ENVEST : веб-сайт. URL: <http://clarityenv.com.au/envest/> (дата звернення: 04.01.2021).

239. BEES : веб-сайт. URL: <https://www.nist.gov/services-resources/software/bees> (дата звернення: 04.01.2021).

240. ATHENA : веб-сайт. URL: <http://www.athenasmi.org/> (дата звернення: 04.01.2021).

241. One Click LCA : веб-сайт. URL: <https://www.oneclicklca.com/> (дата звернення: 04.01.2021).

242. Directive 2010/31/EU of the European Parliament and of the Council of 19 May 2010 on the energy performance of buildings : веб-сайт. URL: <http://data.europa.eu/eli/dir/2010/31/oj> (дата звернення: 04.01.2021).

243. Directive 2012/27/EU of the European Parliament and of the Council of 25 October 2012 on energy efficiency : веб-сайт. URL: <http://data.europa.eu/eli/dir/2012/27/oj>.

244. A new Circular Economy Action Plan For a cleaner and more competitive Europe : веб-сайт. URL: <https://eur-lex.europa.eu/legal-content/EN/TXT/?qid=1583933814386&uri=COM:2020:98:FIN>.

245. Шехоркина С. Е., Савицкий Н. В., Никифорова Т. Д., Шляхов К. В. Многоэтажное деревянное домостроение: современные тенденции и будущие перспективы. *Строительство, материаловедение, машиностроение. Серия «Создание высокотехнологических социоэкокомплексов в Украине на основе концепции сбалансированного (устойчивого) развития»*. Днепр, 2017. Вып. №99. С. 153–159.

246. Шехоркина С. Е., Савицкий Н. В., Клименко В. З. Древесина как конструкционный материал в национальных и европейских нормах. *Строительство, материаловедение, машиностроение. Серия «Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения»*. Днепр, 2017. Вып. 100. С. 131–137.

247. Шехоркіна С. Є., Савицький М. В., Стоянов В. В., Бабенко М. М. Проектування дерев'яних конструкцій за Єврокодами та національними додатками України. Дніпро : ДВНЗ «Придніпровська державна академія будівництва та архітектури», ТОВ «Роял Принт», 2017. 147 с.

248. Shekhorkina S., Babenko M., Bordun M., Zinkevych O. The concept of eco-building "TRIPLE ZERO". *Sustainable housing and human settlement : monograph / SHEE «Prydniprovaska State Academy of Civil Engineering and Architecture», Slovak University of Technology in Bratislava, Dnipro, Bratislava. 2018. P. 61–67.*

249. ДСТУ-Н Б EN 1995-1-1:2010 «Єврокод 5. Проектування дерев'яних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1995-1-1:2004, IDT)». Зміна №1 / Савицький М. (науковий керівник), Шехоркіна С. (відповідальний виконавець). URL: http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id_doc=56365.

250. Inspiring materials for triple zero buildings design: monograph / S. Y. Shekhorkina, M. M. Babenko, M. V. Savytskyi et. al. Dnipro : Private Enterprise Udovichenko O.M. 2019. p. 128.

251. Проектування енергоефективних екобудівель. Практичний гід: монографія / М.В.Савицький, М.М.Бабенко, С.Є. Шехоркіна та ін. Дніпро: ФОП Обласов В.О., 2019. 97с

252. Shekhorkina S., Bondarenko O., Andriienko I., Karmalit I. Concept of reconstruction of Obchodna street in Bratislava. *InStep. Innovation Sustainable Engineering Practices. Sketch Album*. Slovak University of Technology, Bratislava, 2019. P. 5–8. URL: https://issuu.com/instep_project/docs/instep_monograf_fin.

253. ДСТУ Б В.1.2-3:2006 Прогини і переміщення. Вимоги проектування [чинний від 2007-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінбуд України, 2006. 15 с.

254. ДБН В.1.1.7-2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги [чинний від 2017-06-01]. Вид. офіц. Київ : Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2017. 39 с.

255. ДБН В.2.2-9:2018 Громадські будинки та споруди. Основні положення [чинний від 2019-06-01]. Вид. офіц. Київ : Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2019. 49 с.

256. ДБН В.2.2-15:2019 Житлові будинки. Основні положення [чинний від 2019-12-01]. Вид. офіц. Київ : Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2019. 42 с.

257. ДСТУ-Н Б EN 1995-1-2:2012 Проектування дерев'яних конструкцій. Частина 1-2. Загальні правила. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість [чинний від 2013-07-01]. Вид. офіц. Київ : Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2013. 90 с.

258. EN 1995-1-2:2004 Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-2: General - Structural fire design [valid from 2004-12-15]. European Committee for Standardization, 2004. 74 p.

259. Frangi A. Fire resistance assessment of timber structures. URL: https://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/doc/2012_11_WS_fire/presentations/08-FRANGI-EC-FireDesign-WS.pdf (дата звернення: 04.01.2021).

260. Shekhorkina S., Butska O., Nikiforova T., Makhinko M. Investigating the strength and deformability of the node that connects precast slabs and monolithic joists in a flat precast-monolithic flooring slab. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*. 2019. Vol. 4, №1 (100). P. 14–25. URL: <http://journals.uran.ua/eejet/article/view/174476>.

261. Шехоркіна С.Є., Савицький М.В., Ковтун-Горбачова Т.А.. Конструктивне рішення та методика розрахунку вузлів сполучення клеєної дерев'яної балки та колони. *Комунальне господарство міст*. 2020. № 4 (157). С. 12–17.

262. Шехоркіна С.Є., Бердніков М.Р. Конструктивні рішення вузлів сполучень несучих та огорожувальних конструкцій енергоефективних будівель. *Проблеми будівництва, водокористування та екології* : матеріали Всеукраїнської 79-ї науково-практичної конференції студентів та молодих

вчених, м. Дніпро, 2019. С. 66–67.

263. Innovative Sustainable Engineering Practices / M. Savvtskyi, M. Babenko, S. Shekhorkina, ets. Dnipro: Private Enterprise Oblasov V.A., 2020. 133 p.

264. Green technologies and 3D-printing for a Triple-zero concept in construction : monograph / M. Savvtskyi, M. Babenko, S. Shekhorkina, ets. Dnipro: Private Enterprise Oblasov V. A., 2020. 156 p.

265. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування [чинний від 2007-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінбуд України, 2006. 75 с.

266. Дроздов П.Ф., Додонов М.И., Паньшин Л.Л., Саруханян Р.Л. Проектирование и расчет многоэтажных гражданских зданий и их элементов. Москва, Стройиздат, 1986. 351 с.

267. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення [чинні від 2011-01-07]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 71 с.

268. Theiler M. Stabilität von Axial auf Druck beanspruchten Bauteilen aus Vollholz und Brettschichtholz : Doctoral Thesis. ETH-Zürich. 2014. URL: <https://doi.org/10.3929/ethz-a-010273734> (дата звернення: 10.05.2020).

269. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для сооружений (EN 1992-1-1:2004, IDT) [чинні від 2013-07-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2012. 152 с.

270. EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures -Part 1-1: General rules and rules for buildings [valid from 2004-12-23]. European Committee for Standardization, 2004. 230 p.

271. Fragiaco M., Ceccotti. A. Simplified approach for the long-term behaviour of timber-concrete composite beams according to the Eurocode 5 provisions. *Proceedings of the 39th Meeting of W018 on Timber Structures*. 2006. Vol. 39-9-1. URL: <http://hdl.handle.net/10092/18>(дата звернення: 10.05.2020).

272. Woo Park S., Woon Choi S., Seon Park H. Moving average correction method for compensation of differential column shortenings in high-rise buildings. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*. 2011. Vol. 22(9), P. 718–728. <https://doi.org/10.1002/tal.722> (дата звернення: 20.06.2020).

273. Cagnino A., Debernardi P. G., Guiglia M., Taliano M. Axial Shortening Compensation Strategies in Tall Buildings. A Case Study: The New Piedmont Government Office Tower. *Structural Engineering International*. 2012. Vol. 22(1). P. 121–129. URL: <https://doi.org/10.2749/101686612X13216060213752> (дата звернення: 20.06.2020).

274. ДСТУ EN 338:2004 Лісоматеріали конструкційні. Класи міцності (EN 338:2003, IDT) [чинні від 2004-11-15]. Вид. офіц. Київ : Держспоживстандарт України, 2004. 10 с.

275. ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво у сейсмічних районах України [чинні від 2014-10-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2014. 118 с.

276. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування [чинні від 2011-06-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 123 с.

277. Шехоркіна С. Є., Буцька О. Л., Бордун М. В., Шляхов К. В. Напружено-деформований стан гібридних дерево-залізобетонних багатоповерхових будівель з урахуванням деформацій повзучості. *Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури*. Дніпро, 2020. № 3. С. 100–108.

278. Шехоркіна С. Є., Нікіфорова Т. Д., Буцька О. Л. Оцінка вертикальних переміщень гібридних дерево-залізобетонних будівель. *Науковий вісник будівництва*. Харків, 2020. № 2(100) С. 149–157.

279. Шехоркіна С. Є., Савицький М. В. Компенсація нерівномірних вертикальних переміщень гібридних дерево-залізобетонних багатоповерхових будівель. *Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури*. Дніпро, 2020. № 4. С. 114–118.

280. Shekhorkina S.Yev., Adil Jabbar Abbas, Nikiforova T. D. Investigation

of the stress-strain state of hybrid timber-reinforced concrete multi-storey buildings. *Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури*. Дніпро, 2020. № 5. С. 176–181.

281. Шехоркіна С.Є., Савицький М.В., Зезюков Д.М., Буцька О.Л., Бердніков М.Р. Дослідження напружено-деформованого стану гібридних дерево-залізобетонних багатопверхових будівель. *Актуальні проблеми інженерної механіки* : тези доповідей VII Міжнародної науково-практичної конференції, 12-15 травня 2020 р., Одеса, ОДАБА, 2020. С. 378–381.

282. EN 383:2007 Timber structures. Test methods. Determination of embedment strength and foundation values for dowel type fasteners [valid from 2007-02-28]. European Committee for Standardization, 2007. 18 p.

283. Cristóvão L. dos Santos, Abílio M.P. de Jesus, José J.L. Morais. Embedment strength characterization of pine wood. Numerical study of the non-linear behaviour. *Ciência & Tecnologia dos Materiais*. 2015. Vol 27(1). P. 15-26.

284. Jones R., Wykes C. Holographic and Speckle Interferometry. A Discussion of the Theory, Practice and Application of the Techniques. Cambridge et al., Cambridge University Press, 1983. - 342 p.

285. Островский Ю.И., Щепинов В.П., Яковлев В.В. Голографические интерференционные методы измерения деформаций.-М.: Наука, 1988. 248с.

286. Александров Е.Б., Бонч-Бруевич А.М. Исследование поверхностных деформаций тел с помощью голограммной техники. *Журнал технической физики*. 1967. Т. 37, вып. 2. С. 360-369.

287. Shekhorkina S., Savytskyi M., Kesariyskyi A., Kondrashchenko V., Dukat S. Investigation of nailed timber connections using the laser interferometry method. *Slovak Journal of Civil Engineering*. 2018. Vol. 26(4). P. 32–38. URL: <https://doi.org/10.2478/sjce-2018-0026/>.

288. Шехоркіна С.Є., Кесарійський А.Г. Дослідження особливостей деформування та міцності деревини на вдавнення із застосуванням методу голографічної інтерферометрії. *Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури*. Дніпро, 2019. № 4. С. 93–99.

289. Шехоркіна С. Є., Махінько М. М., Мислицька А. О. Експериментальне дослідження фізико-механічних характеристик клеєної деревини. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*. Одеса, 2020. № 79. С. 53–62.
290. Shekhorkina S., Shliakhov K., Sopilniak A. Experimental investigation of load-bearing capacity and deflections of full-scale glued laminated timber beams. *Proceedings of Odessa Polytechnic University*. Odessa, 2020. Issue 2 (61). P. 5–11.
291. Шехоркіна С. Є. Експериментальне дослідження болтового з'єднання елементів з клеєної деревини на металевих пластинах. *Сучасні будівельні конструкції з металу і деревини*. Одеса, 2020. № 24. С. 134–140.
292. Шехоркіна С.Є. Теоретичне та експериментальне обґрунтування несучих конструкцій екологічної будівлі «Потрійний нуль». *Зелені будівлі для сталого розвитку житлового будівництва* : монографія / М. М. Бабенко, М. В. Савицький та ін. Дніпро : ФОП Удовиченко О.М., 2018. 99 с.
293. Холмянский М.М. Контакт арматуры с бетоном. Москва. Стройиздат, 1981. 184 с..
294. Design of timber structures. Structural aspects of timber construction. Volume 1. Edition 2 / editor Borgström E. Stockholm : Swedish Forest Industries Federation. Swedish Wood, 2016. 316 p.
295. EN 26891:1991. Timber structures – joints made with mechanical fasteners – general principles for the determination of strength and deformation characteristics. European Committee for Standardization. Brussels, 1991. URL: <https://standards.globalspec.com/std/178183/EN%2026891> (дата звернення: 04.03.2020).
296. Khorsandnia N., Valipour H. R., Crews K. Experimental and analytical investigation of short-term behaviour of LVL–concrete composite connections and beams. *Construction and Building Materials*. 2012. Vol. 37. P. 229–238. URL: [doi:10.1016/j.conbuildmat.2012.07.022](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.07.022) (дата звернення: 04.03.2020).
297. Branco J. M., Cruz P. J. S., Piazza, M. Experimental analysis of laterally loaded nailed timber-to-concrete connections. *Construction and Building Materials*.

2009. Vol. 23(1). P. 400–410. URL: doi:10.1016/j.conbuildmat.2007.11.011 (дата звернення: 04.03.2020).

298. Nishiyama N., Ando N. Analysis of load-slip characteristics of nailed wood joints: Application of a two-dimensional geometric nonlinear analysis. *Journal of Wood Science*. 2003. Vol. 49 (6). P. 505 – 512. URL: <https://doi.org/10.1007/s10086-003-0519-9> (дата звернення: 04.03.2020).

299. Dias A. M. P. G.. Analysis of the Nonlinear Behavior of Timber-Concrete Connections. *Journal of Structural Engineering – ASCE*. 2012. Vol. 138, № 9. P. 1128-1137. URL: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000523](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000523) (дата звернення: 04.03.2020).

300. Chiorean, C. G. (2013). A computer method for nonlinear inelastic analysis of 3D composite steel–concrete frame structures. *Engineering Structures*. 2013. Vol. 57. P. 125–152. URL: doi:10.1016/j.engstruct.2013.09.025 (дата звернення: 04.01.2021).

301. McCormac J. C., Nelson J. K.. *Design of Reinforced Concrete*. John Wiley & Sons, 2008. 736 p.

302. *Залізобетонні конструкції* / за ред. А. Я. Барашикова. Київ : Вища школа, 1995. 591 с.

303. EN 338:2016. Structural timber. Strength classes [valid from 2016-06-30]. European Committee for Standardization, 2016. 16 p.

304. ISO 898-1:2013. Mechanical properties of fasteners made of carbon steel and alloy steel — Part 1: Bolts, screws and studs with specified property classes — Coarse thread and fine pitch thread [valid from 2013-01-01] International Organization for Standardization, 2013. 57.

305. Bodig J., Jayne B. A. *Mechanics of wood and wood composite*. Van Nostrand Reinhold, 1982. 736 p.

306. Franke S., Magnière N. Discussion of testing and evaluation methods for the embedment behaviour of connections. *International Network on Timber Engineering Research - INTER, At Bath, UK*. Vol. 2014. URL: https://www.researchgate.net/publication/312198482_Discussion_of_testing_and_ev

aluation_methods_for_the_embedment_behaviour_of_connections (дата звернення: 04.01.2021).

307. Gecys T., Daniunas A., Bader T. K., Wagner L., Eberhardsteiner J. 3D finite element analysis and experimental investigations of a new type of timber beam-to-beam connection. *Engineering Structures*. 2015. Vol. 86, P. 134–145.

308. V. Karagiannis, C. Málaga-Chuquitaype, A.Y. Elghazouli Behaviour of hybrid timber beam-to-tubular steel column moment connections. *Engineering Structures*. Vol. 131. P. 243-263.

309. V. Karagiannis, C. Málaga-Chuquitaype, A.Y. Elghazouli. Modified foundation modelling of dowel embedment in glulam connections. *Constructions and Building Materials*. 2016. Vol. 102(2). P. 1168-1179.

310. Karagiannis V. Behaviour of Hybrid Timber-Steel Beam-to-Column Connections : PhD Thesis : Civil and Environmental Engineering. Imperial College London, 2017. 205 p. URL: <https://doi.org/10.25560/59187> (дата звернення: 04.01.2021).

311. Шкловец А.О., Мелентьев В.С.. Работа в САЕ-пакете ANSYS MECHANICAL: конструкционный анализ методом конечных элементов. Самара: Изд-во Самарского университета, 2017. 73 с.

312. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування [чинний від 01.01.2015]. Вид. офіц.. Київ : Мнрєгіонбуд України, 2014. 205 с.

313. Porteous J., Kermani A. Structural timber design to Eurocode. Blackwell Publishing ltd, 2007. 542 p.

314. Shekhorkina S., Kesariisky A., Makhinko M., Nikiforova T., Savytskyi O. Experimental Investigation and FEM Modeling of Glued Timber Connections with Slotted-In Steel Plates. *Slovak Journal of Civil Engineering*. 2019. Vol. 27 (4). P. 18–23. URL: <https://doi.org/10.2478/sjce-2019-0027>.

315. Шехоркіна С. Є., Савицький М. В., Бордун М. В. Діаграма деформування та модуль ковзання нагельних з'єднань деревобетонних конструкцій. *Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури*. Дніпро, 2020. № 2. С. 94–101.

316. Shekhorkina S., Savytskyi M., Nikiforova T., Shliakhov K., Myslytska A. Design of the composite timber-reinforced concrete bending elements considering nonlinear behaviour of the connection. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*. 2020. Vol. 5 (107). P. 14–21.

317. Шехоркіна С. Є. Метод оцінювання напружено-деформованого стану деревозалізобетонної конструкції складеного перерізу. *Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури*. Дніпро, 2020. № 6. С. 156–161.

318. Архітектурно-конструктивно-технологічна система 3Д-друку будівельних об'єктів: колективна монографія / М. Савицький, Ш. Айріх, І. З. Халаф, С. Шехоркіна та ін.; за заг. ред. М. Савицького. Дніпро : ФОП Удовиченко О.М., 2019. 233 с.

319. Шехоркіна С. Е. Жилое здание на плавучей платформе с якорной системой из железобетонных стоек. *Строительство, материаловедение, машиностроение. Серия : Создание высокотехнологических экокомплексов в Украине на основе концепции сбалансированного (устойчивого) развития*. Днепропетровск, 2015. Вып. 81. С. 229-234.

320. EN 15978:2011. Sustainability of construction works - Assessment of environmental performance of buildings - Calculation method. [valid from 2011-11-30]. European Committee for Standardization, 2011. 64 p.

321. D. Chen, M. Syme, S. Seo, W. Y. Chan, M. Zhou, S. Meddings. Development of an Embodied CO2 Emissions Module for AccuRate. Melbourne : Forest & Wood Products Australia, 2010. 47 p. URL: https://www.fwpa.com.au/images/marketaccess/PNA161-0910_Research_Report_Accurate_Module_0.pdf.

322. Moussavi Nadoushani Z. S., Akbarnezhad A. Effects of structural system on the life cycle carbon footprint of buildings. *Energy and Buildings*. 2015. Vol. 102. P. 337–346. URL: doi:10.1016/j.enbuild.2015.05.044 (дата звернення: 04.01.2021).

323. Whole life carbon assessment for the built environment. RICS professional standards and guidance. London : Royal Institution of Chartered Surveyors, 2017. 41 p. URL: <https://www.rics.org/globalassets/rics->

website/media/upholding-professional-standards/sector-standards/building-surveying/whole-life-carbon-assessment-for-the-built-environment-1st-edition-rics.pdf (дата звернення: 04.01.2021).

324. Методика визначення енергетичної ефективності будівель : Наказ Міністерства регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України від 11.07.2018 № 169. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/z0822-18#Text> (дата звернення: 04.01.2021).

325. Shekhorkina S., Savytskyi M., Yurchenko Y., Koval O. A methodology for carbon footprint assessment of buildings. *Environmental Problems*. Lviv, 2020. Vol. 5, №3. P. 174–178.

326. Shekhorkina S. Yev. Assessment of the carbon footprint of multi-storey hybrid timber-reinforced concrete building. *Науковий вісник будівництва*. Харків, 2020. № 3(101). С. 121–127.

327. Шехоркіна С.Е., Никифорова Т.Д., Бабенко М.М. Разработка метода оценки экологической эффективности экопоселения и жилого дома для системы экологической сертификации. *Методология создания устойчивых экопоселений в Украине* : коллективная монография / под. общ. ред. д.т.н., проф. Н.В. Савицкого. Днепро. 2017. С. 70–81.

328. Шехоркіна С.Є., Савицький М.В., Юрченко Є.Л., Коваль О.О. Аналіз параметрів екологічного впливу будівництва шляхом оцінки вуглецевого сліду будівель. *Сталий розвиток: захист навколишнього середовища. Енергоощадність. Збалансоване природокористування* : матеріали 6-го Міжнародного конгресу, 23-25 вересня 2020 р., Львів, Західно-Український Консалтинг Центр (ЗУКЦ), ТзОВ, 2020. С. 27.

329. Shekhorkina S., Yurchenko Y., Koval O., Kolokhov O. Assessment of the carbon footprint of multi-storey hybrid timber-concrete building. *Innovative Technologies in Construction, Civil Engineering and Architecture* : The Book of Abstracts of the 18th International Scientific and Practical Conference, November 26, 2020, Dnipro, SHEI PSACEA, 2020. P. 40-41.

ДОДАТОК А

СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА

Наукові праці, в яких опубліковані основні наукові результати дисертації

Праці у друкованих виданнях, включених до Переліку наукових фахових видань України:

1. Шехоркіна С. Е., Савицкий Н. В., Никифорова Т. Д., Шляхов К. В. Многоэтажное деревянное домостроение: современные тенденции и будущие перспективы. *Строительство, материаловедение, машиностроение. Серия «Создание высокотехнологических социоэкокомплексов в Украине на основе концепции сбалансированного (устойчивого) развития».* Днепр, 2017. Вып. № 99. С. 153–159.
2. Шехоркіна С. Е., Савицкий Н. В., Клименко В. З. Древесина как конструкционный материал в национальных и европейских нормах. *Строительство, материаловедение, машиностроение. Серия «Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения».* Днепр, 2017. Вып. 100. С. 131–137.
3. Шехоркіна С. Е., Кесарійский А. Г. Дослідження особливостей деформування та міцності деревини на вдавнення із застосуванням методу голографічної інтерферометрії. *Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури.* Дніпро, 2019. № 4. С. 93–99.
4. Шехоркіна С. Е., Савицький М. В., Бордун М. В. Діаграма деформування та модуль ковзання нагельних з'єднань деревобетонних конструкцій. *Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури.* Дніпро, 2020. № 2. С. 94–101.
5. Шехоркіна С. Е., Буцька О. Л., Бордун М. В., Шляхов К. В. Напружено-деформований стан гібридних дерево-залізобетонних багатоповерхових будівель з урахуванням деформацій повзучості. *Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури.* Дніпро, 2020. № 3. С. 100–108.

6. Шехоркіна С. Є., Махінько М. М., Мислицька А. О. Експериментальне дослідження фізико-механічних характеристик клеєної деревини. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*. Одеса, 2020. № 79. С. 53–62.
7. Shekhorkina S., Shliakhov K., Sopilniak A. Experimental investigation of load-bearing capacity and deflections of full-scale glued laminated timber beams. *Proceedings of Odessa Polytechnic University*. Odessa, 2020. Issue 2 (61). P. 5–11.
8. Шехоркіна С. Є. Експериментальне дослідження болтового з'єднання елементів з клеєної деревини на металевих пластинах. *Сучасні будівельні конструкції з металу і деревини*. Одеса, 2020. № 24. С. 134–140.
9. Шехоркіна С. Є., Нікіфорова Т. Д., Буцька О. Л. Оцінка вертикальних переміщень гібридних дерево-залізобетонних будівель. *Науковий вісник будівництва*. Харків, 2020. № 2 (100) С. 149–157.
10. Шехоркіна С. Є., Савицький М. В. Компенсація нерівномірних вертикальних переміщень гібридних дерево-залізобетонних багатопверхових будівель. *Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури*. Дніпро, 2020. № 4. С. 114–118.
11. Шехоркіна С. Є., Савицький М. В., Ковтун-Горбачова Т. А.. Конструктивне рішення та методика розрахунку вузлів сполучення клеєної дерев'яної балки та колони. *Комунальне господарство міст*. Харків, 2020. № 4 (157). С. 12–17.
12. Shekhorkina S.Yev., Adil Jabbar Abbas, Nikiforova T. D. Investigation of the stress-strain state of hybrid timber-reinforced concrete multi-storey buildings. *Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури*. Дніпро, 2020. № 5. С. 176–181.
13. Shekhorkina S., Savytskyi M., Yurchenko Y., Koval O. A methodology for carbon footprint assessment of buildings. *Environmental Problems*. Lviv, 2020. Vol. 5, № 3. P. 174–178.
14. Шехоркіна С. Є. Метод оцінювання напружено-деформованого стану деревозалізобетонної конструкції складеного перерізу. *Вісник*

Придніпровської державної академії будівництва та архітектури. Дніпро, 2020. № 6. С. 156–161.

15. Shekhorkina S. Yev. Assessment of the carbon footprint of multi-storey hybrid timber-reinforced concrete building. *Науковий вісник будівництва. Харків, 2020. № 3 (101). С. 121–127.*

Праці у наукових виданнях інших держав та фахових виданнях України, які включені до міжнародних наукометричних баз:

16. Shekhorkina S., Savytskyi M., Kesariyskyi A., Kondrashchenko V., Dukat S. Investigation of nailed timber connections using the laser interferometry method. *Slovak Journal of Civil Engineering. 2018. Vol. 26(4). P. 32–38. URL: <https://doi.org/10.2478/sjce-2018-0026/> (Web of Science).*

17. Shekhorkina S., Butska O., Nikiforova T., Makhinko M. Investigating the strength and deformability of the node that connects precast slabs and monolithic joists in a flat precast-monolithic flooring slab. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies. 2019. Vol. 4, №1 (100). P. 14–25. (SCOPUS, квартиль Q2).*

18. Shekhorkina S., Kesariisky A., Makhinko M., Nikiforova T., Savytskyi O. Experimental Investigation and FEM Modeling of Glued Timber Connections with Slotted-In Steel Plates. *Slovak Journal of Civil Engineering. 2019. Vol. 27 (4). P. 18–23. URL: <https://doi.org/10.2478/sjce-2019-0027> (Web of Science).*

19. Shekhorkina S., Savytskyi M., Nikiforova T., Shliakhov K., Myslytska A. Design of the composite timber-reinforced concrete bending elements considering nonlinear behaviour of the connection. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies. 2020. Vol. 5 (107). P. 14–21. (SCOPUS, квартиль Q3).*

Розділи в колективних монографіях:

20. Шехоркина С. Е., Никифорова Т. Д., Бабенко М. М. Разработка метода оценки экологической эффективности экопоселения и жилого дома для системы экологической сертификации. *Методология создания устойчивых экопоселений в Украине : коллективная монография / под. общ. ред. д.т.н.,*

проф. Н.В. Савицького. Дніпро. 2017. С. 70–81.

21. Шехоркіна С. Є. Теоретичне та експериментальне обґрунтування несучих конструкцій екологічної будівлі «Потрійний нуль». *Зелені будівлі для сталого розвитку житлового будівництва* : монографія / М. М. Бабенко, М. В. Савицький та ін. Дніпро : ФОП Удовиченко О.М., 2018. 99 с.

Наукові праці, які додатково відображають результати дисертації:

22. Шехоркіна С. Є., Савицький М. В., Стоянов В. В., Бабенко М. М. Проектування дерев'яних конструкцій за Єврокодами та національними додатками України. Дніпро : ДВНЗ «Придніпровська державна академія будівництва та архітектури», ТОВ «Роял Принт», 2017. 147 с.

23. ДСТУ-Н Б EN 1995-1-1:2010 «Єврокод 5. Проектування дерев'яних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1995-1-1:2004, IDT)». Зміна №1 / Савицький М. (науковий керівник), Шехоркіна С. (відповідальний виконавець). URL: http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id_doc=56365.

24. Shekhorkina S., Babenko M., Bordun M., Zinkevych O. The concept of eco-building «TRIPLE ZERO». *Sustainable housing and human settlement* : monograph / SHEE «Prydniprovskya State Academy of Civil Engineering and Architecture», Slovak University of Technology in Bratislava, Dnipro, Bratislava. 2018. P. 61–67.

25. Inspiring materials for triple zero buildings design: monograph / S. Y. Shekhorkina, M. M. Babenko, M. V. Savytskyi et. al. Dnipro : Private Enterprise Udovichenko O.M. 2019. p. 128.

26. Проектування енергоефективних екобудівель. Практичний гід: монографія / М. В. Савицький, М. М. Бабенко, С. Є. Шехоркіна та ін. Дніпро: ФОП Обласов В.О., 2019. 97с.

27. Innovative Sustainable Engineering Practices / М. Savytskyi, M. Babenko, S. Shekhorkina, ets. Dnipro: Private Enterprise Oblassov V.A., 2020. 133 p.

28. Green technologies and 3D-printing for a Triple-zero concept in

construction : monograph / M. Savytskyi, M. Babenko, S. Shekhorkina, ets. Dnipro: Private Enterprise Oblasov V. A., 2020. 156 p.

29. Shekhorkina S., Bondarenko O., Andriienko I., Karmalit I. Concept of reconstruction of Obchodna street in Bratislava. *InStep. Innovation Sustainable Engineering Practices. Sketch Album*. Slovak University of Technology, Bratislava, 2019. P. 5–8. URL: https://issuu.com/instep_project/docs/instep_monograf_fin.

30. Архітектурно-конструктивно-технологічна система 3Д-друку будівельних об'єктів: колективна монографія / М. Савицький, Ш. Айріх, І. З. Халаф, С. Шехоркіна та ін.; за заг. ред. М. Савицького. Дніпро : ФОП Удовиченко О.М., 2019. 233 с.

31. Шехоркіна С. Е. Жилое здание на плавучей платформе с якорной системой из железобетонных стоек. *Строительство, материаловедение, машиностроение. Серия : Создание высокотехнологических экокомплексов в Украине на основе концепции сбалансированного (устойчивого) развития*. Днепропетровск, 2015. Вып. 81. С. 229-234.

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації:

32. Шехоркіна С. Є., Бердніков М. Р. Конструктивні рішення вузлів сполучень несучих та огорожувальних конструкцій енергоефективних будівель. *Проблеми будівництва, водокористування та екології* : матеріали Всеукраїнської 79-ї науково-практичної конференції студентів та молодих вчених, м. Дніпро, Дніпровський національний університет залізничного транспорту ім. акад. В. Лазаряна, 2019. С. 66–67.

33. Шехоркіна С. Є., Савицький М. В., Зезюков Д. М., Буцька О. Л., Бердніков М. Р. Дослідження напружено-деформованого стану гібридних дерево-залізобетонних багатопверхових будівель. *Актуальні проблеми інженерної механіки* : тези доповідей VII Міжнародної науково-практичної конференції, 12-15 травня 2020 р., Одеса, ОДАБА, 2020. С. 378–381.

34. Шехоркіна С. Є., Савицький М. В., Юрченко Є. Л., Коваль О. О. Аналіз параметрів екологічного впливу будівництва шляхом оцінки вуглецевого сліду будівель. *Сталий розвиток: захист навколишнього*

середовища. Енергоощадність. Збалансоване природокористування : матеріали 6-го Міжнародного конгресу, 23-25 вересня 2020 р., Львів, Західно-Український Консалтинг Центр (ЗУКЦ), ТзОВ, 2020. С. 27.

35. Shekhorkina S., Yurchenko Y., Koval O., Kolokhov O. Assessment of the carbon footprint of multi-storey hybrid timber-concrete building. *Innovative Technologies in Construction, Civil Engineering and Architecture* : The Book of Abstracts of the 18th International Scientific and Practical Conference, November 26, 2020, Dnipro, SHEI PSACEA, 2020. P. 40-41.

ВІДОМОСТІ ПРО АПРОБАЦІЮ

6-та міжнародна науково-практична конференція «Створення високотехнологічних соціоекокомплексів в Україні на основі концепції збалансованого (стійкого) розвитку», Львів, 2017 р.

Міжнародна науково-практична конференція «Sustainable housing and human settlement", Братислава (Словаччина), 2018 р.

XVI міжнародна науково-практична конференція «Інноваційні технології життєвого циклу об'єктів житлово-цивільного, промислового і транспортного призначення», Львів, 2018 р.

14-та Міжнародна конференція enviBUILD 2019, Братислава (Словаччина), 2019р.

Всеукраїнська 79-та науково-практична конференція студентів та молодих вчених, м. Дніпро, Дніпровський національний університет залізничного транспорту ім. акад. В. Лазаряна, 2019.

VII Міжнародна науково-практична конференція, 12-15 травня 2020 р., м. Одеса, ОДАБА.

6-й Міжнародний конгрес "Сталий розвиток: захист навколишнього середовища. Енергоощадність. Збалансоване природокористування", 23-25 вересня 2020 р., м. Львів.

18th International Scientific and Practical Conference «Innovative Technologies in Construction, Civil Engineering and Architecture», November 26, 2020, Dnipro.

ДОДАТОК Б

**Результати моделювання напружено-деформованого стану
багатоповерхових гібридних будівель з урахуванням повзучості**

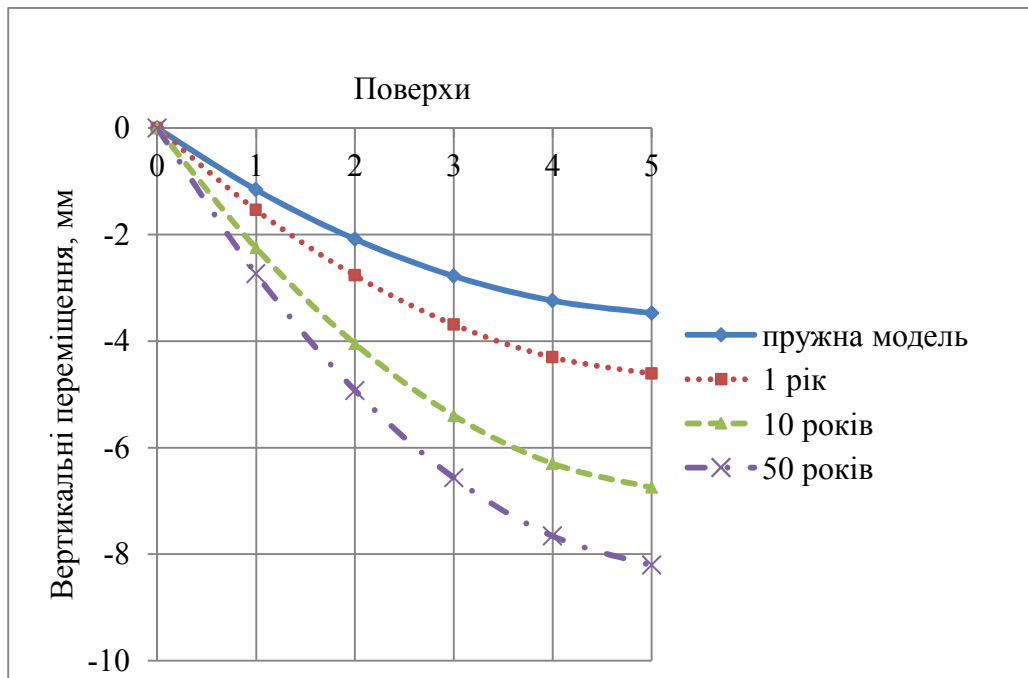


Рисунок Б.1 – Графіки зміни величини вертикальних переміщень по висоті 5-ти поверхового будинку комбінованої системи із ядром жорсткості з елементами каркасу з клеєної деревини для умов класу експлуатації 1

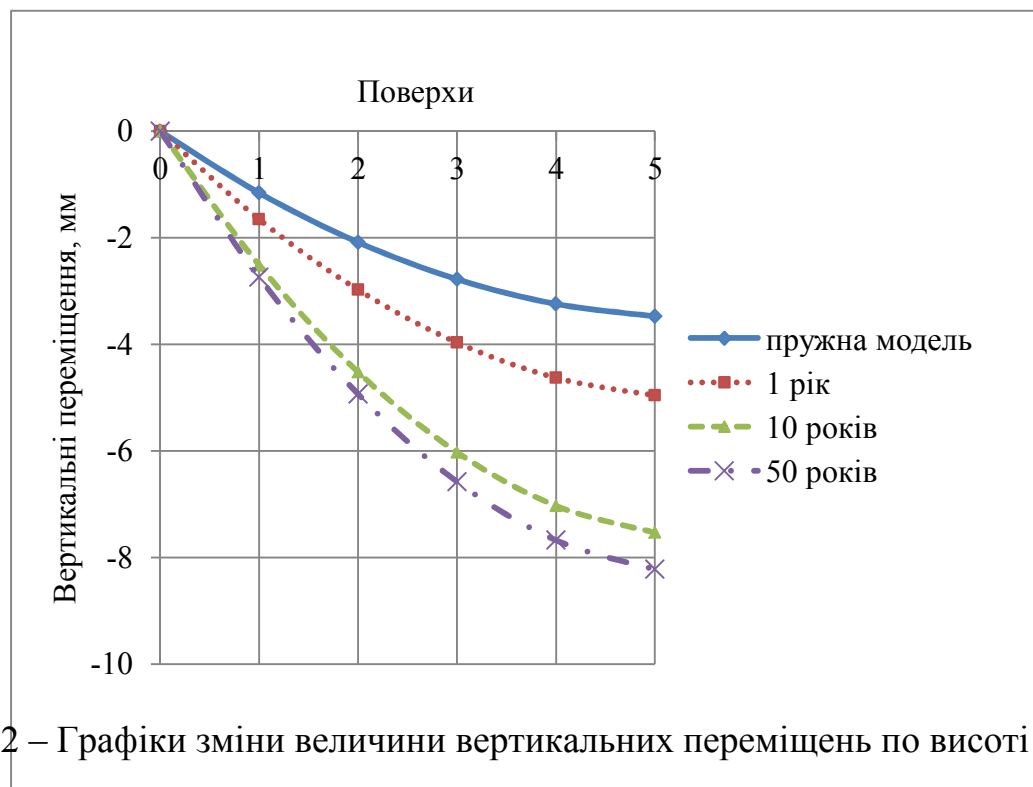


Рисунок Б.2 – Графіки зміни величини вертикальних переміщень по висоті 5-ти поверхового будинку комбінованої системи із ядром жорсткості з елементами каркасу з клеєної деревини для умов класу експлуатації 2

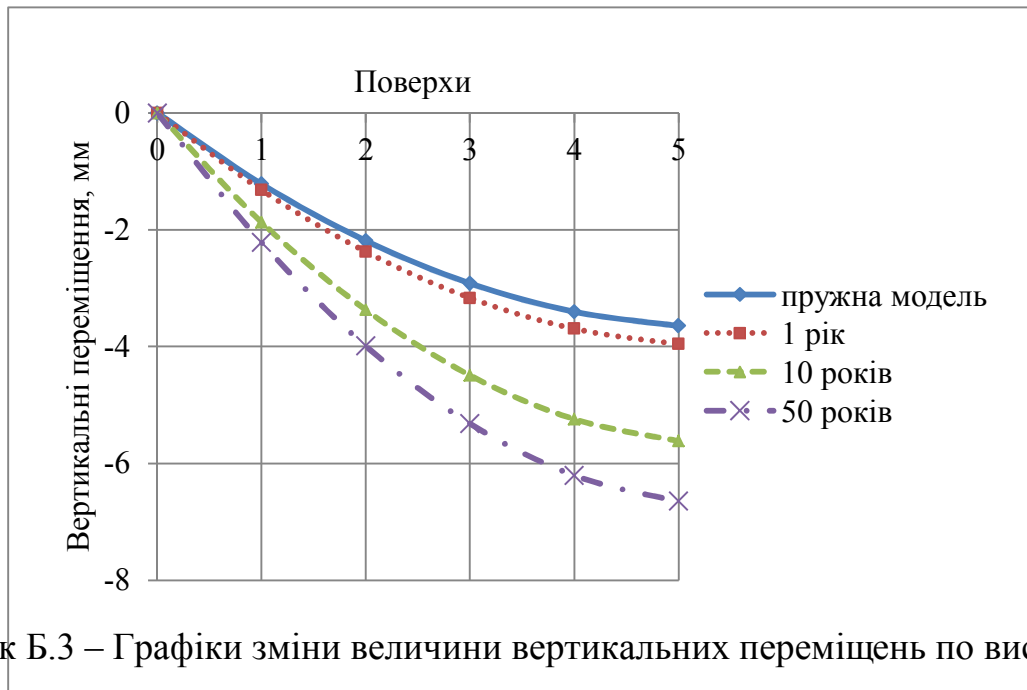


Рисунок Б.3 – Графіки зміни величини вертикальних переміщень по висоті 5-ти поверхового будинку комбінованої системи із ядром жорсткості з елементами каркасу з LVL деревини для умов класу експлуатації 1

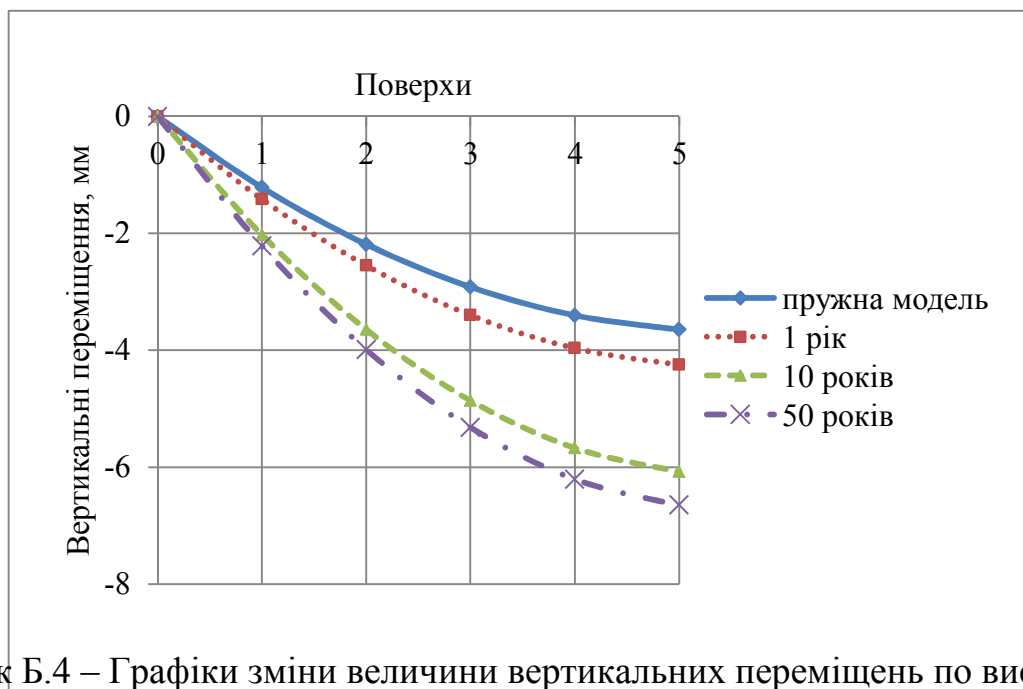


Рисунок Б.4 – Графіки зміни величини вертикальних переміщень по висоті 5-ти поверхового будинку комбінованої системи із ядром жорсткості з елементами каркасу з LVL деревини для умов класу експлуатації 2

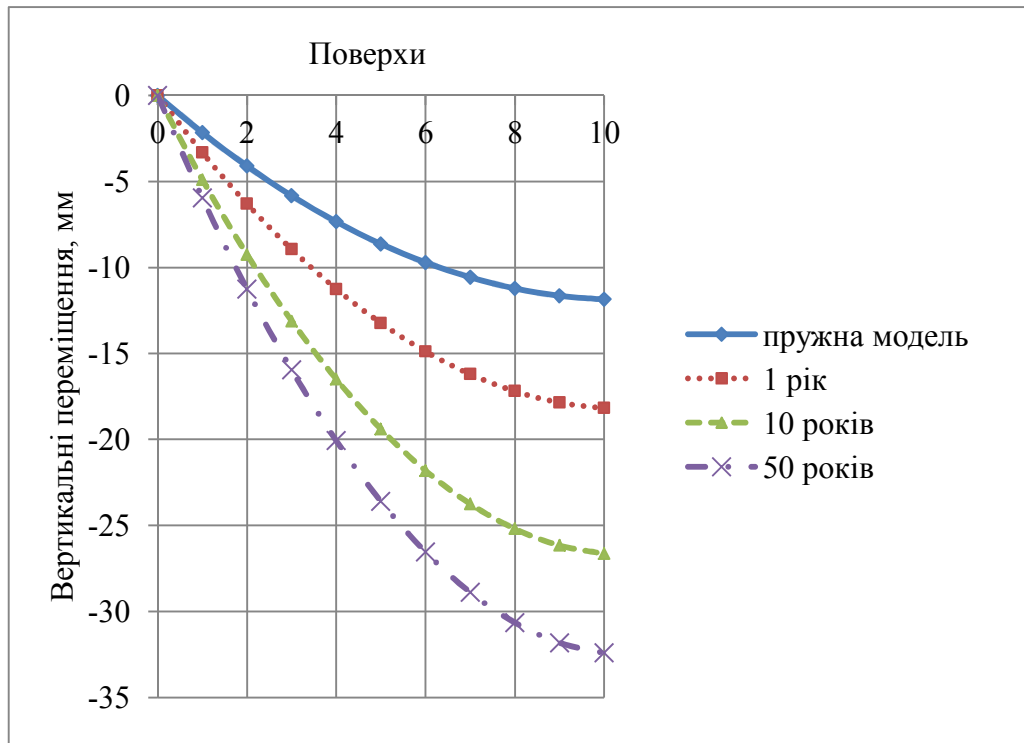


Рисунок Б.5 – Графіки зміни величини вертикальних переміщень по висоті 10-ти поверхового будинку комбінованої системи із ядром жорсткості з елементами каркасу з клеєної деревини для умов класу експлуатації 1

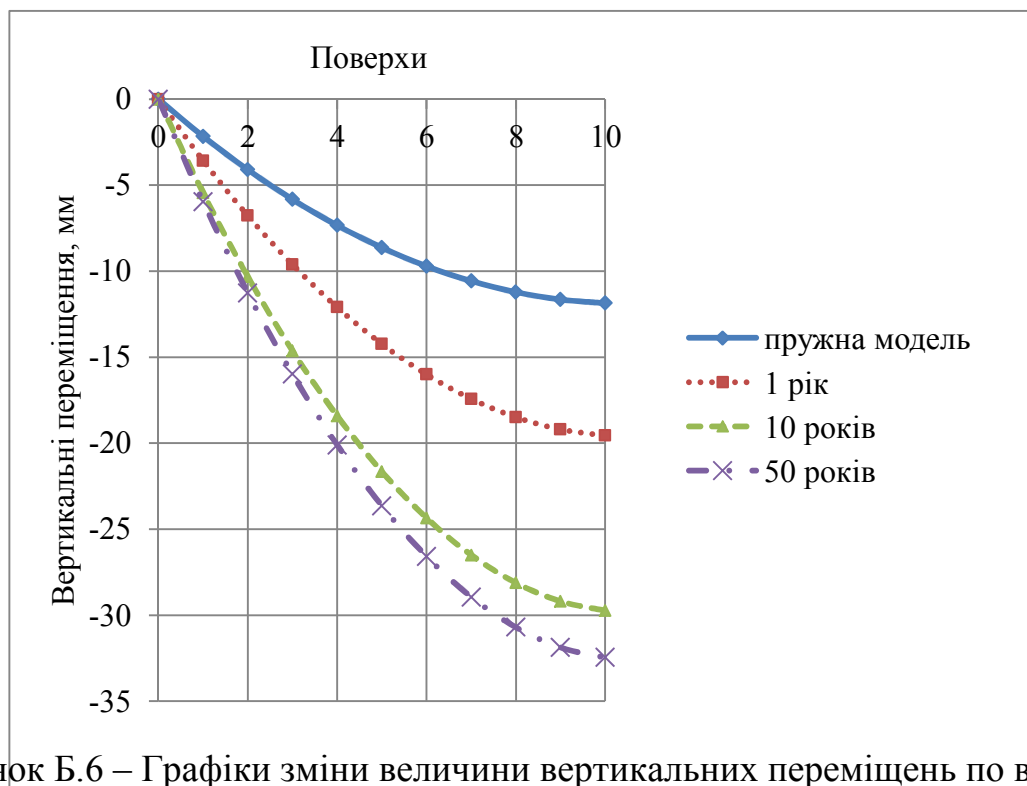


Рисунок Б.6 – Графіки зміни величини вертикальних переміщень по висоті 10-ти поверхового будинку комбінованої системи із ядром жорсткості з елементами каркасу з клеєної деревини для умов класу експлуатації 2

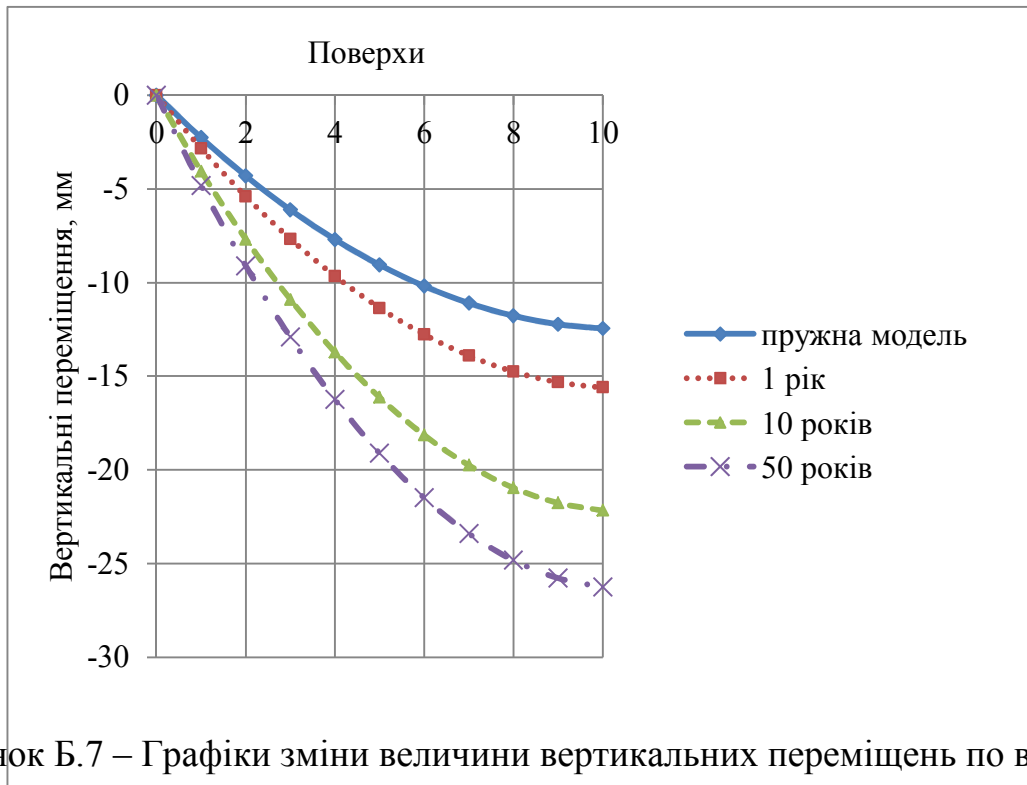


Рисунок Б.7 – Графіки зміни величини вертикальних переміщень по висоті 10-ти поверхового будинку комбінованої системи із ядром жорсткості з елементами каркасу з LVL деревини для умов класу експлуатації 1

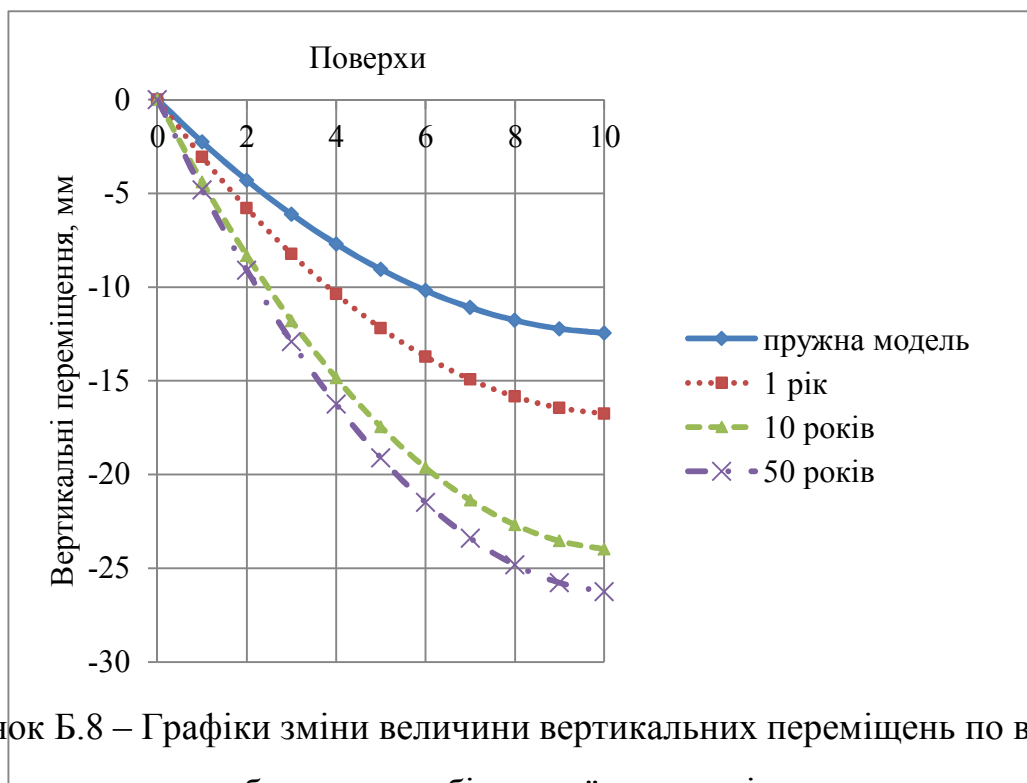


Рисунок Б.8 – Графіки зміни величини вертикальних переміщень по висоті 10-ти поверхового будинку комбінованої системи із ядром жорсткості з елементами каркасу з LVL деревини для умов класу експлуатації 2

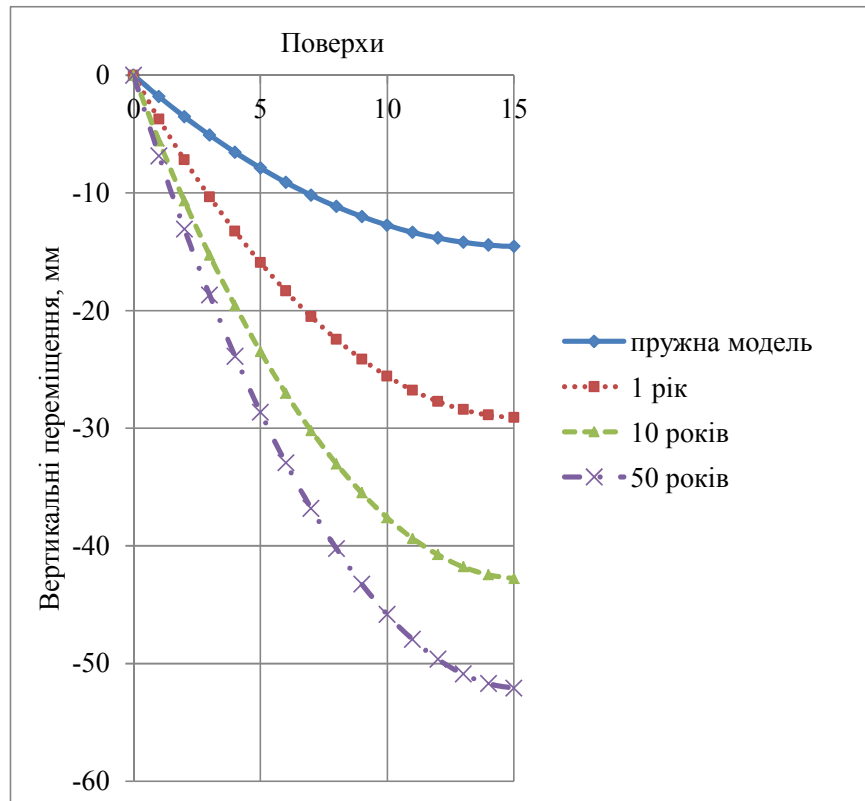


Рисунок Б.9 – Графіки зміни величини вертикальних переміщень по висоті 15-ти поверхового будинку комбінованої системи із ядром жорсткості з елементами каркасу з клеєної деревини для умов класу експлуатації 1

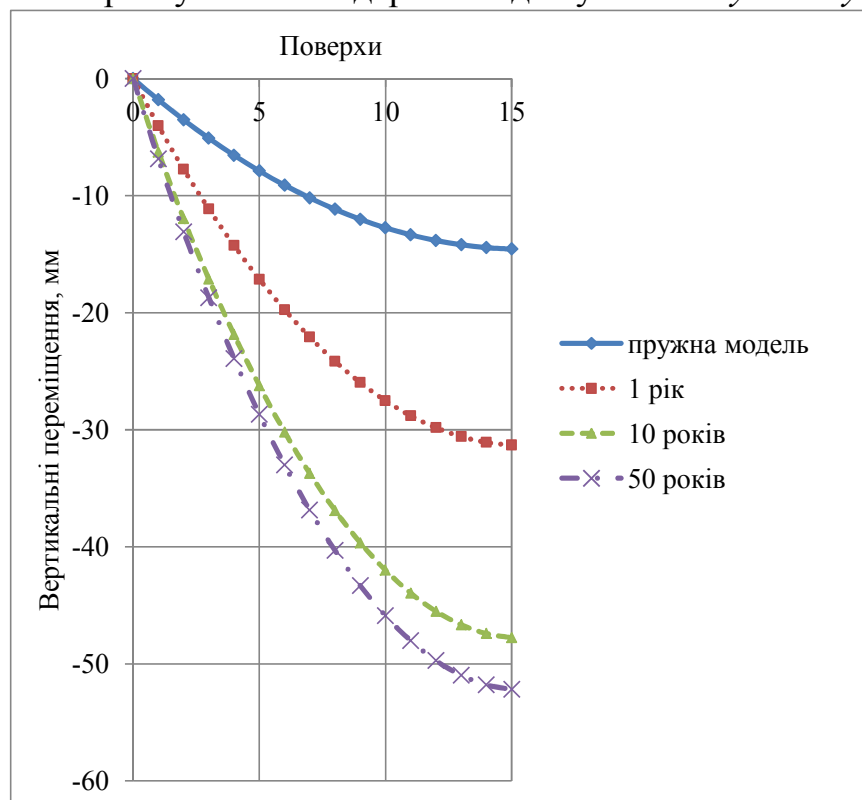


Рисунок Б.10 – Графіки зміни величини вертикальних переміщень по висоті 15-ти поверхового будинку комбінованої системи із ядром жорсткості з елементами каркасу з клеєної деревини для умов класу експлуатації 2

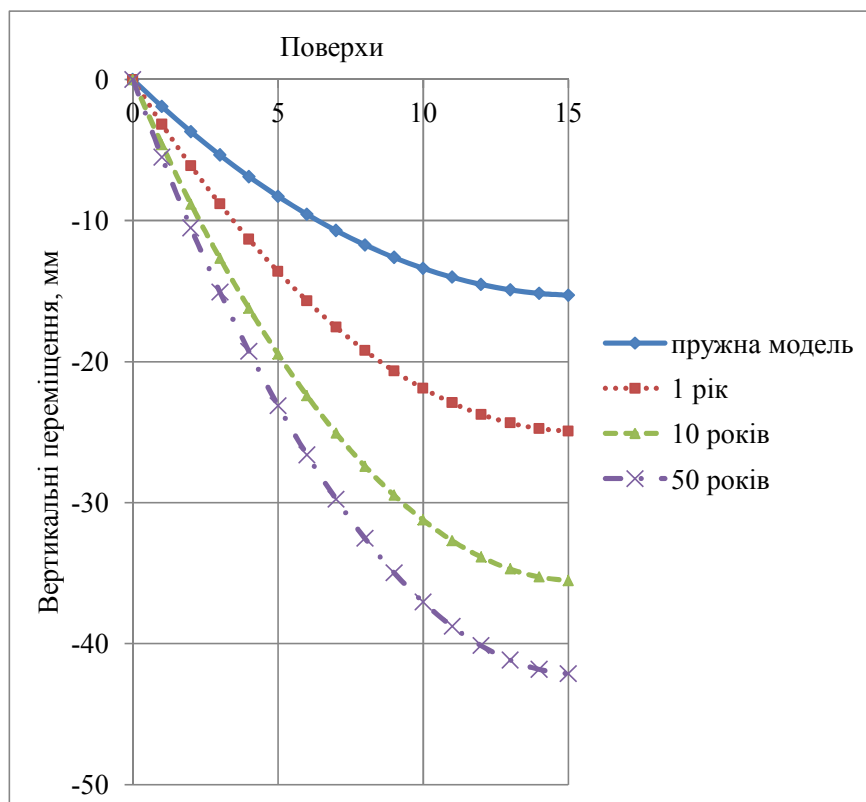


Рисунок Б.11 – Графіки зміни величини вертикальних переміщень по висоті 15-ти поверхового будинку комбінованої системи із ядром жорсткості з елементами каркасу з LVL деревини для умов класу експлуатації 1

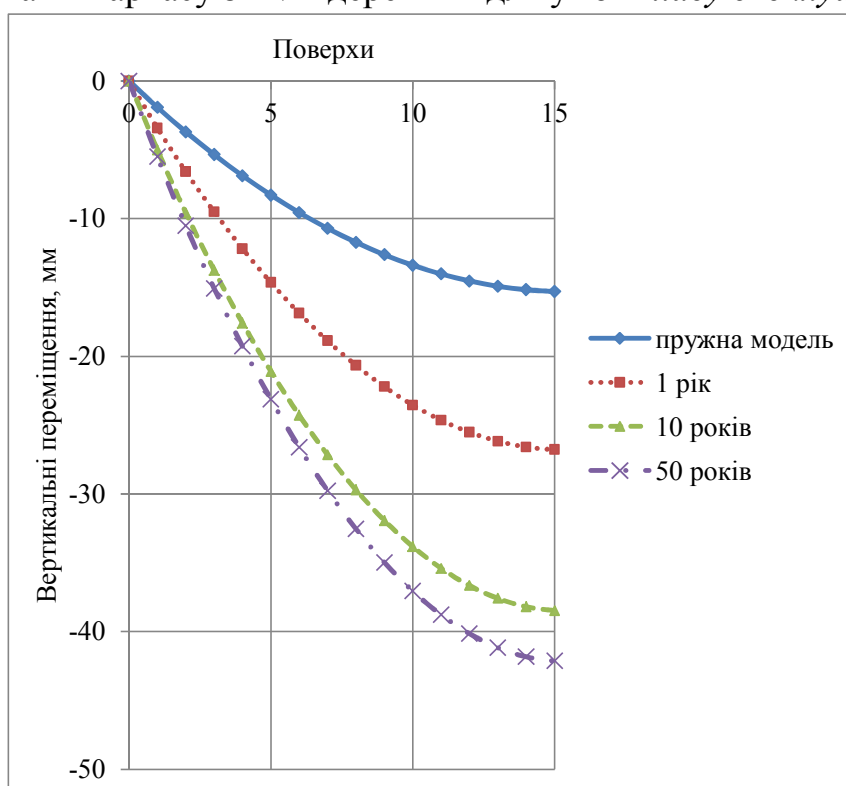


Рисунок Б.12 – Графіки зміни величини вертикальних переміщень по висоті 15-ти поверхового будинку комбінованої системи із ядром жорсткості з елементами каркасу з LVL деревини для умов класу експлуатації 2

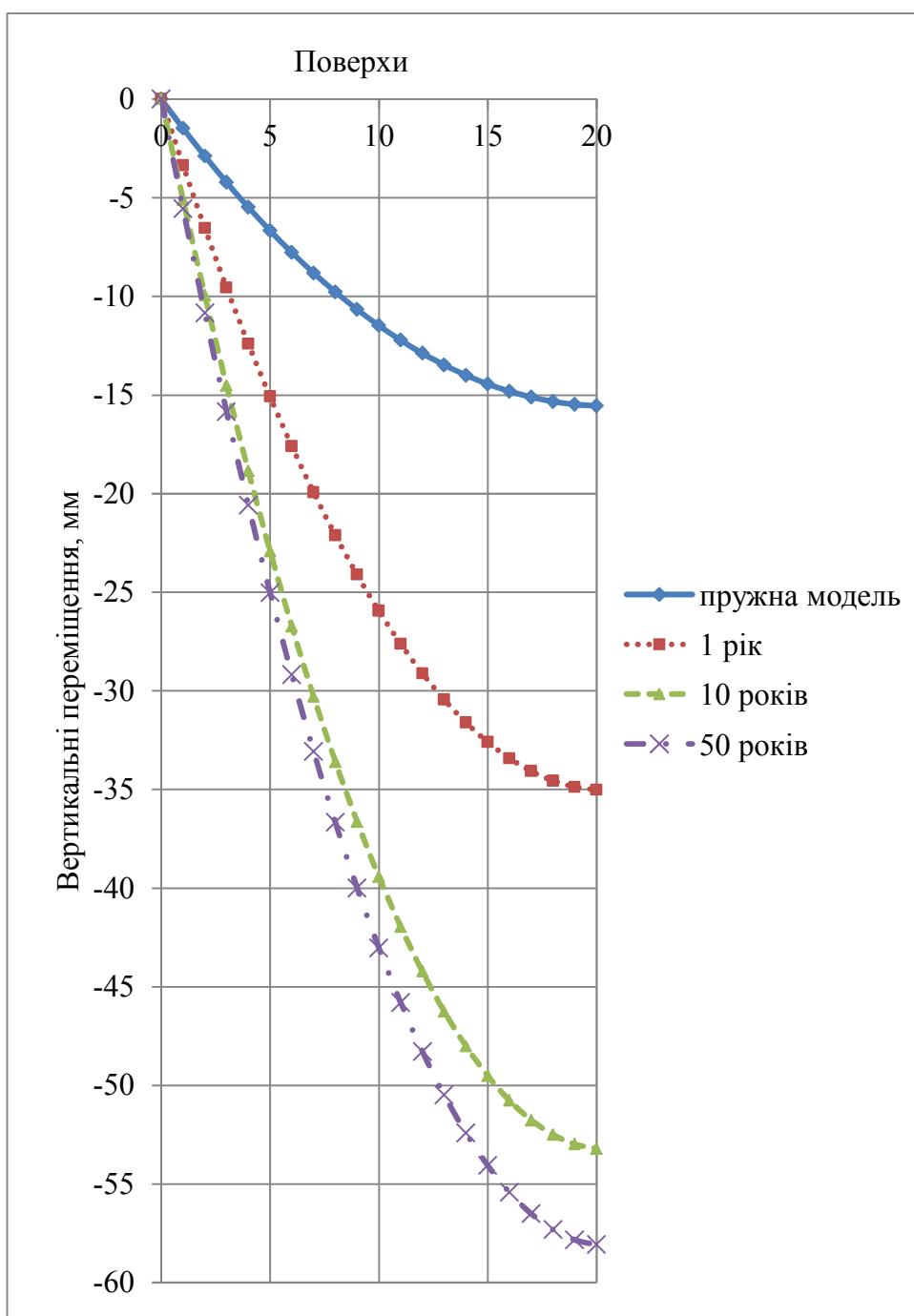


Рисунок Б.13 – Графіки зміни величини вертикальних переміщень по висоті 20-ти поверхового будинку комбінованої системи із ядром жорсткості з елементами каркасу з клеєної деревини для умов класу експлуатації 2

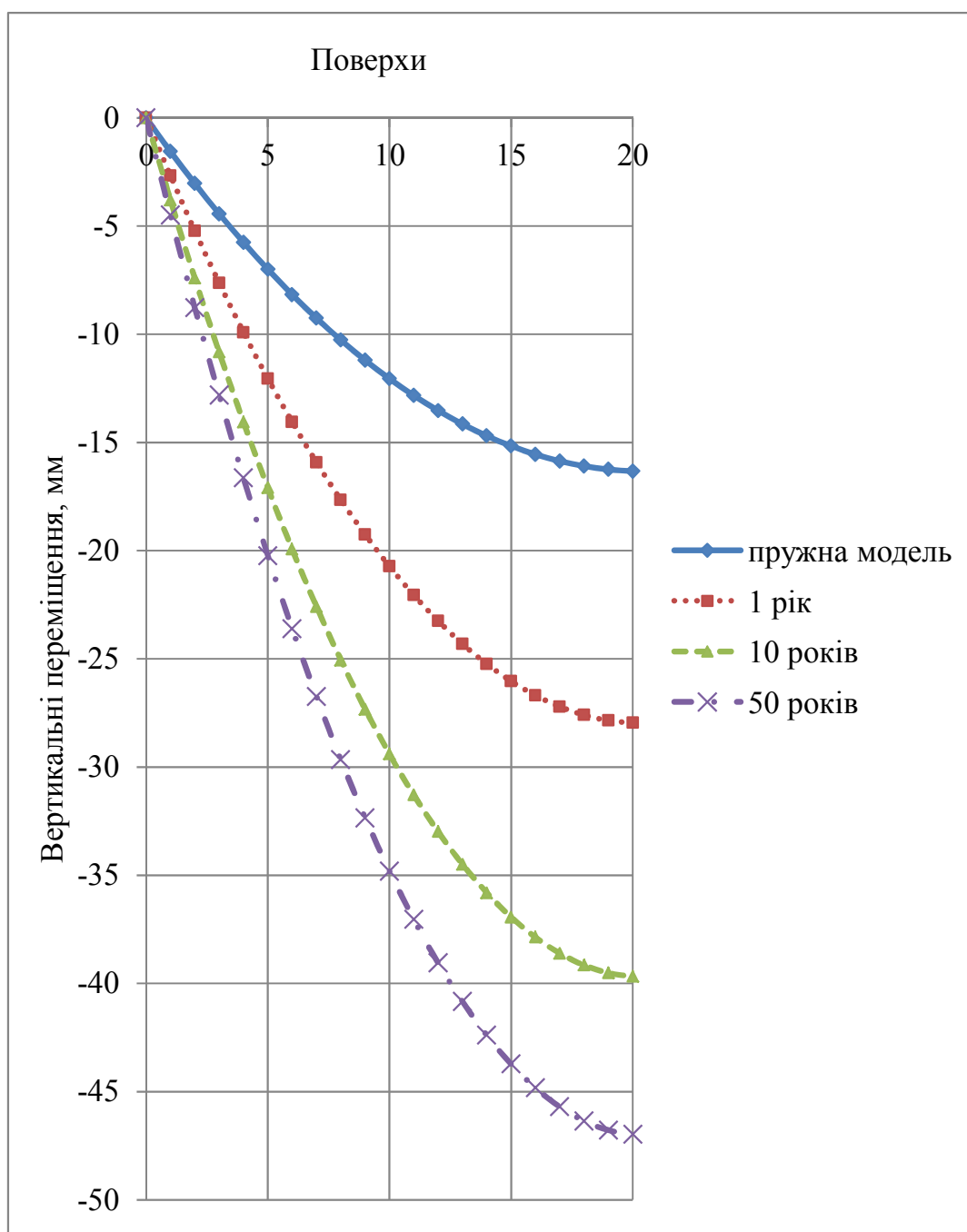


Рисунок Б.14 – Графіки зміни величини вертикальних переміщень по висоті 20-ти поверхового будинку комбінованої системи із ядром жорсткості з елементами каркасу з LVL деревини для умов класу експлуатації I

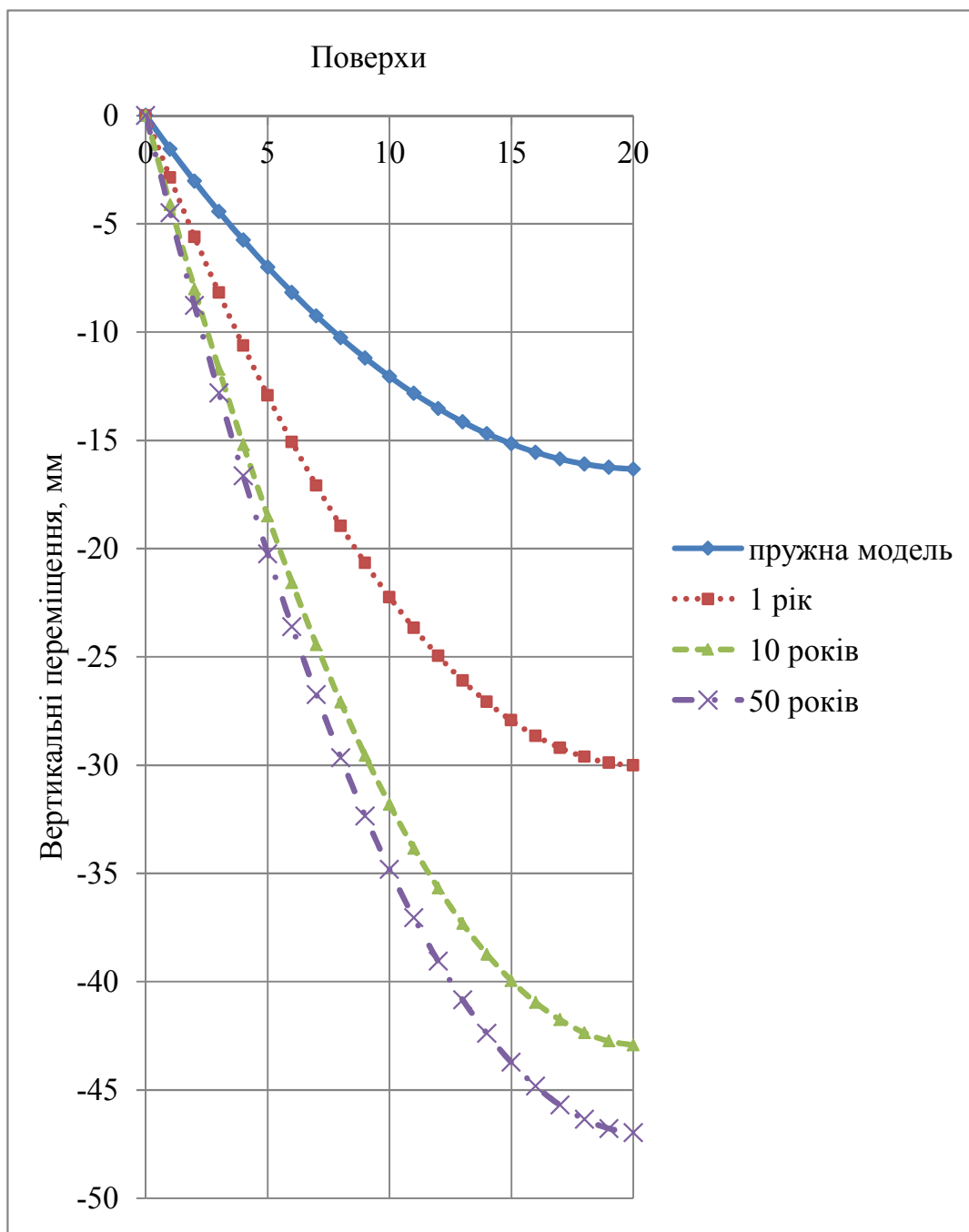


Рисунок Б.15 – Графіки зміни величини вертикальних переміщень по висоті 20-ти поверхового будинку комбінованої системи із ядром жорсткості з елементами каркасу з LVL деревини для умов класу експлуатації 2

ДОДАТОК В

**Результати експериментальних досліджень з'єднань дерев'яних елементів
на металевих зубчастих пластинах**

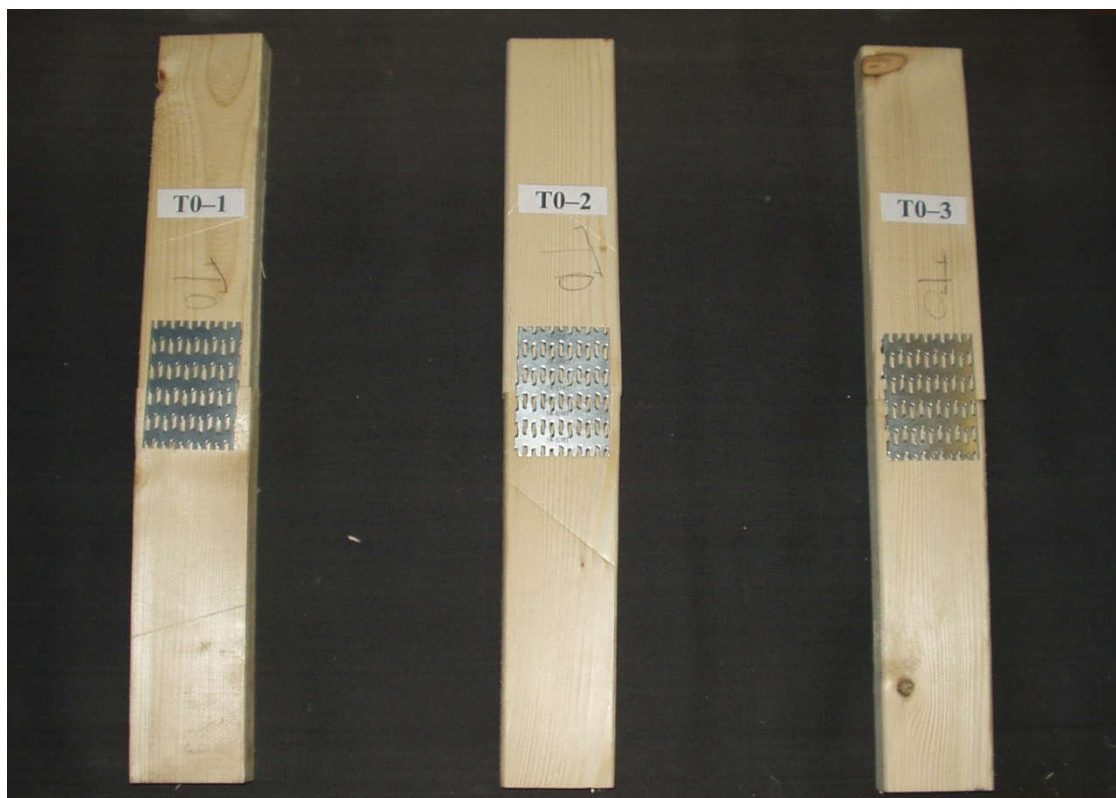


Рисунок В.1 – Загальний вигляд зразків серії Т0

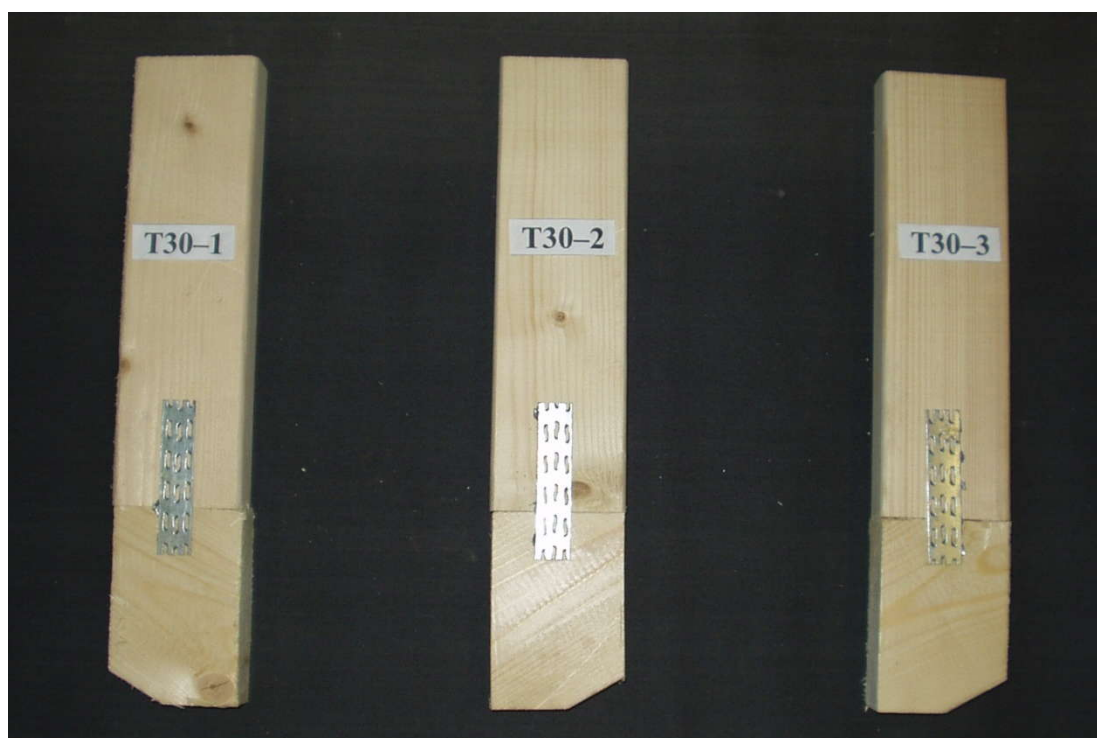


Рисунок В.2 – Загальний вигляд зразків серії Т30

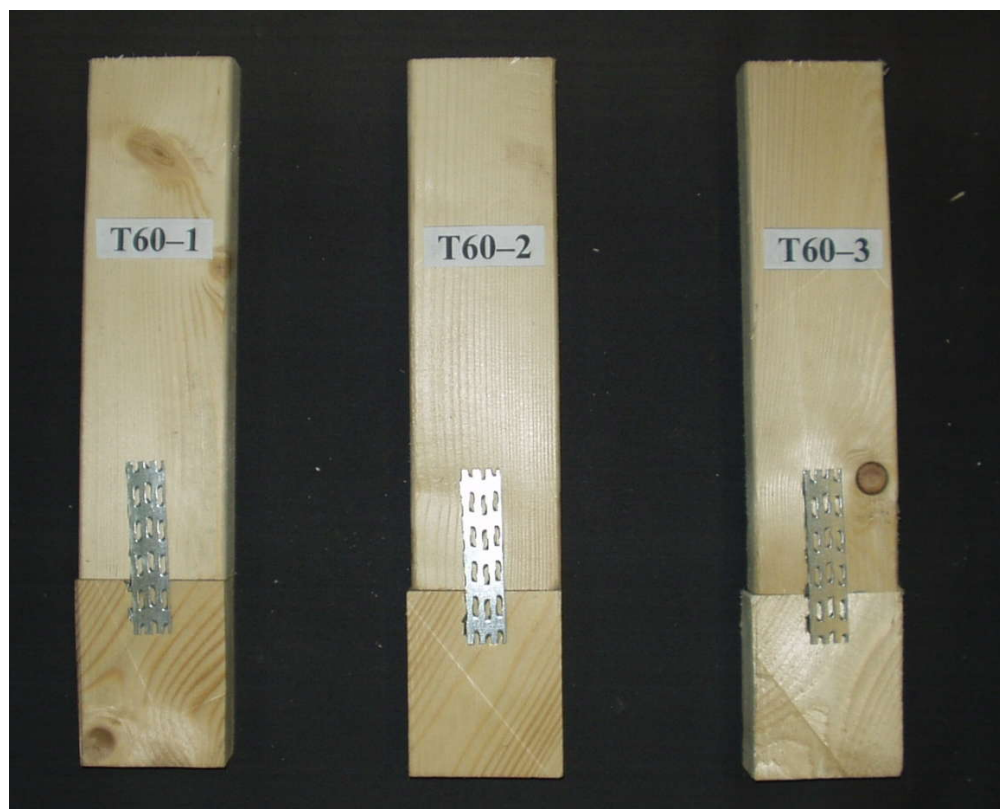


Рисунок В.3 – Загальний вигляд зразків серії Т60

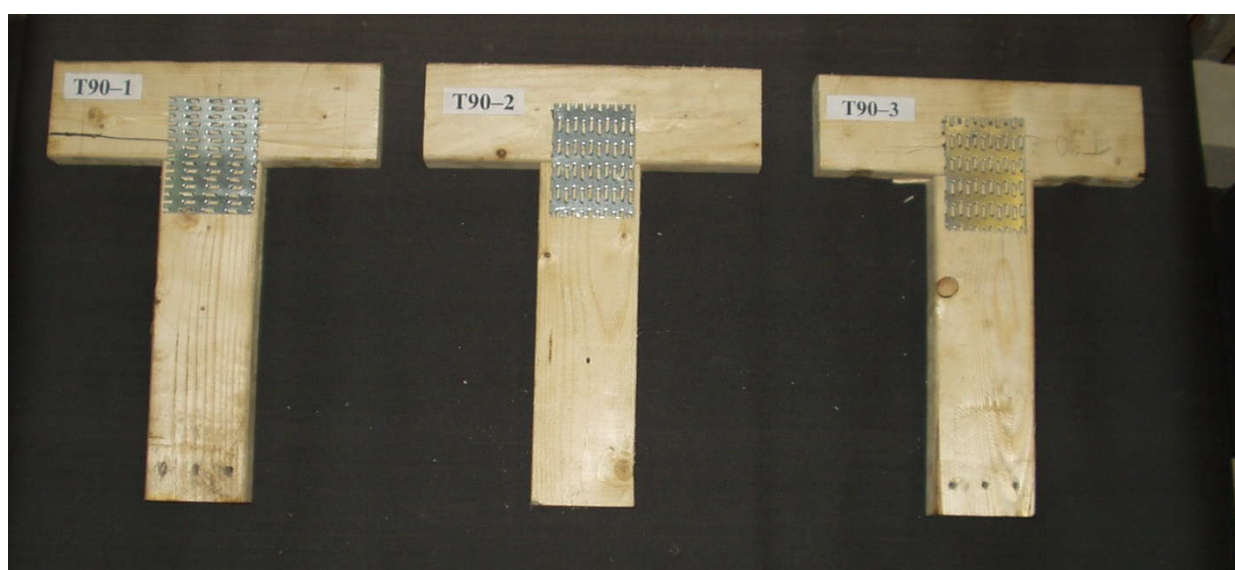


Рисунок В.4 – Загальний вигляд зразків серії Т90

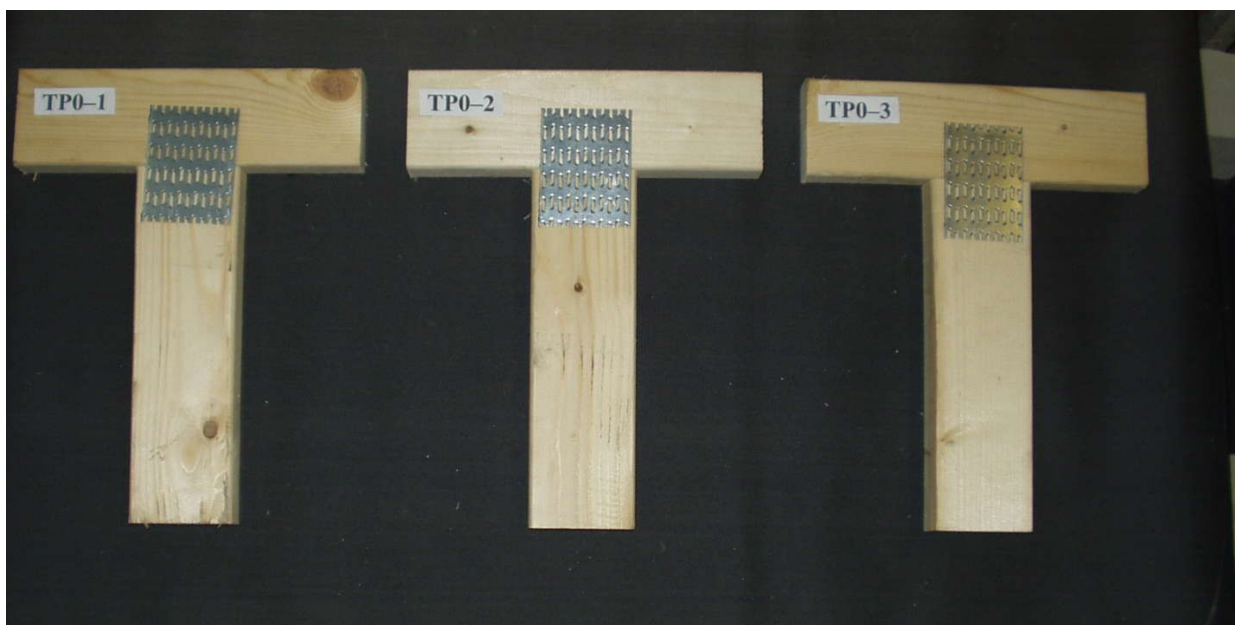


Рисунок В.5 – Загальний вигляд зразків серії TP0



Рисунок В.6 – Загальний вигляд зразків серії TP30



Рисунок В.7 – Загальний вигляд зразків серії TP60



Рисунок В.8 – Загальний вигляд зразків серії TP90

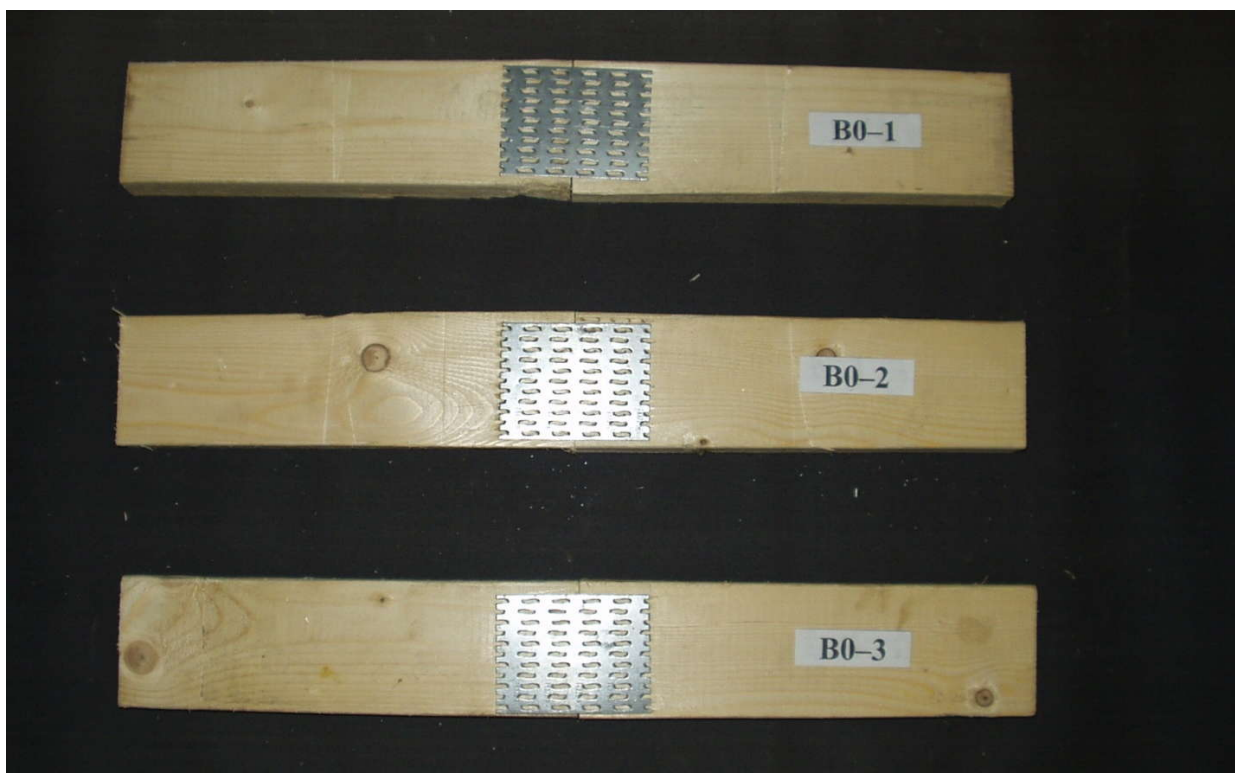


Рисунок В.9 – Загальний вигляд зразків серії В0



Рисунок В.9 – Загальний вигляд зразків серії В30



Рисунок В.10 – Загальний вигляд зразків серії В60

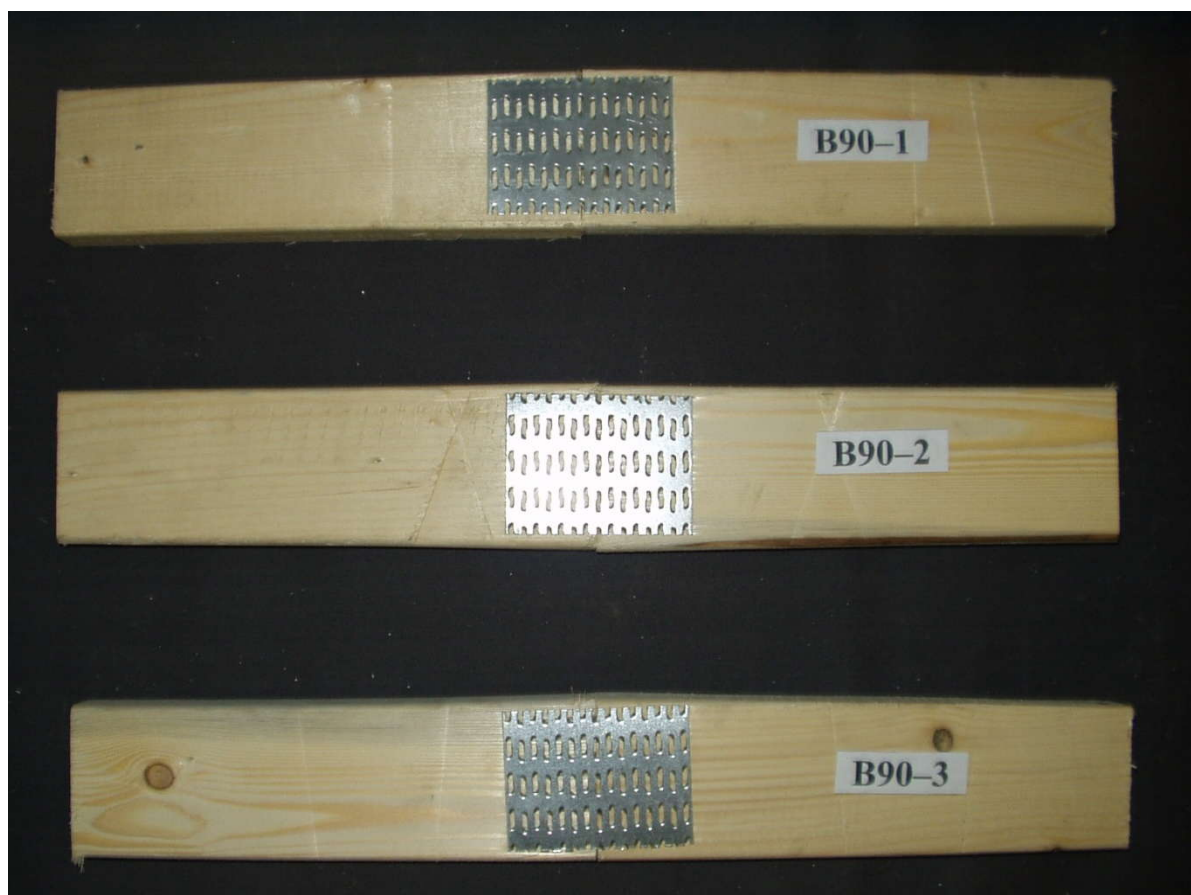


Рисунок В.11 – Загальний вигляд зразків серії В90

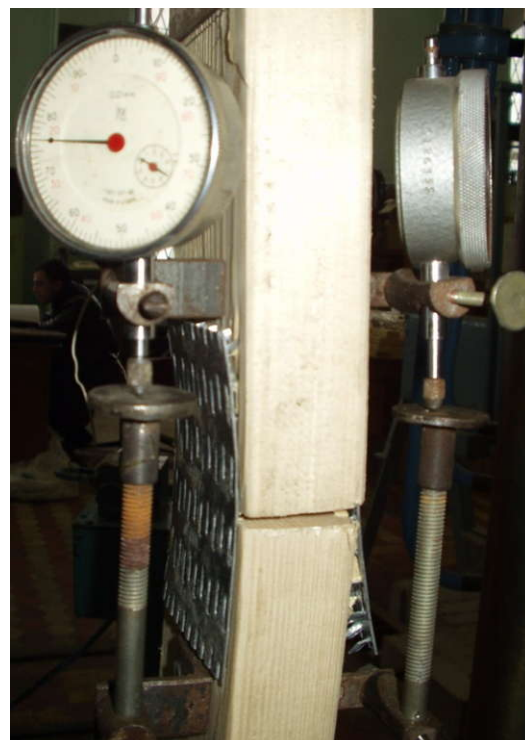


Рисунок В.12 – Характер руйнування зразків серії Т0

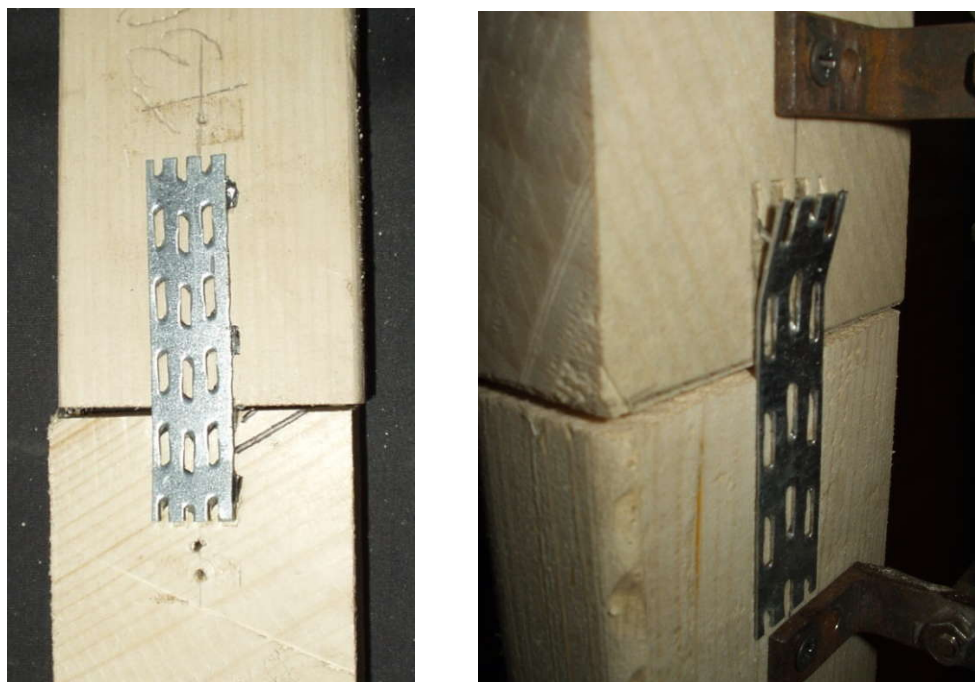


Рисунок В.13 – Характер руйнування зразків серії Т30

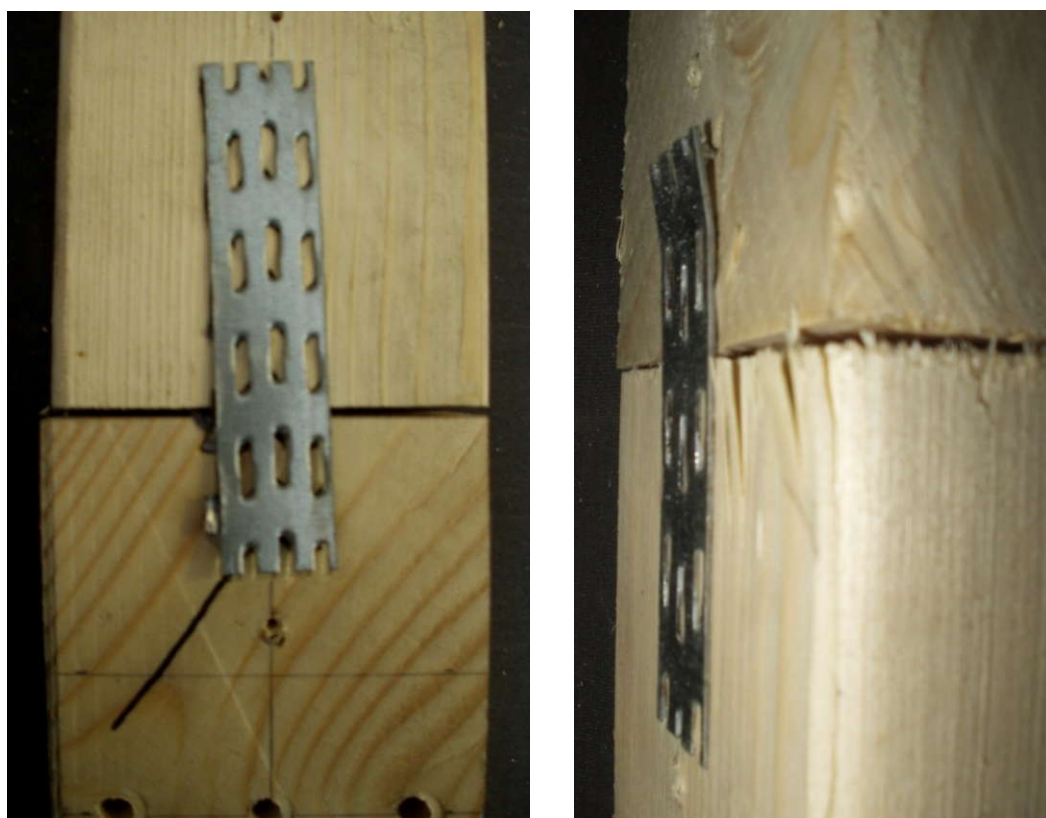


Рисунок В.14 – Характер руйнування зразків серії Т60

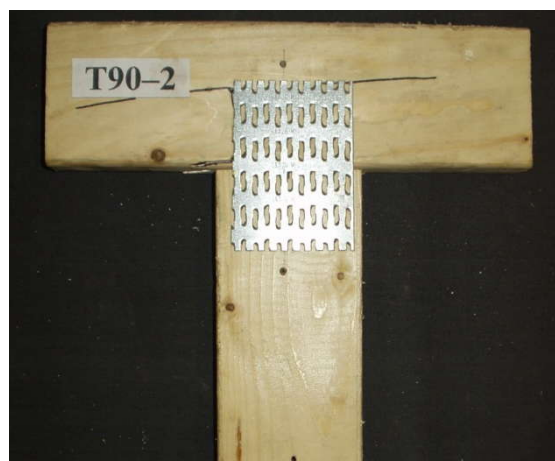


Рисунок В.15 – Характер руйнування зразків серії Т90

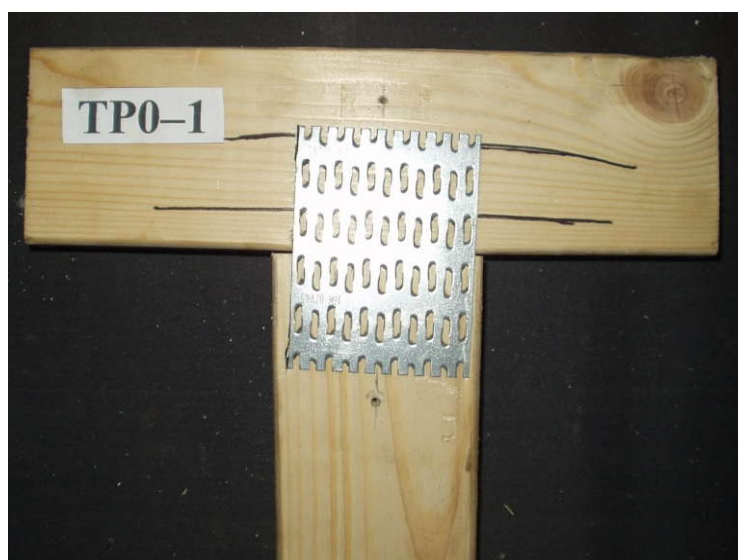


Рисунок В.16 – Характер руйнування зразків серії TP0



Рисунок В.17 – Характер руйнування зразків серії TR30



Рисунок В.18 – Характер руйнування зразків серії TR60

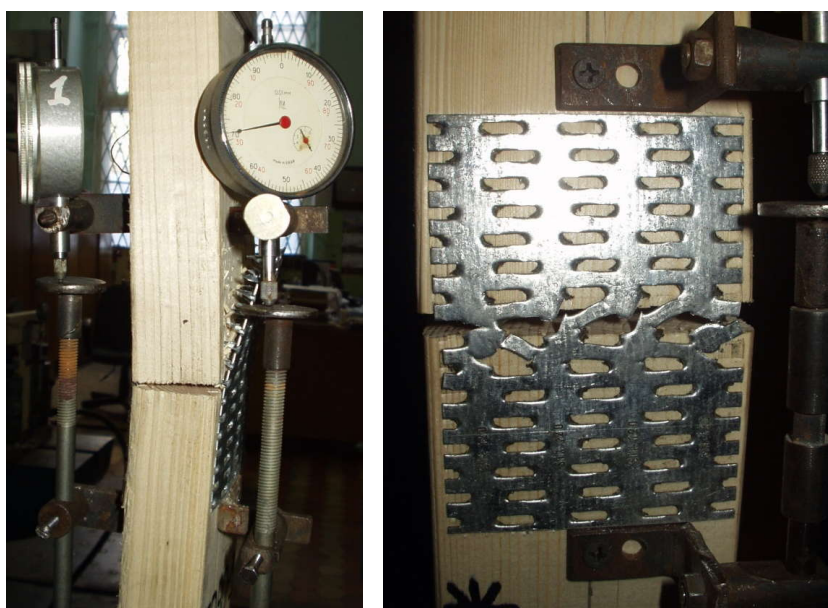


Рисунок В.19 – Характер руйнування зразків серії TR90

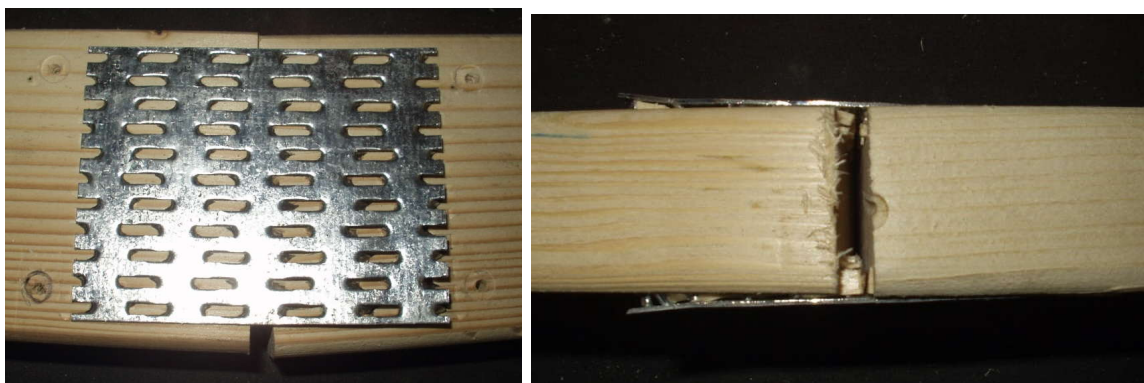


Рисунок В.20 – Характер руйнування зразків серії В0



Рисунок В.21 – Характер руйнування зразків серії В30



Рисунок В.22 – Характер руйнування зразків серії В60

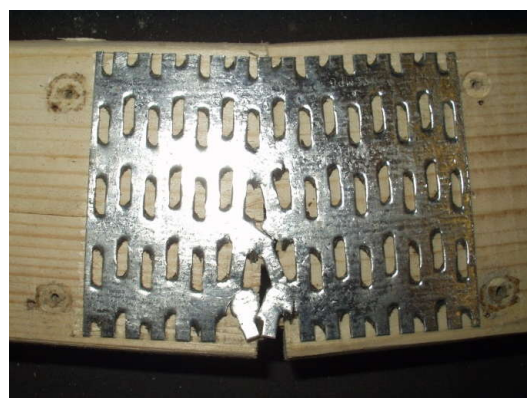


Рисунок В.23 – Характер руйнування зразків серії В90

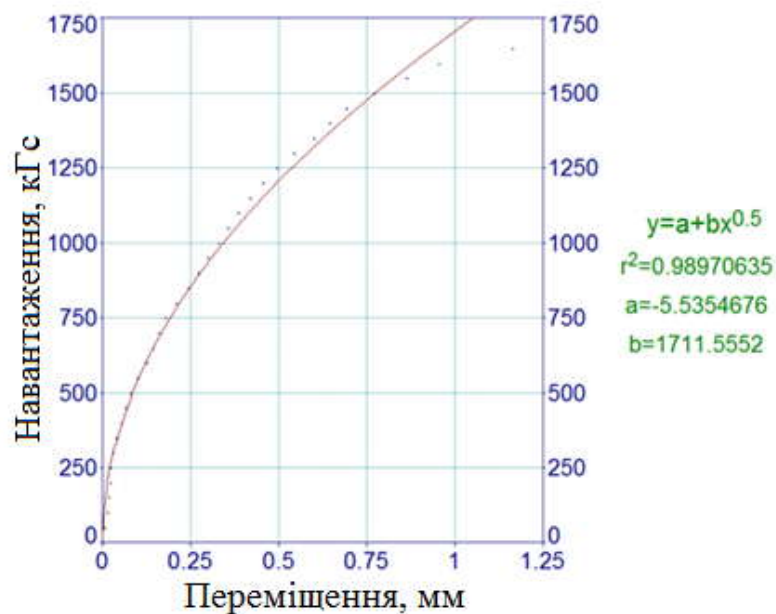


Рисунок В.24 – Експериментальні дані та крива апроксимації залежності переміщень від величини навантаження для зразка Т0

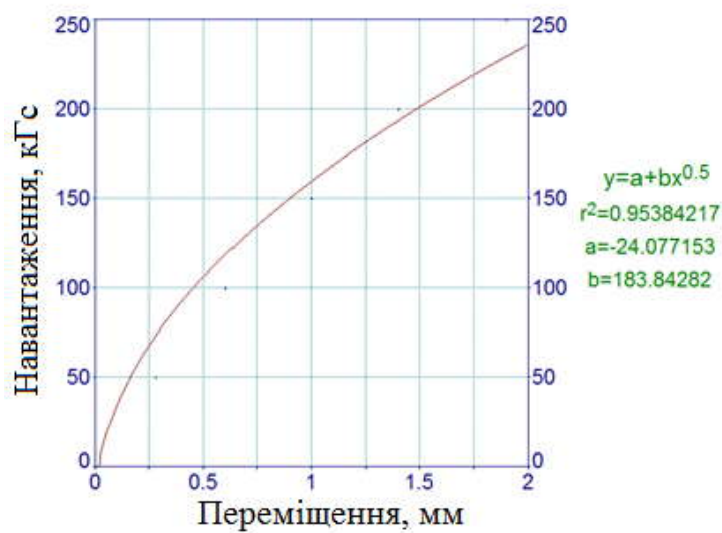


Рисунок В.25 – Експериментальні дані та крива апроксимації залежності переміщень від величини навантаження для зразка Т30

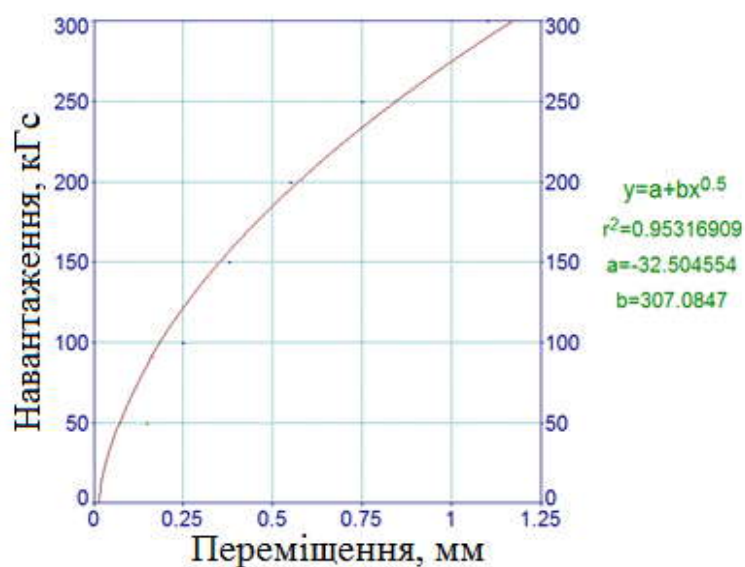


Рисунок В.26 – Експериментальні дані та крива апроксимації залежності переміщень від величини навантаження для зразка Т60

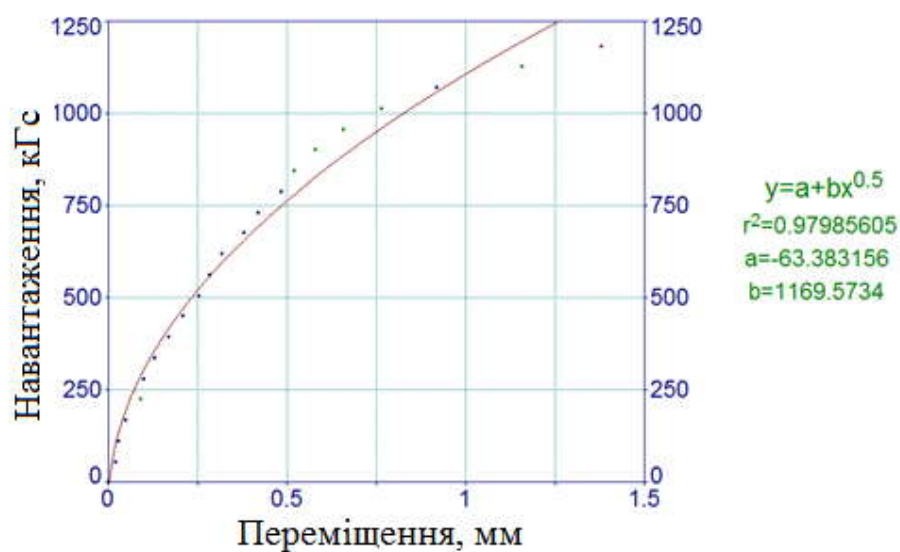


Рисунок В.27 – Експериментальні дані та крива апроксимації залежності переміщень від величини навантаження для зразка Т90

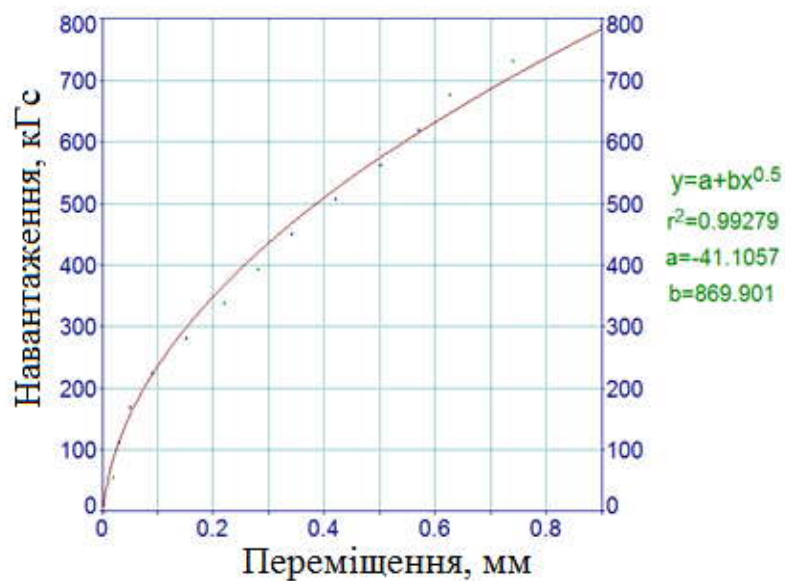


Рисунок В.28 – Експериментальні дані та крива апроксимації залежності переміщень від величини навантаження для зразка ТР0

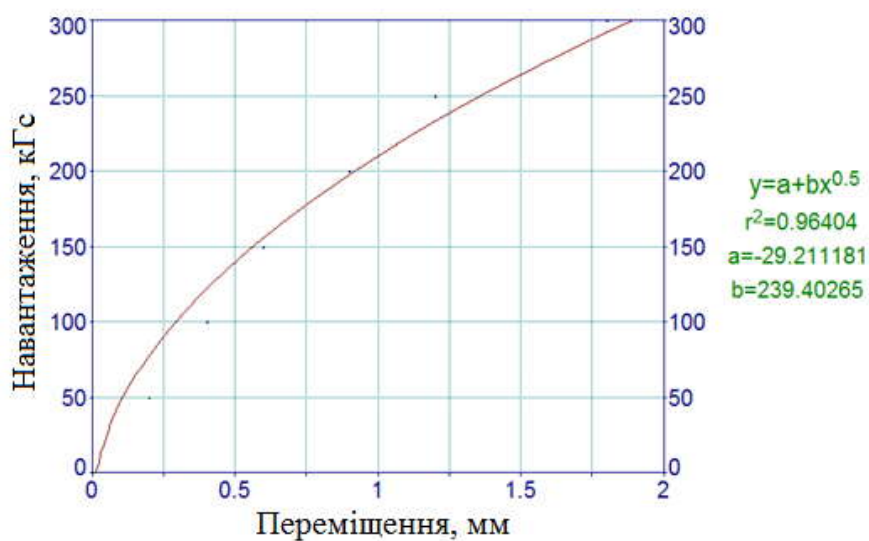


Рисунок В.29 – Експериментальні дані та крива апроксимації залежності переміщень від величини навантаження для зразка ТР30

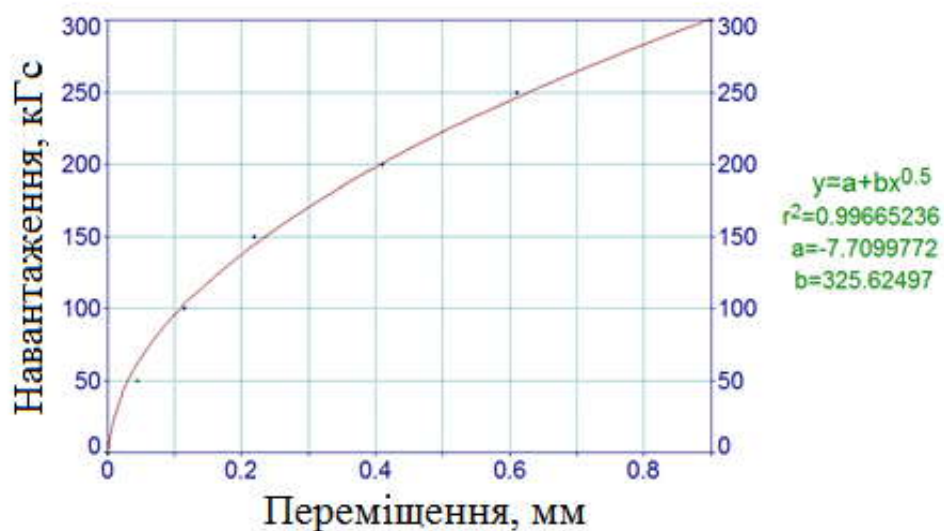


Рисунок В.30 – Експериментальні дані та крива апроксимації залежності переміщень від величини навантаження для зразка TR60

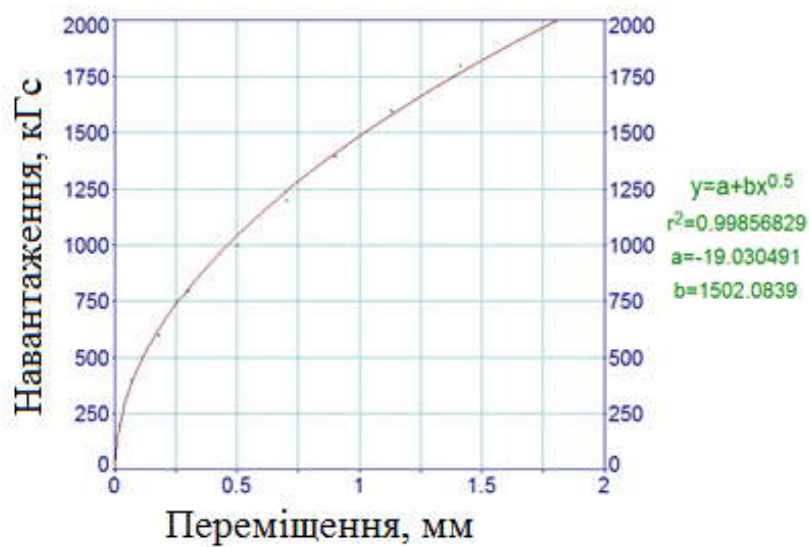
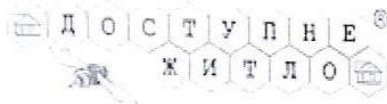


Рисунок В.31 – Експериментальні дані та крива апроксимації залежності переміщень від величини навантаження для зразка TR90

ДОДАТОК Г**Довідки про впровадження результатів дисертаційної роботи**



ОБСЛУГОВУЮЧИЙ КООПЕРАТИВ «Житлово-будівельний кооператив «Доступне житло України»

07800 Київська обл., Бородянський р-н, смт. Бородинка, вул.Космономольська 4Д.
тел. +38 067 632 35 51
Email: cstr2000@gmail.com

Код за ЄДРПОУ юридичної особи: 39216398
Р/р 26007512101400 в ПАТ «УкрСиббанк», МФО 351005

№ 16/12 від 16.11.2020р

ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертаційної роботи Шехоркіної С.Є.
«Наукові основи і методи розрахунку гібридних деревозалізобетонних
багатоповерхових будівель»

Результати дисертаційної роботи доцента кафедри залізобетонних і кам'яних конструкцій ДВНЗ «Придніпровська державна академія будівництва та архітектури» Шехоркіної Світлани Євгенівни «Наукові основи і методи розрахунку гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель», а саме: конструктивні рішення гібридних деревозалізобетонних перекриттів, вузлів сполучень дерев'яних конструкцій та інженерні методики їх розрахунку використовуються компанією Обслуговуючий кооператив «Житлово-будівельний кооператив «Доступне житло України» при розробці та реалізації проєктів ресурсоефективних екологічних будівель.

Голова правління



Перегінець С.А.

Згідно з ор.



Савицький М.В.



ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертаційної роботи Шехоркіної С.Є.
**«Наукові основи і методи розрахунку гібридних деревозалізобетонних
багатоповерхових будівель»**

Результати дисертаційної роботи доцента кафедри залізобетонних і кам'яних конструкцій ДВНЗ «Придніпровська державна академія будівництва та архітектури» Шехоркіної Світлани Євгеніївни «Наукові основи і методи розрахунку гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель», а саме: дані експериментальних досліджень фізико-механічних характеристик клеєної деревини, що виготовляється з деревини сосни місцевого походження, випробувань натурних клеєних дерев'яних балок та болтових з'єднань елементів з клеєної деревини на металевих пластинах, використовуються компанією ФОП Портнова Н.М. при розробці проектних рішень просторових конструкцій з клеєної деревини.

Засновник

Портнова Наталія Михайлівна

(073) 797-88-15

DaxWood
www.naves.in.ua
<https://www.facebook.com/naves.in.ua>
naves.in.ua@gmail.com



Портнові Н.М. забірено

Савицький М.В.

ЗАТВЕРДЖУЮ:

Ректор

ДВНЗ «ЦДАБА», д.т.н., професор



Микола Савицький

Методика 2020 р.

ДОВІДКА ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ

За результатами наукових досліджень по дисертаційній роботі: «Наукові основи і методи розрахунку гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель» під науковим керівництвом Шехоркіної С.Є. захищено 8 магістерських робіт за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія, 8.06010101 – Промислове і цивільне будівництво:

1. Цибульський А. В. Тема: «Гармонізація методик розрахунку дерев'яних конструкцій з нормами Європейського союзу», 2016 р.
2. Барилко В. Л. Тема: «Дослідження деформованого стану з'єднань нагельного типу методом лазерної інтерферометрії», 2018 р.
3. Бердников М. Р. Тема: «Дослідження тепловитрат вузлових з'єднань конструкцій енергоефективних «зелених» будівель», 2019 р.
4. Іванцова І. В. Тема: «Дослідження напружено-деформованого стану конструкцій стінових панелей «зелених» будівель», 2019 р.
5. Белік А. С. Тема: «Конструктивні рішення гнукотклеєних дерев'яних аркових конструкцій», 2020 р.
6. Гава О. А. Тема: «Напружено-деформований стан багатоповерхових будівель гібридної конструкції», 2020 р.
7. Льюда О. А. Тема: «Напружено-деформований стан нагельних з'єднань дерев'яних конструкцій», 2020 р.
8. Курілович А. С. Тема: «Напружено-деформований стан гібридних деревобетонних перекриттів», 2020 р.

Декан факультету
«Будівельний»,
д.т.н., проф.

Т. Нікіфорова

Зав. каф. ЗБіКК,
к.т.н., доц.

О. Конопляник

ЗАТВЕРДЖУЮ:
 Ректор
 ДВНЗ «ПДАБА», д.т.н., професор
 М.В. Савицький
 1 листопада 2020 р.



ДОВІДКА ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ

Результати наукових досліджень, що викладені у дисертаційній роботі: «Наукові основи і методи розрахунку гібридних деревозалізобетонних багатопверхових будівель» Шехоркіної С.Є. є складовою розділів держбюджетних науково-дослідних робіт, що фінансувались Міністерством освіти і науки України:

1. «Розробка наукових засад створення високотехнологічних соціоекокомплексів в Україні на основі концепції стійкого розвитку» (номер державної реєстрації №0113U000129, 2013-2014 рр.)

2. «Обґрунтування архітектурно-конструктивно-технологічних систем для проектування житлових будівель і соціоекокомплексів» (номер державної реєстрації №0111U010429, 2011-2015 рр.).

3. «Розробка наукових засад трансформації будівель та житлових комплексів сучасних великих міст України на основі інноваційних екотехнологій» (номер державної реєстрації №0115U000218, 2015-2016 рр.).

4. «Наукові основи створення будівельно-аграрних кластерів із замкнутим циклом матеріальних та енергетичних потоків» (номер державної реєстрації № 0117U000367, 2017 – 2018 рр.).

5. «Розробка наукових основ інноваційної архітектурно-конструктивно-технологічної системи будівництва методом 3D-друку» (номер державної реєстрації № 0119U100608, 2019-2020 рр.).

6. «Науково-практичні засади проектування автономних екобудівель за концепцією «Потрійний Нуль» (номер державної реєстрації № 0117U006728, 2017-2020 рр.).

Начальник НДЧ
 ДВНЗ «ПДАБА»,
 к.т.н., доцент



А.О. Титюк

ЗАТВЕРДЖУЮ:
 Ректор
 ДВНЗ «ДАБА», д.т.н., професор
 М.В. Савицький
 листопада 2020 р.



ДОВІДКА ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ

Результати наукових досліджень, що викладені у дисертаційній роботі: «Наукові основи і методи розрахунку гібридних деревозалізобетонних багатоповерхових будівель» Шехоркіної С.Є. використовуються в навчальному процесі Державного вищого навчального закладу «Придніпровська державна академія будівництва та архітектури» при підготовці здобувачів вищої освіти за напрямком 192 – Будівництво та цивільна інженерія, спеціальність «Промислове та цивільне будівництво» при викладанні спеціальних курсів «Зелене будівництво», «Сучасні архітектурно-конструктивні рішення будівель і споруд», «Сучасні ресурсозберігаючі технології виробництва будівельних матеріалів».

Декан факультету
 «Будівельний»,
 д.т.н., проф.



Т. Д. Нікіфорова

Зав. каф. ЗБіКК,
 к.т.н., доц.



О. Ю. Конопляник