

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
„ЛЬВІВСЬКА ПОЛІТЕХНІКА”

На правах рукопису

СУРМАЙ МИХАЙЛО ІГОРОВИЧ

УДК 624.011.2

**„МІЦНІСТЬ ТА ДЕФОРМАТИВНІСТЬ ДОЩАТОКЛЕСНИХ БАЛОК
АРМОВАНИХ СКЛОПЛАСТИКОВОЮ ТА БАЗАЛЬТОВОЮ
АРМАТУРОЮ”**

05.23.01 - будівельні конструкції, будівлі та споруди

Дисертація на здобуття наукового ступеня
кандидата технічних наук

Науковий керівник
доктор технічних наук, професор
Демчина Б.Г.

Львів – 2015

ЗМІСТ

ВСТУП	5
РОЗДІЛ 1	11
АНАЛІЗ ПИТАННЯ І ЗАВДАННЯ ДОСЛІДЖЕНЬ	11
1.1. Актуальність застосування та виготовлення будівельних конструкцій з клеєної деревини в сучасній будівельній індустрії України та світу. ..	11
1.2. Сучасний стан досліджень армованих дощатоклеєних конструкцій.	16
1.2.1. Склад та властивості деревини. Робота деревини на розтяг, стиск, згин.	24
1.2.2. Типи композитної арматури, та її фізико-механічні характе- ристики.	27
1.2.3. Клеї.	29
1.2.4. Технологічні принципи армування дерев'яних конструкцій.	31
1.3. Існуючі методи розрахунку балочних згинаних армованих дощатоклеє- них конструкцій з використанням сталевий та композитної арматури. ..	36
1.4. Висновки по розділу 1	43
РОЗДІЛ 2	44
ОБ'ЄМ ТА МЕТОДИКА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ.	44
2.1. Обсяг експериментальних досліджень.	44
2.2. Методика експериментальних досліджень.....	52
2.2.1. Дослідження міцності та деформативності згинаних дощатоклеє- них балок.	52
2.2.2. Дослідження спільної роботи арматури з клеєною деревиною.	56
2.2.3. Дослідження фізико-механічних властивостей деревини та арматури.	58
2.3. Висновки до розділу 2	71
РОЗДІЛ 3	72
РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ	72
3.1. Результати експериментальних досліджень армованих дощатоклеєних балок.	72

	3
3.1.1. Дерев'яні неармовані балки.	73
3.1.2. Дерев'яні балки армовані склопластиковою арматурою 2Ø10АКС.	77
3.1.3. Дерев'яні балки армовані базальтопластиковою арматурою 2Ø10 АКБ.	82
3.1.4. Дерев'яні балки армовані сталеву арматурою 2Ø10 А400С.	86
3.1.5. Дерев'яні балки армовані сталеву арматурою 2Ø16 А400С.	90
3.2. Результати досліджень спільної роботи арматури з клеєною деревиною. .	93
3.3. Визначення фізико-механічних характеристик матеріалів	100
3.3.1. Випробування деревини.	100
3.3.2. Результати випробування сталеву та композитну арматури на розтяг.	106
3.4. Висновки по розділу 3.	111
РОЗДІЛ 4	112
АНАЛІЗ ОТРИМАНИХ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА РОЗРОБЛЕННЯ РЕКОМЕНДАЦІЙ ДЛЯ ПРОЕКТУВАННЯ.....	112
4.1. Аналіз досліджень зчеплення арматури з деревиною.	112
4.1.1. Визначення значень максимальних дотичних напружень τ_{bd}	116
4.1.2. Встановлення залежності руйнівного напруження зчеплення стержнів від довжини їхнього анкерування.	119
4.1.3. Визначення необхідної довжини анкерування.	121
4.2. Аналіз результатів дослідження армованих дерев'яних балок.	124
4.3. Розрахунок нормальних напружень в арматурі згинаних дощатоклеєних балок.	135
4.4. Порівняння економічної ефективності армування дерев'яних конструкцій різними видами арматури.	138
4.5. Рекомендації з проектування балочних згинаних армованих дощато- клеєних конструкцій з композитною арматурою та їх впровадження. ...	144
4.6. Висновки по розділу 4.	146
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	147

	4
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	149
ДОДАТОК А	
Випробування дерев'яних зразків на розтяг та стиск вздовж волокон.....	168
ДОДАТОК Б	
Фотофіксація випробувань зразків на висмикування арматури	171
ДОДАТОК В	
Зміщення торців арматури відносно торців балки.....	174
ДОДАТОК Г	
Порівняння зовнішнього вигляду зруйнованих зразків.....	178
ДОДАТОК Д	
Текст програми для розрахунку армування згинаних дерев'яних елементів у середовищі VISUAL BASIC	180
ДОДАТОК Е	
Впровадження результатів дисертаційної роботи	181
ДОДАТОК Є	
Порівняння нормальних напружень в балках обчислених за допомогою ПК «ЛІРА»	184

ВСТУП

Актуальність теми. Склопластикова та базальтопластикова арматура (композитна арматура) появились в 60-их роках, та вже знайшли широкий спектр застосування в будівельній промисловості [125]. Хімічна стійкість, невіддатливість корозії та важкогорючість цих видів арматури збільшують довговічність конструкцій і з їх застосуванням значно зменшують неоправдані витрати на експлуатацію та потребу в дорогих ремонтах.

Щодня процес розвитку будівельної справи супроводжується виникненням більш міцніших, дешевших і ефективніших конструкцій. Одними з таких конструкцій є дерев'яні дощатоклеєні балки армовані склопластиковою або базальтопластиковою арматурою.

На сьогодні досліджено лише використання сталеві арматури в дерев'яних дощатоклеєних балочних елементах, яка порівняно зі склопластиковою та базальтопластиковою є менш міцною і водночас піддається корозії у вологому середовищі, а отже є недостатньо ефективною для використання в таких конструкціях.

Вже давно використовують сталеву арматуру в конструкціях із цільної та клеєної деревини. Основним недоліком їхньої роботи є велика різниця в модулях пружності матеріалів (для дерева $E = 1 \cdot 10^4$ МПа, для сталі $E = 20.6 \cdot 10^4$ МПа), в той час як склопластикова та базальтопластикова арматури мають значно менші від сталі модулі пружності (для склопластика $E = 5,5 \cdot 10^4$ МПа, для базальтопластика $E = 7 \cdot 10^4$ МПа), що сприяє кращій сумісній роботі її з деревиною. Крім того, менша вага і більший тимчасовий опір композитної арматури можуть забезпечити легкість і міцність таких конструкцій.

Високі темпи та рівень сучасного будівництва пред'являють якісно нові вимоги до будівельних матеріалів та конструкцій. При цьому велика увага приділяється виробництву клеєних дерев'яних конструкцій. Такі конструкції через ряд техніко-економічних показників домінують над

металевими та залізобетонними, а саме: мають малу монтажну масу, відносно високу міцність та жорсткість при достатній надійності та довговічності. В цей же час негативні властивості деревини (залежність властивостей від її будови, вад, необхідності застосування якісного пиломатеріалу, зайвої масивності перерізу, повзучості при довготривалому навантаженні та ін.) обмежують область застосування і погіршують показники дерев'яних конструкцій.

Одним із шляхів усунення вказаних недоліків та підвищення техніко-економічної ефективності є армування перерізів клеєних дерев'яних конструкцій і елементів сталевую або композитною арматурою. Це дозволяє суттєво скоротити витрати деревини, зменшити монтажну масу, підвищити якість та надійність дерев'яних конструкцій, що працюють в основному на згин та стиск зі згином.

Висока міцність та жорсткість в поєднанні з малою монтажною масою роблять ці конструкції незамінними в сільськогосподарському будівництві, важко доступних та віддалених від магістральних шляхів районах, для великопрольотних конструкцій та в елементах зі значним навантаженням у вузлових з'єднаннях.

Легкі несучі клеєні армовані конструкції знаходять застосування у найрізноманітніших областях будівництва: при зведенні видовищно-спортивних, сільськогосподарських та складських споруд, пролітних споруд мостів та естакад, споруд хімічних виробництв та ін., що пред'являють до несучих конструкцій високі вимоги, оскільки в процесі експлуатації можливі впливи перепадів температури та вологи, агресивних середовищ, повторного короткочасного та довготривалого навантаження та ін.

Розробка та дослідження клеєних армованих дерев'яних конструкцій для будівництва – частина важливого завдання по створенню нових видів ефективних несучих конструкцій на основі деревини.

Висока міцність композитної арматури при невеликій питомій вазі, неохильність до корозії, унікальна хімічна стійкість є основними її

перевагами над сталевую. Саме тому виникла ідея армувати дерев'яні конструкції склопластиковою та базальтопластиковою арматурою.

На сьогоднішній день армування дерев'яних елементів сталевую арматурою є ґрунтовно дослідженим і широко використовується при виробництві дерев'яних конструкцій. Є розроблені методи їх розрахунку. Проте питання використання композитної арматури в балочних дерев'яних конструкціях, а також питання сумісної роботи композитної арматури в дерев'яних конструкціях залишається недослідженим та актуальним. Виникає необхідність створення методики розрахунку міцності та деформативності клеєних дерев'яних балок, армованих композитною арматурою, визначення повноти використання міцнісних характеристик композитної арматури, а також перевірки її зчеплення з деревиною.

Робота направлена на вирішення сформульованого вище питання, чим і визначається її актуальність.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами та темами. Тема дисертаційної роботи є складовою частиною науково-дослідних робіт кафедри „Мости та будівельна механіка”, таких як розроблення та вдосконалення методів розрахунку конструкцій мостів, будівель та споруд та енергоощадні технології у будівництві, а також науково технічних досліджень лабораторії НДЛ-23 по госпдоговірних темах №1645, 1986, 030, проведених у 2012-2015 роках.

Мета роботи. Оцінка роботи на згин дощатоклеєних дерев'яних балок, армованих склопластиковою та базальтопластиковою арматурою та розробка рекомендацій з їх проектування.

Завдання дослідження:

- розробити методику та виконати експериментальні дослідження з вивчення спільної роботи арматури з дощатоклеєною деревиною за рахунок епоксидного клею;
- розробити методику дослідження фізико-механічних характеристик композитної арматури;

- розробити методику визначення фізико-механічних властивостей деревини неруйнівним методом;
- розробити методику та виконати експериментальні дослідження міцності та деформативності дощатоклеєних балок армованих склопластиковою та базальтопластиковою арматурою;
- розробити практичні рекомендації щодо виготовлення і розрахунку міцності та деформативності дощатоклеєних балок армованих склопластиковою та базальтопластиковою арматурою.

Об'єкт дослідження – згинані дощатоклеєні балки армовані склопластиковою та базальтопластиковою арматурою в розтягнутій зоні.

Предмет дослідження – міцність та деформативність дощатоклеєних балок армованих склопластиковою та базальтопластиковою арматурою; міцність зчеплення композитної арматури з деревиною.

Методи дослідження: для вирішення поставлених завдань виконувались експериментальні та теоретичні дослідження міцності та деформативності дощатоклеєних армованих балок з використанням розрахунково-теоретичного комплексу «ЛПРА», методи статистичної обробки результатів експериментальних досліджень.

Наукова новизна одержаних результатів:

- розроблено методику проведення експериментальних досліджень міцності і деформативності дощатоклеєних балок армованих склопластиковою та базальтопластиковою арматурою;
- розроблено методику з визначення зчеплення композитної арматури з деревиною.
- вперше розроблено методику випробування композитної арматури на розтяг за допомогою цангового затискного механізму ЦЗМ-1;
- вперше розроблено методику визначення фізико-механічних властивостей деревини неруйнівним методом за допомогою спеціально сконструйованого пристрою ДБ-1.

- удосконалено методику розрахунку міцності та деформативності дощатоклеєних балок армованих склопластиковою та базальтопластиковою арматурою;
- удосконалено методику виготовлення балок армованих склопластиковою та базальтопластиковою арматурою.

Практичне значення роботи полягає у розробці рекомендацій з проектування дощатоклеєних балок армованих склопластиковою та базальтопластиковою арматурою і розрахунку зчеплення композитної арматури з деревиною за рахунок епоксидного клею.

Особистий внесок здобувача:

- запропоновано та реалізовано методику дослідження міцності зчеплення композитної арматури з дощатоклеєною деревиною;
- розроблено та запатентовано пристрої для анкерування композитної арматури при її випробуванні на розтяг;
- розроблено та запатентовано пристрій ДБ-1 для визначення фізико-механічних властивостей деревини неруйнівним методом;
- розроблено методику та обладнання для експериментальних досліджень міцності та деформативності дощатоклеєних балок армованих склопластиковою та базальтопластиковою арматурою;
- досліджено напружено-деформований стан дощатоклеєних балок армованих склопластиковою та базальтопластиковою арматурою;
- розроблено рекомендації з проектування дощатоклеєних балок армованих склопластиковою та базальтопластиковою арматурою.

Апробація результатів дисертації. Основні результати дисертації були повідомлені і обговорювалися на всеукраїнській науково-практичній конференції “Сучасні будівельні матеріали і конструкції та інноваційні технології зведення будівель і споруд” (м. Макіївка, 2010р.), шостій всеукраїнській науково-технічній конференції “Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону” (м. Одеса, 2011р.), 15-ому міжнародному симпозиумі «Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини» (м. Одеса, 2011р),

сьомій всеукраїнській науково-практичній конференції «Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону» (м. Рівне, 2013р.), на наукових семінарах та конференціях кафедр „Мости та будівельна механіка” і «Будівельні конструкції та мости» Національного університету ”Львівська політехніка” у 2010-2015 рр.

Публікації. Основні положення та висновки дисертації викладено у 10 опублікованих працях, у яких повною мірою висвітлені результати дисертаційної роботи, з них 9 публікацій у фахових виданнях України та 1 публікація в науковому періодичному виданні іншої держави. Отримано 6 патентів України на корисні моделі.

Структура і обсяг роботи. Дисертація складається з вступу, чотирьох розділів, висновків, списку використаних джерел та семи додатків. Робота викладена на 185 сторінках, в тому числі містить 148 сторінок основного тексту, з них 31 повна сторінка з рисунками і таблицями, список літератури із 163 джерел на 19 сторінках, додатки на 18 сторінках, 21 таблиця, 129 рисунків.

Дисертаційна робота виконана на кафедрі “Мости та будівельна механіка” Національного університету “Львівська політехніка”. Автор висловлює щире подяку науковому керівнику д.т.н., проф. Демчині Б.Г., працівникам кафедр „Мости та будівельна механіка” і “Будівельні конструкції та мости” за сприяння та допомогу при виконанні досліджень.

РОЗДІЛ 1

АНАЛІЗ ПИТАННЯ І ЗАВДАННЯ ДОСЛІДЖЕНЬ

1.1. Виготовлення та застосування будівельних конструкцій з клеєної деревини в сучасній будівельній індустрії України та світу.

Лісові ресурси нашої країни є одними з найбільших у Європі. Частина з них використовується в будівельній галузі. Сьогодні зростають масштаби виробництва будівельних конструкцій та елементів з деревини, розширюється сфера їхнього застосування. З деревини виготовляють різноманітні клеєні дерев'яні конструкції (КДК) для житлових будинків, мобільних (інвентарних) будівель, паркет, столярні вироби та погонні деталі, деревостружкові та деревоволокнисті плити, іншу продукцію .

Дерев'яні конструкції володіють підвищеною несучою здатністю, довговічністю, вогнестійкістю та малою власною вагою, що дозволяє перекривати великі прольоти (до 50 м) без надмірних навантажень на опори та фундаменти. Можливість виготовлення КДК різноманітних форм дозволяє виконувати оригінальні архітектурно-дизайнерські рішення [73, 163].

Завдяки низькій теплопровідності деревина сприяє кращому енергозбереженню в спорудах, а також забезпечує достатньо високу вогнестійкість споруд 30-45 хв [19, 20]. Крім того продукти горіння деревини не є токсичними, не плавляться і не розтріскуються, а сама деревина є повністю відновлювальним матеріалом, та не створює перешкод в її утилізації.

За останні роки збільшилося зведення дерев'яних споруд з новими архітектурно-планувальними і конструктивними рішеннями, впроваджуються прогресивні економічні технологічні лінії та обладнання для виробництва дерев'яних каркасних будинків. Одним з ефективних напрямків в індустріалізації будівництва є застосування дерев'яних клеєних конструкцій, що дозволяють істотно збільшити довговічність споруд (особливо експлуатованих в агресивних середовищах), зменшити масу

будівель і забезпечити економію металу [148]. З появою та розвитком із середини ХХ ст. ефективних клеїв та способів надійного волого-, біо- та вогнезахисту деревини, розкрилися для цих конструкцій широкі перспективи застосування.

Загальний обсяг виготовлення дерев'яних клеєних конструкцій і деталей в світі наближається до 7 млн м³. Значна частина всього обсягу виробляється в країнах Європи. Частка України в світовому виробництві клеєних дерев'яних конструкцій поки що становить всього близько 1%, але потенційні можливості споруджуваних і проєктованих підприємств визначають більш помітне місце нашої країни в цьому секторі індустрії [27].

На всесвітній виставці ЕКСПО-2000 в м. Ганновері (Німеччина) більшість представлених павільйонів були виконані із використанням конструкцій з клеєної деревини (рис. 1.1). Головний павільйон – «Євродах» (рис. 1.2), загальною площею 16000 м², був виконаний по проєкту мюнхенського архітектора Т. Герцога із 10-ти дерев'яних решітчастих чаш, кожна з яких була розміщена на опорі висотою 20 м [31, 129].



Рис. 1.1. Угорський павільйон на виставці ЕКСПО-2000 в м. Ганновері (Німеччина).



Рис. 1.2. Головний павільйон та дерев'яна модель елемента «Євродаху» на виставці ЕКСПО-2000 в м. Ганновері (Німеччина).

На даний час в Європі розроблена широка номенклатура клеєних конструкцій. У їх числі: арочні великопрольотні (до 45 м) конструкції, гнуклеєні рами, балки і стрілочасті арки прольотом до 24 м, трьохшарнірні арки прольотом до 18 м, панелі стін та плити покриттів прольотами 3 і 6 м та ін.. Створений великий набір різних конструктивних елементів з дерева, призначених для спорудження житлових, громадських та промислових об'єктів [71]. Дерев'яні конструкції та елементи ефективні при будівництві споруд хімічної промисловості, виробничих і допоміжних сільськогосподарських будівель, спортивних і видовищних споруд, критих ринків, прогонових будов автодорожніх мостів та інших об'єктів [63].

Термін експлуатації сховищ хімічних добрив та реактивів із КДК в кілька разів більший ніж у споруд із металевих чи залізобетонних конструкцій, а вартість експлуатації значно нижча. В 1962 р. після відкриття Домбровського кар'єру (м. Калуш, Україна), було зведено дробильні цехи із гнутих дерев'яних дощатоклеєних арок, прольотом 45 м. Порівняно із залізобетонними та металевими спорудами, що розміщені поруч (галереї, адміністративно-побутові корпуси та ін.) дерев'яні елементи дробильних цехів зовсім не постраждали від агресивного середовища створеного калійними солями (рис. 1.3). Заміна окремих металевих елементів використаних в дерев'яних конструкціях, що піддалися впливу корозії вимагає значно менших коштів ніж ремонт чи підсилення основного несучого елемента, якщо він був виготовлений з металу чи залізобетону.



Рис. 1.3. Опорна частина дощатоклеєної арки дробильного цеху мінеральних добрив.

Дерев'яні конструкції являються легкими (об'ємна вага близько 700 кг/м^3) та недорогими, мають велику сировинну базу. Зростанню попиту на дощатоклеєні конструкції сприяє легкість монтажу та відсутність при зведенні мокрих процесів, а також достатньо висока межа вогнестійкості. Невелика теплопровідність деревини як матеріалу, масивність і цілісність перерізів дає можливість зберігати несучу здатність конструкцій при пожежі набагато довше, ніж металевих [1, 134]. Незначний коефіцієнт температурного розширення дозволяє відмовитися від температурних швів. Деревина одночасно є пластичним і пружним матеріалом, має високі акустичні якості і високу довговічність. Заготівля деревини і її обробка не потребують складного устаткування та може виконуватися в будь-яку пору року. Деревина відповідає вимогам збірності будівництва з окремих елементів і деталей виготовлених на заводах, з наступним монтажем їх на місці будівництва [90]. Технологічний процес виготовлення елементів і виробів для будівництва таких будинків здійснюється на напівавтоматичних лініях з розкрою пиломатеріалів, склеювання їх по довжині і впоперек; виготовленню комбінованих балок і дерев'яних ферм із використанням

металевих зубчатих пластин; виробництва заготовок і збору панелей на конвеєрних лініях з автоматичним кріпленням обшивок цвяхами і скобами, упаковкою елементів та їх комплектацією.

Разом з тим деревина має і ряд негативних властивостей – неоднорідну волокнисту структуру і недоліки, пов'язані з ростом дерева, що суттєво впливають на механічні властивості. Вона схильна до усушки і розбухання при зміні температурно-вологісних умов експлуатації конструкцій, піддається гниттю, може бути зруйнована комахами, є горючим матеріалом. Негативні властивості деревини вимагають ретельного аналізу умов роботи дерев'яних конструкцій, особливої уваги при будівництві і зменшенні причин, що сприяють прояву цих властивостей, а в деяких випадках і обмеженню застосування таких конструкцій [90].

З появою клеєних дерев'яних конструкцій вдалося уникнути значної частини природних недоліків деревини (неоднорідності, наявності дефектів – сучків, косошарості, впливу вологості). Відповідно підвищилася надійність конструкцій, оскільки клеєна деревина володіє більш стабільними механічними властивостями.

Застосування індустріальних клеєних дерев'яних конструкцій повинно забезпечити зниження металоємності, вартості і трудомісткості будівництва, ваги будівель, підвищення їх теплозахисту[147].

Врачування особливостей матеріалу при проектуванні клеєних дерев'яних конструкцій надає їм додаткову ефективність. Наприклад, правильний вибір товщини і сорту пиломатеріалів, доцільний розподіл його по висоті пакету дошок, знання способів зрощування і групування дошок дозволяє до мінімуму скоротити відходи виробництва, а значить, і вартість конструкцій. Правильний підбір клею робить вирішальний вплив на технологічність виробів, їх надійність і довговічність.

Використання при проектуванні високоміцних деревних пластиків та інших листових матеріалів дозволило запобігти зминанню деревини поперек волокон від дії зосереджених сил.

Великий вклад в експериментально-теоретичне дослідження дерев'яних конструкцій внесли вітчизняні та закордонні науковці І.М. Гринь, В.З. Клименко, В.В. Фурсов, Б.Г. Демчина, А.Я. Найчук, Ю.М. Иванов, В.Ф. Иванов, І. М. Линьков, В.Ю. Щуко, С. А. Щуко, В. А. Бондин, Ю. Б. Вилегжанін, В. Б. Касаткін, С. В. Колпаков, Г.Г. Карлсен, Л. С. Чеботарева, В. Д. Ли, Б.В. Лабудін, В. М. Соротокін, Б. В. Накашидзе, В. В. Стоянов, Е. А. Смірнов, Я. Ф. Хлебной, С.Б. Турковський, А.А. Погорельцев, В. С. Шейкман, Н. Granholm, A. Fischer, E. Levin, T. Herzog, V. Bohannan, J. D. Barret, A. Reiterer та ін., які виявили високі конструктивні властивості таких конструкцій [9, 35-50, 54-58, 60, 76-81, 87, 124, 126-128, 130-132, 142-145, 150, 158, 162].

1.2. Сучасний стан досліджень армованих дощатоклеєних конструкцій.

Клеєні балки є індустріальними несучими конструкціями, які рекомендується застосовувати в покриттях промислових, сільськогосподарських і громадських будівель та споруд. В залежності від типу перерізу, виду матеріалу і способу виготовлення розрізняють балки наступних основних типів: клеєні багат шарові (масивного перерізу), армовані і клеєфанерні.

Армовані балки являють собою клеєні конструкції, в найбільш напружені крайні зони перерізу яких вклеєна сталева або композитна арматура [74, 92, 109, 125]. Вони мають істотно більшу несучу здатність і жорсткість, ніж неармовані такого ж перерізу. Їх доцільно застосовувати там, де потрібно зменшити будівельну висоту конструкцій покриття або скоротити витрату пиломатеріалів підвищеної якості. Однак ці балки більш трудомісткі у виготовленні ніж неармовані.

Існують наступні способи армування дерев'яних балок:

- армування стержневою арматурою без попереднього напруження;
- армування сталевими смугами;

- армування попередньо напруженою високоміцною арматурою або арматурними смугами;

- армування попередньо напруженою сталевною смугою, яка приклеюється до нижньої грані балки.

Як показали дослідження, армування балок періодичною арматурою без попереднього напруження при відсотку армування від 1 до 3% збільшує їх міцність і жорсткість в 1,5-2 рази у порівнянні із неармованими. Вага та вартість конструкцій при цьому знижується відповідно на 18-30% і 11-20% при однаковій несучій здатності.

Ефект збільшення міцності та жорсткості елемента з попередньо напруженою арматурою досягається при відсотку армування 0,5-1,0%.

Найбільш ефективним вважається подвійне армування балок, коли арматура розташовується в розтягнутій і стиснутій зонах.

Для армування балок застосовується, як правило, сталева стержнева арматура класів А300, А400С з розрахунковими опорами 295 МПа та 390 МПа. Вклеюється арматура зазвичай епоксидним клеєм (як-правило, з наповнювачем), що забезпечує надійне з'єднання деревини з металом. Розрахунок армованих балок здійснюється з урахуванням спільної роботи деревини та металу з приведеними характеристиками поперечного перерізу.

Дослідження роботи дерев'яних армованих конструкцій представлено в працях таких дослідників: Тірбаха, Біркмана, Монасевича А.Д. [75], Гранхольма, Фішера, дослідження L. Cizeka [153], I. Campredona [151], P. Dutko [154], W. Monck [160, 161], Іванова Ю.М. [38, 40-44, 49], Лінькова І.М. [65-70], Соротокіна В.М. [100-103], Фурсова В.В. [129], Стоянова В.В. [104-108, 146], Щуко В.Ю. [135-141], Турковського С.Б. [111-122], Арленінова Д.К. [61], Погорельцева А.А. [89], Рощина С.И. [93-96], Боднарчука Т.Б. [6, 7] та багатьох інших.

Комбіновані конструкції з деревини і металу вперше були широко застосовані у фермах. У фермах системи Полонсо і системи Гау стиснуті

розкоси виконувалися з деревини, а розтягнуті елементи і вузлові з'єднання із металу [2, 133].

Комбіновані балкові конструкції появились в ХХ столітті, набагато пізніше - це конструкції системи Тірбаха. Значне зменшення прямокутного поперечного перерізу дерев'яної балки тут досягається завдяки суцільній сталевій накладці, зігнутої в торцях балки і закріпленої нагелями (рис. 1.4). В окремих випадках сталева накладка перед закріпленням натягувалася, що створювало ефект попереднього натягу.

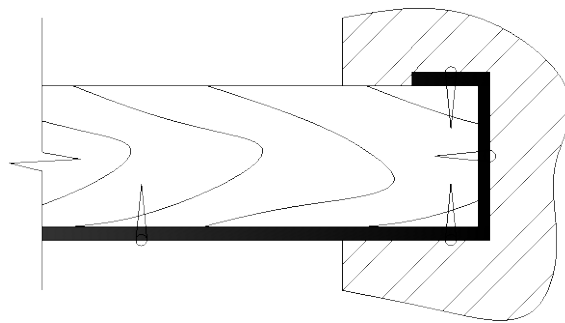


Рис. 1.4. Комбіновані балкові конструкції системи Тірбаха.

В подальшому балки системи Тірбаха розвинулися у вигляді двотаврових балок підсилених полосовою сталлю (рис. 1.5).

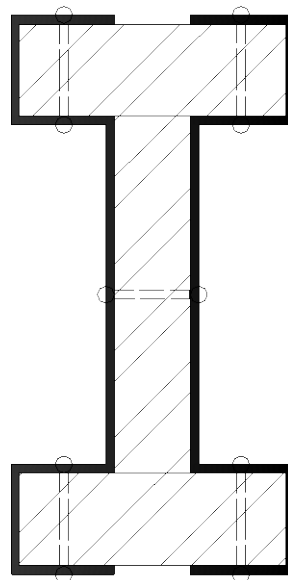


Рис. 1.5. Двотаврова балка системи Тірбаха.

З кінця ХІХ ст. постала проблема підвищення надійності дерев'яних конструкцій та елементів, які працюють на розтяг та поперечний згин.

Найбільш ефективним способом підвищення надійності таких конструкцій виявився спосіб підсилення дерев'яних елементів металом. В подальшому були розроблені металодерев'яні конструкції, в яких розрахункові дерев'яні розтягнуті елементи замінялися металевими.

Ідея використання в конструкціях сумісної роботи деревини та металу знайшла подальший розвиток в армованих дерев'яних конструкціях та елементах. В 1921 р. Л. Клайтила (США) запропонував використовувати в конструкціях аеропланів та дирижаблів несучий дерев'яний елемент коробчастого перерізу із запресованим в полицки сталевим дротом (рис. 1.6) [136].

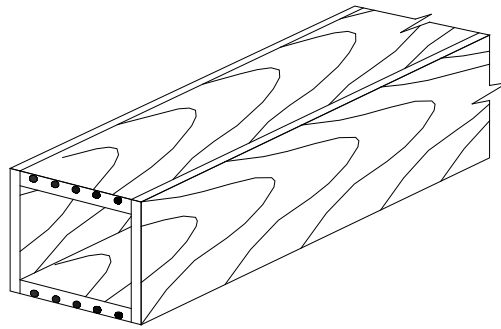


Рис. 1.6. Балка коробчастого перерізу із запресованим сталевим дротом.

Найбільш успішною на той час (1926 р.) була пропозиція Фішера [2] вкладати сталеві прутки в пази квадратного дерев'яного перерізу та заливати їх спеціальною мастикою. Відсутність надійних клеїв для з'єднання деревини з арматурою направили пошуки до використання інших способів – один з яких це пропозиція А.Д. Монасевича [75] використати сталеву полосу, що з'єднувалась з деревиною за допомогою попередньо виштампуваних зубців, яка являлась розвитком вищенаведеної системи Тірбаха. Більш вдалим вважається рішення Х. Гранхольма, що запропонував використовувати для армування стержні, які містили з певним кроком по довжині кільцеві виступи [2]. Сумісна робота арматури з деревиною забезпечувалась за допомогою вдавлювання в стінки попередньо виготовленого пазу цих кільцевих виступів (рис. 1.7).

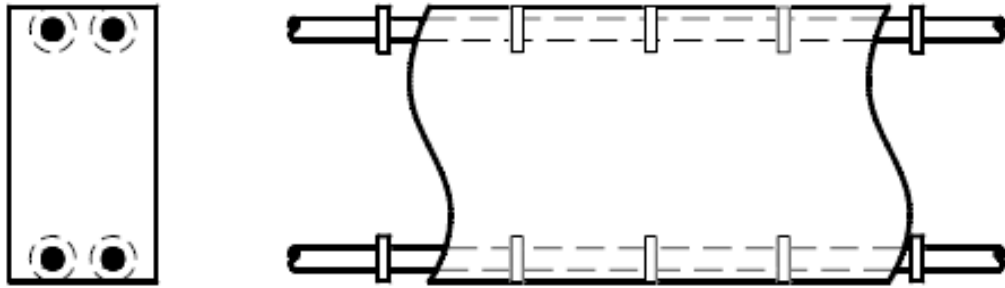


Рис. 1.7. Конструкція армованої балки Х. Гранхольма.

Приведений вище аналіз вказує на те, що без розробки та промислового випуску синтетичних клеїв, котрі здатні були би забезпечити міцне та довговічне з'єднання різнорідних матеріалів з деревиною, неможливо було створити ефективні працездатні дерев'яні армовані конструкції.

З появою епоксидних клеїв застосування армування дозволило цілком по іншому і більш ефективно вирішувати вузлові з'єднання та стики дерев'яних конструкцій, що полегшило їх транспортування та монтаж [95-97, 102, 139, 141], а також ремонт і реконструкцію діючих конструкцій [135, 141].

В сучасному будівництві частіше використовуються конструкції, армовані сталевими стержнями без попереднього напруження, які достатньо надійні та прості у виготовленні, так як вони не потребують для цього спеціального обладнання.

Використання армованих балок в пролітних будовах мостів і трикутних арок в покриттях виробничих та складських споруд показали ефективність армованих конструкцій в експлуатаційних умовах.

Так, шведська фірма АНН Тохнсон налагодила випуск широкого асортименту клеєних армованих конструкцій: балок 42 типорозмірів прольотом до 23 м, арок і рам прольотом до 30 м (рис. 1.8).

В 60-х рр. ХХ ст. в Чехословаччині було налагоджено випуск клеєних армованих арок круглого окреслення. Такі арки прольотом 36,2 м були застосовані в покритті цехів хімічних комбінатів (рис. 1.9). Клеєний верхній пояс арки перерізом 0,6x0,175 м був армований 6-ма стержнями

періодичного профілю «Роскор» діаметром 16 мм, вклеєних за допомогою клею «Епоксі-1200». На відміну від дерев'яних армованих конструкцій, які застосовуються в Швеції, арматура цих арок для захисту від агресивних впливів і для підвищення вогнестійкості мала покриття у вигляді одного шару дошок товщиною 25 мм.

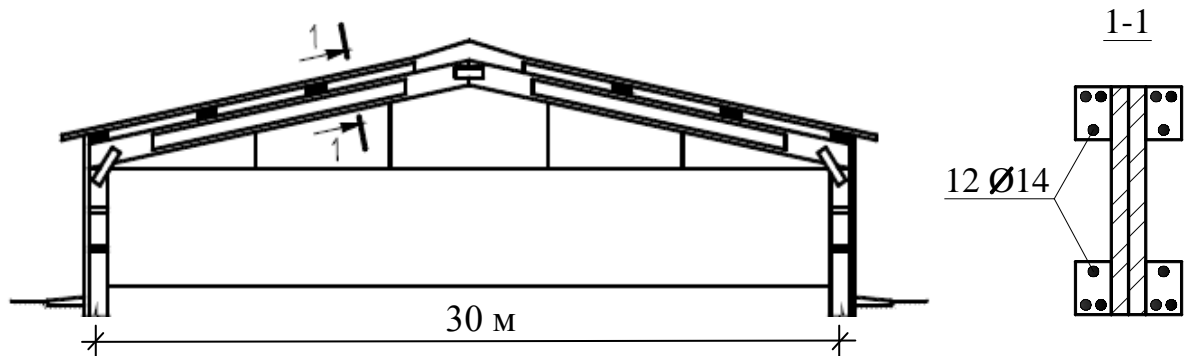


Рис. 1.8. Клеєна армована трикутна арка в покритті виробничої будівлі (Швеція).

Висока міцність і жорсткість армованих дерев'яних конструкцій при малій монтажній масі та позитивний досвід їх застосування привернули увагу проектувальників різних країн. Тривалий час в колишньому СРСР проводились багатосторонні дослідження клеєних армованих конструкцій, розроблялись та застосовувались нові їх види. Були побудовані виробничі та складські споруди із застосуванням клеєних армованих балок прольотом 12 та 18 м (рис. 1.10), трикутних арок і рам прольотом до 24 м (рис. 1.11) [29, 53, 139].

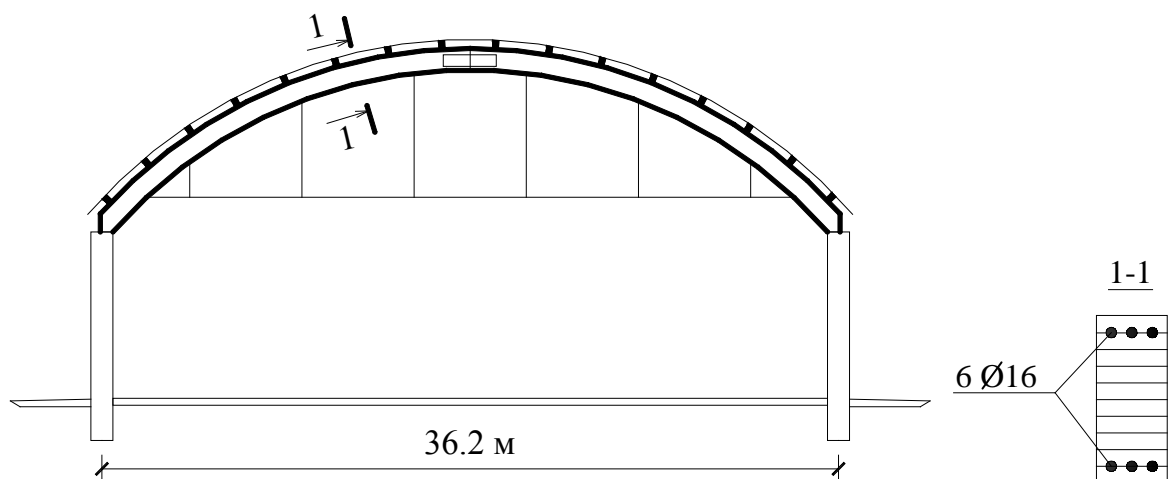


Рис. 1.9. Клеєна армована арка в покритті цеху хімічного заводу (Чехія).

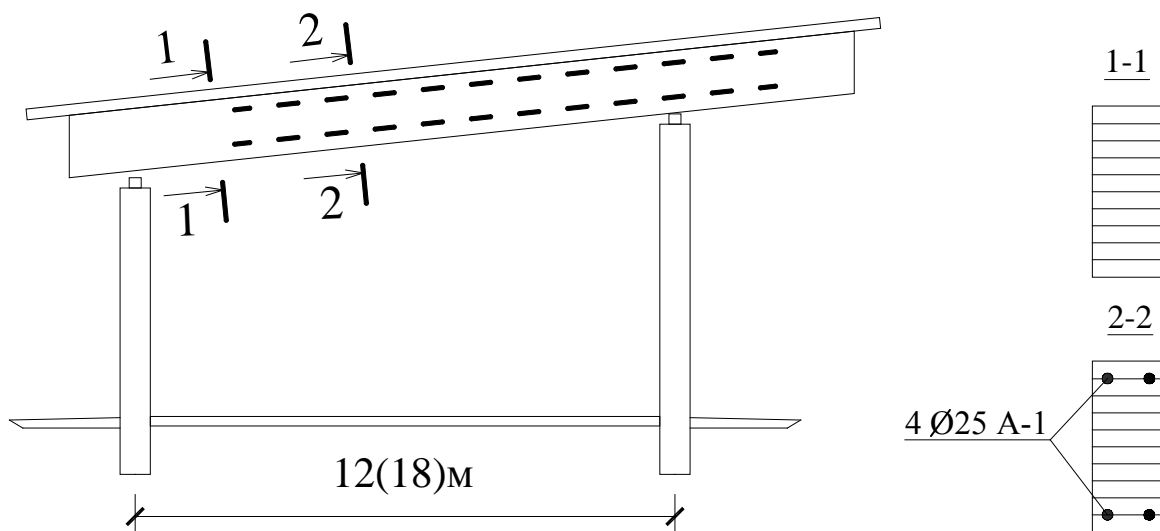


Рис. 1.10. Клеєні армовані балки змінної жорсткості в покритті складського приміщення (Росія).

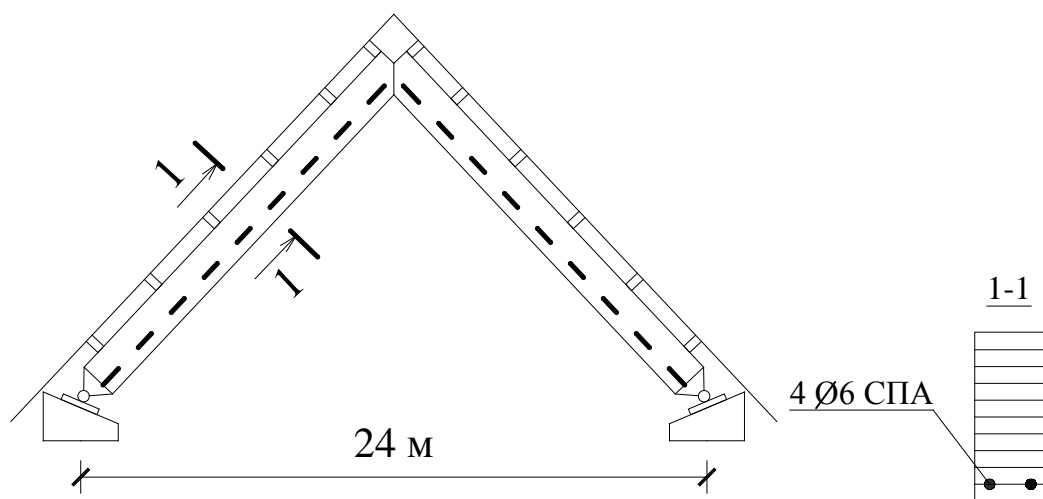


Рис. 1.11. Клеєні арки з попередньо напруженою склопластиковою арматурою в покритті складу хімдобрив (Білорусь).

Для покриттів складів мінеральних добрив НДИ-Промбуд (м. Уфа) були розроблені та застосовані в будівництві балки та арки, армовані попередньо напруженими металевими стержнями, а також плити з армованим дерев'яним каркасом і азбестоцементними обшивками розмірами 1,5 x 6 м (рис. 1.12) [29, 34, 139].

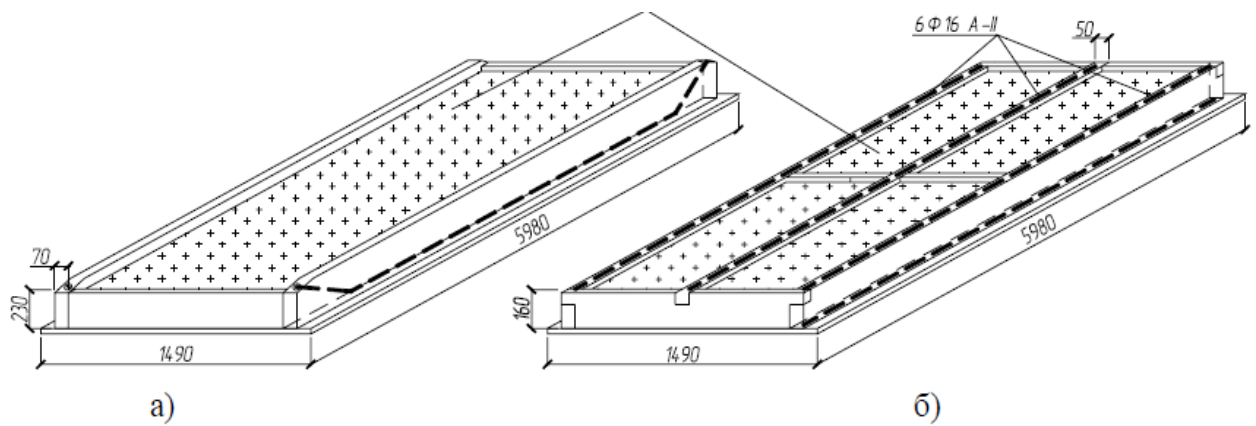


Рис. 1.12. Плити покриття з армованим дерев'яним каркасом та азбестоцементною нижньою обшивкою: а – арматура в ребрах плити з попереднім напруженням; б – ребра плити армовані без попереднього напруження.

Застосування армування в збірних клеєних рамах із прямолінійних елементів та нерозрізних прогонів у каркасах складів мінеральних добрив з підвісним крановим обладнанням дозволило ефективно вирішити питання виготовлення, транспортування та монтажу конструкцій. Армування також було застосоване в дерев'яних конструкціях опор ліній електропередач [102].

Розвиток армованих дерев'яних конструкцій йшов у двох напрямках: з використанням звичайної арматури та попередньо напруженої арматури. Перший спосіб армування знаходив більш широке застосування, оскільки давав позитивний ефект при відносно невеликих трудовитратах і капіталовкладеннях в спеціальне технологічне обладнання.

Для армування дерев'яних елементів та конструкцій використовували стержні квадратного або круглого перерізу, гладкого або періодичного профілю, пластини та полоси з металу (сталь, алюмінієві сплави). Арматура з'єднується з деревиною переважно склеюванням.

Проведені дослідження та досвід впровадження клеєних армованих дерев'яних конструкцій дозволили визначити їх основні властивості та області застосування в будівництві.

В останні роки в Україні освоєно виробництво і розроблені відповідні технічні умови на склопластикову і базальтову композитну арматуру, яка

відповідає вимогам міжнародних стандартів. В той же час відсутність експериментально-теоретичних досліджень щодо міцності, жорсткості та тріщиностійкості балочних згинаних конструкцій армованих композитною арматурою, а також нормативних документів з їх проектування ускладнює подальше широке використання композитної арматури в будівельній практиці України, зокрема в дерев'яних конструкціях.

1.2.1. Склад та властивості деревини. Робота деревини на розтяг, стиск, згин.

Основним матеріалом дерев'яних конструкцій є власне деревина, компонентами якої є целюлоза, лігнін, геміцелюлоза та неорганічні речовини (зола). Вміст целюлози становить приблизно 50 % від маси. Деревина м'яких порід містить лігніну від 23 - до 33 %, водночас в деревині твердих порід його від 16 до 25 %. Структура волокон деревини показана на рис. 1.13. Вищий вміст лігніну збільшує кількість деревного вугілля. В деревині у незначних кількостях наявні азот та сірка (0,1-0,2 %), елементарний склад сухої деревини такий: 50% вуглецю, 6% водню, 44% кисню [62].

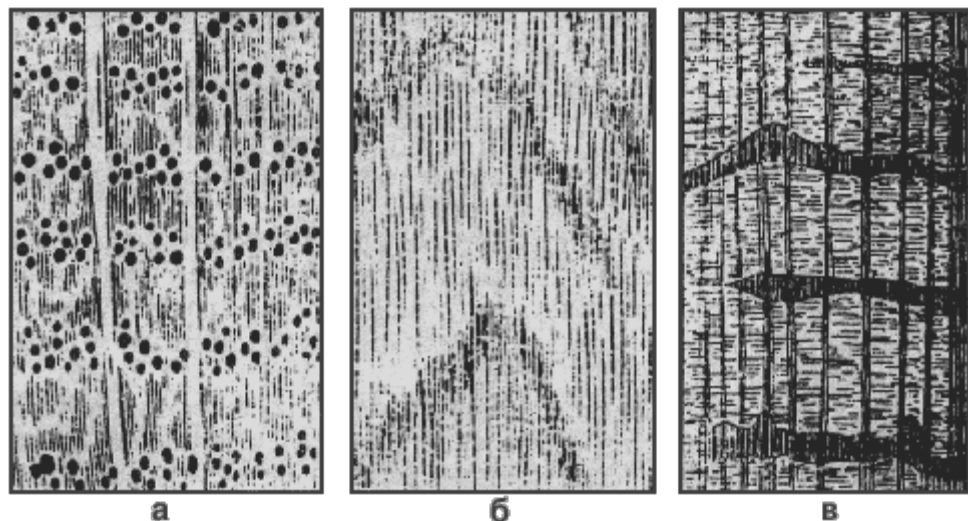


Рис. 1.13. Вигляд серцевинних волокон деревини при розрізі: а – поперечному; б – тангенціальному; в – радіальному [28].

Щільність сухої деревини коливається в межах від 160 кг/м³ до 1040 кг/м³, але переважна більшість порід має щільність від 320 кг/м³ до 720 кг/м³.

Вміст вологості в деревині не є постійним. Висока вологість свіжозрубаної деревини може перевищувати 100 %, деревина, висушена на повітрі, має рівноважну вологість менше за 30 %, при 23 °С та відносної вологості повітря 50 % вміст рівноважної вологості становить 12 %. Вологість знижує міцність та швидкість обвуглювання деревини.

Більшість властивостей деревини є функцією щільності, вмісту вологості, орієнтації волокон та температури.

Деревина належить до анізотропних матеріалів, що є наслідком її анатомічної будови (макроструктури) та мікроструктури складників її клітинних оболонок [4, 123]. Розміщення волокон вздовж осі дерева зумовлює різку відмінність механічних властивостей деревини в напрямку вздовж та впоперек ствола. Ця відмінність збільшується впливом орієнтації мікрофібр в стінках клітин та орієнтації частини молекул целюлози в мікрофібрах. Таким чином модуль пружності деревини вздовж волокон майже в 40 раз більший ніж впоперек [3].

Межа міцності деревини на розтяг вздовж волокон при випробовуванні стандартних зразків (вологістю 12%) - для сосни і ялини в середньому становить 10-12 МПа. Модуль пружності 11-14 ГПа. Наявність сучків і косошарості значно знижує опір розтягуванню. Особливо небезпечні сучки на кромках з виходом на ребро. Дослідження показують, що при розмірі сучків 1/4 сторони елемента, межа міцності складає всього 0,27 межі міцності стандартних зразків. Звідси видно, наскільки важливий правильний відбір деревини за наявністю та розмірами сучків для елементів конструкцій, що працюють на розтяг.

При наявності послаблень дерев'яних елементів отворами і вирізками, їх міцність знижується більше ніж від розрахункової за площею нетто. Тут позначається негативний вплив концентрації напружень у місцях послаблень. Дослідження показують також, що міцність при розтягуванні залежить від розміру зразка; міцність великих зразків в результаті більшої неоднорідності їх будови менша, ніж невеликих.

При розтягу впоперек волокон внаслідок анізотропності будови деревини межа міцності в 12 - 17 разів менша, ніж при розтягуванні вздовж волокон. Наслідком цього є великий вплив косошарості, при якому напрям зусилля не співпадає з напрямком волокон. Чим більша косошарість, тим більше зусилля, яке перпендикулярне волокнам і менша міцність елемента. Косошаровість - друга за важливістю вада, величина якої в розтягнутих елементах повинна строго обмежуватися.

Діаграма роботи сосни на розтягування (рис. 1.14, 1), в якій по осі абсцис відкладається відносна деформація ϵ , а по осі ординат відносне напруження φ , виражена в частинах від межі міцності (так звана приведена діаграма), при $\varphi < 0.5$ має незначну кривизну і в розрахунках може прийматися прямолінійною. Значення $\varphi = 0.5$ розглядається при цьому як межа пропорційності.

Для сосни і ялини при вологості 12 % межа міцності на стиск в середньому 40 МПа, а модуль пружності приблизно такий, як при розтягуванні. Вплив природних вад (сучків) менший, ніж при розтягуванні. При розмірі сучків, що становлять 1/3 сторони стислого елемента, міцність при стиску буде 0,6-0,7 міцності елемента тих самих розмірів, але без сучків. Крім того, в дерев'яних конструкціях розміри поперечного перерізу елементів, що працюють на стиск, зазвичай визначаються з розрахунку на поздовжній згин, тобто при зниженому напруженні, а не з розрахунку на міцність. Завдяки вказаним особливостям робота елементів, що працюють на стиск, в конструкціях надійніша ніж в розтягнутих. Цим зумовлене широке застосування метало-дерев'яних конструкцій, які мають основні розтягнуті елементи зі сталі, а елементи, що працюють на стиск або стиск із згином, виготовляють із деревини.

Приведена діаграма стиску (рис. 1.14, 2) при $\varphi > 0.5$ більш криволінійна, ніж при розтягу. При менших значеннях φ криволінійність її невелика і вона може бути прийнята прямолінійною до умовної межі пропорційності, рівної 0,5. Руйнування супроводжується появою характерної складки (рис. 1.15), що

утворюється місцевим зломом волокон.

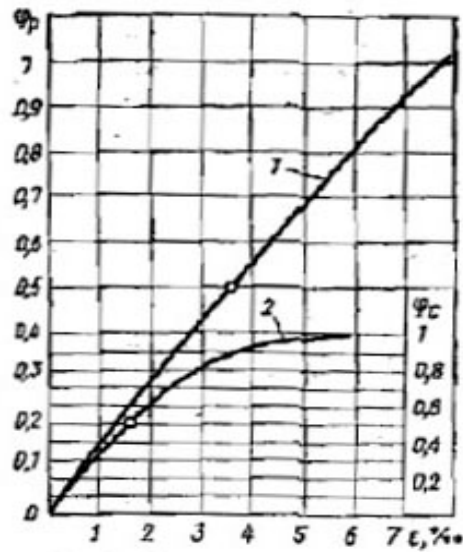


Рис. 1.14. Приведена діаграма роботи сосни, 1) при розтягу; 2) при стиску.

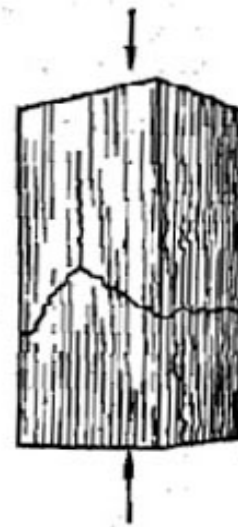


Рис. 1.15. Руйнування зразка при стиску вздовж волокон.

Великий вплив на фізико-механічні характеристики деревини породи, вологості, часу зрізки і т.д. вимагає визначення цих характеристик для деревини, з якої будуть виготовлятися майбутні дослідні балки.

1.2.2. Типи композитної арматури, та її фізико-механічні характеристики.

На сьогоднішній день налагоджено виробництво композитної арматури виготовленої з пластика, армованого арамідними волокнами (AFRP), вуглецевими волокнами (CFRP), скловолокном (GFRP) і базальтовими волокнами (BFRP), упакованими в полімерну матрицю (рис. 1.16,а). Найбільш широке застосування отримала склопластиково арматура (рис. 1.16,б) за рахунок своєї невеликої вартості, при досить високих характеристиках міцності і базальтопластиково арматура (рис. 1.16,в) завдяки своїй унікальній стійкості до багатьох видів хімічних середовищ [125, 149, 156]. Типові арматурні продукти з FRP - це стержні, прутки і троси. Композитна арматура FRP - Rebar (Fiber Reinforced Plastic Bar - полімерна арматура, зміцнена безперервним волокном) - виготовляється у вигляді склопластикових або базальтових стержнів при діаметрі більшому 10мм, або

скрученою в бухти при діаметрі меншому 8мм. Ця арматура випускається діаметром від 4 до 40 мм, завдовжки до 12 м (в стержнях) з ребристою поверхнею спіралеподібного профілю.

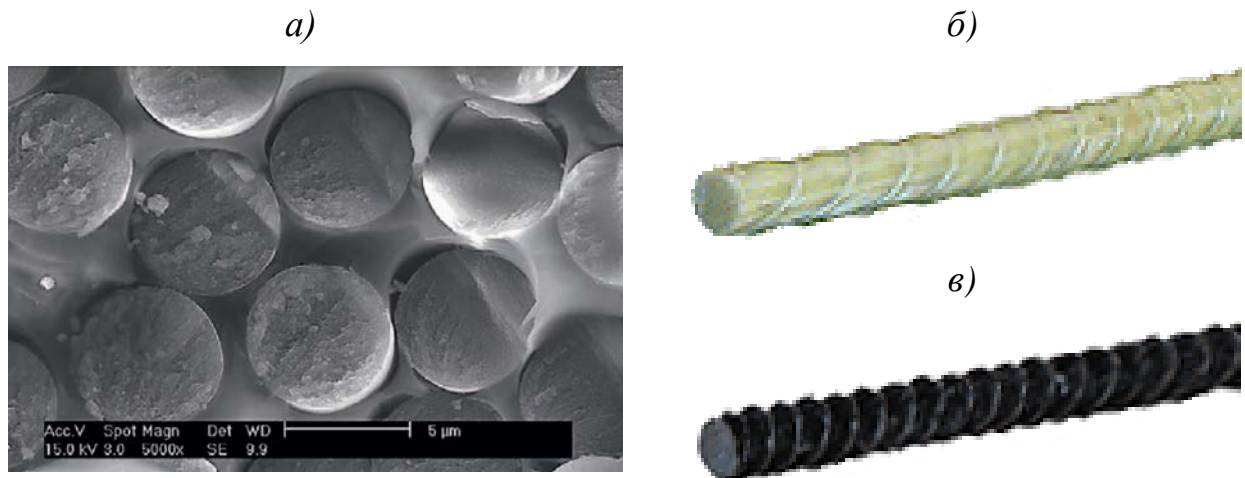


Рис. 1.16. Розріз композитної арматури під мікроскопом (а) та вигляд стержня арматури склопластикової (б) і базальтопластикової (в).

На даний час композитна арматура призначена для застосування в бетонних конструкціях з попереднім напруженням і ненапруженим армуванням замість традиційної сталеві арматури.

Існують різні типи форм профілю (квадратний, круглий, суцільний і порожнистий) і типи поверхонь стержнів для їх анкерування (зовнішнє намотування волокон, піщане покриття).

Основні фізико-механічні характеристики для композитної арматури у порівнянні їх з характеристиками для сталеві арматури подані в табл. 1.1 та на рис. 1.17.

Таблица 1.1.

Фізико-механічні характеристики композитної та сталеві арматури

№	Назва показника	АКС	АКБ	А400С
1	Густина, кг/см ³	1,9	1,9	7,85
2	Відносне видовження після розриву, %	2,2	2,2	16
3	Тимчасовий опір на розтяг, МПа	600	800	500
4	Модуль пружності, МПа	55000	70000	210000

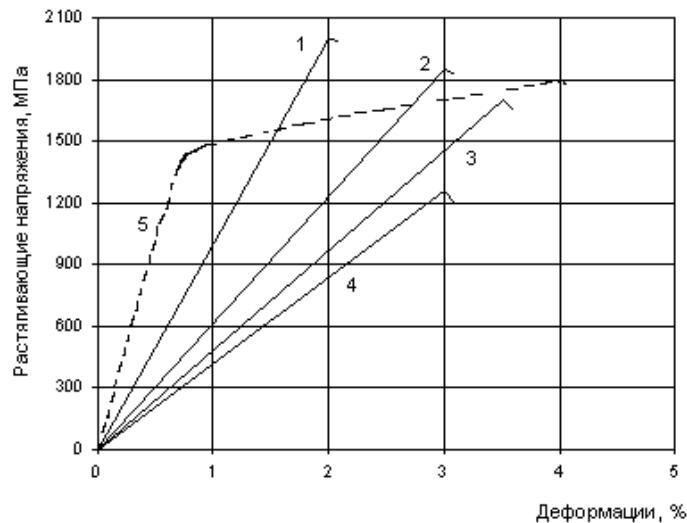


Рис. 1.17. Робочі діаграми високоміцної композитної арматури.

1-вуглепластикова, 2-арамідопластикова, 3-базальтопластикова, 4-склопластикова, 5-семидротовий сталевий канат діаметром 15мм.

Оскільки технології виготовлення композитної арматури та вихідні матеріали у різних виробників не є однаковими, необхідно виконати дослідження фізико-механічних характеристик композитної арматури, що використовується для армування дослідних балок.

1.2.3. Клеї.

Клеї для дерев'яних конструкцій згідно з EN 1995-1-2:2004 повинні забезпечувати таку міцність та надійність вузлів, щоб зберігалась цілісність з'єднання на заданий період вогнестійкості. Міцність межі склеювання повинна бути більш висока, ніж міцність самої деревини. Необхідно зазначити, що температура розм'якшення для деяких клеїв є значно нижчою за температуру обвуглювання.

Для склеювання деревини до деревини, або деревини до матеріалів на основі деревини можуть використовуватись феноло-формальдегідні клеї, амінопластичні клеї типу 1 згідно з EN 301 та поліуретанові клеї. Таким вимогам відповідають наступні клеї:

- «Момент Столяр» - термостійкий високоміцний клей, що швидко схоплює всі породи дерева, ДСП, фанеру, шпон, ламінат, картон, фурнітуру, тканини, шкіри, деякі пластмаси;

- «Titebond Original Wood Glue» - промисловий клей в США, розроблений в 1952 г. на основі аліфатичної смоли - являється стандартним клеєм для робіт по дереву, забезпечує сильне початкове схоплення і малий час пресування; не є абразивний, володіє високою стійкістю на дію температур і розчинників.

- «Cosmocol 204» - двокомпонентний дисперсний клей. Застосовується для виготовлення «євробруса», віконного бруса. Також придатний і для склеювання екзотичних порід дерева.

- «Jowarur 687-22» - поліуретановий клей, що твердне під дією вологи. Відповідає вимогам Д4 по ДИН ЕН 204, не містить розчинників, має хорошу адгезію до багатьох матеріалів.

Для склеювання арматури з деревиною використовують епоксидний клей. Його виготовляють на основі епоксидних смол - продуктів поліконденсації двоатомних фенолів з епіхлортядрином. При звичайній температурі епоксидні смоли є високов'язкими рідинами бурштинового кольору. Епоксидна смола має великий термін зберігання.

У практиці допоміжних робіт використовуються головним чином смоли ЕД- 5 і ЕД- 6. Ці смоли, маючи високу в'язкість, при приготуванні клею вимагають розчинення. Розчинниками можуть служити ацетон, спирт та ін. Затверджувачами епоксидних смол служать поліетиленполіамін, піридин, метафінілендіамін та ін. Найбільш поширеним з них є поліетиленполіамін.

Пластифікатором епоксидного клею найчастіше є дибутилфталат. Кількість дибутилфталата, що вводиться, впливає на міцність епоксидних клеїв.

Важливою властивістю епоксидних смол є можливість введення значної кількості наповнювачів - до 400% від ваги смоли, що ще більш підвищує міцність клейового з'єднання.

Як наповнювачі в епоксидних клеях використовують портландцемент, кварцовий пісок, каолін, тальк, оксид цинку, азбестове борошно, алюмінієвий, залізний, мідний порошок та ін. Залежно від виду

використаного наповнювача можна отримувати різні міцнісні показники епоксидного клею.

Для виконуваної роботи в якості клею для забезпечення склеювання (зчеплення) арматури з деревиною був використаний епоксидний клей з наповнювачем портландцементом.

1.2.4. Технологічні принципи армування дерев'яних конструкцій.

Армування перерізів дерев'яних конструкцій в основному буває трьох видів: подвійним симетричним (з рівномірним розподіленням арматури по найбільш напружених зонах перерізу), подвійним несиметричним (з більшою кількістю арматури в стиснутій зоні перерізу) та одинарним (з розміщенням арматури в розтягненій зоні) (рис. 1.18) з розміщенням по всій довжині, на частині довжини і по траєкторії головних деформацій [139].

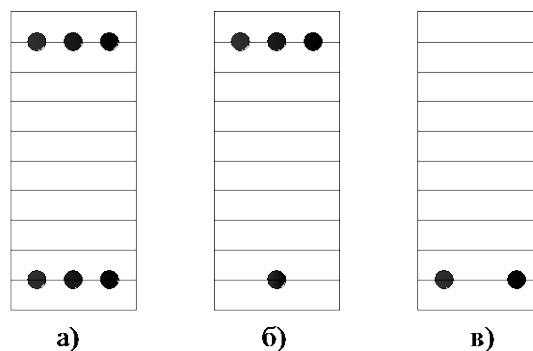


Рис. 1.18. Види армування: а) подвійне симетричне; б) подвійне несиметричне; в) одинарне.

При армуванні дощатоклеєних балок, попередньо у підготовлені пази в дошках балок наноситься епоксидний клей і в нього вкладається арматура. Захисний шар утворюється накладанням додаткової дошки, що приклеюється або кріпиться до балки на нагелях.

Армування деревини підвищує несучу здатність згинаних елементів, знижуючи завдяки цьому рівень розрахункових напружень в порівнянні з клеєним пакетом дошок таких же розмірів. Окрім цього, з часом відбувається перерозподіл нормальних напружень з більш слабшого неоднорідного матеріалу – деревини, на більш міцніший та однорідний матеріал – арматуру, що підвищує надійність конструкції при тривалому завантаженні.

Введення арматури зменшує габарити конструкцій (на 20-30%) та їх монтажну масу (на 30-40%) в порівнянні з рівноміцними неармованими. Як наслідок, зменшуються трудовитрати на виготовлення клеєних заготовок, збільшується оборотність та продуктивність обладнання [139].

Найбільш трудовитратним процесом є вклеювання арматури, що включає: операції виготовлення клейового компаунду, фрезерування пазів, свердління отворів для поперечної арматури, підготовки, вкладання та запресування арматури або арматурних каркасів.

Укладання арматури можливе двома способами. Перший включає попереднє виготовлення дерев'яної конструкції з подальшим фрезеруванням пазів і вкладанням в них арматури (рис. 1.19, а). Другий спосіб передбачає попереднє вклеювання арматури в окремі дошки з їх подальшим склеюванням в пакет необхідного перерізу (рис. 1.19, б). Обидва способи мають як свої переваги, так і недоліки. Раціональним способом виготовлення армованих дерев'яних конструкцій, при ширині перерізу балки 100-200 мм, є їхнє армування по бокових поверхнях (рис. 1.19, в). У цьому випадку є можливість отримати складений переріз з шириною 200 мм та більше (рис. 1.19, г). З метою підвищення вогнестійкості таких елементів, арматуру розміщують всередині складеного перерізу, що з'єднується стягуючими болтами $\varnothing 14-16$ мм кожні 2 – 3 м по довжині, причому їх втоплюють в деревину і заклеюють дерев'яними накладками.

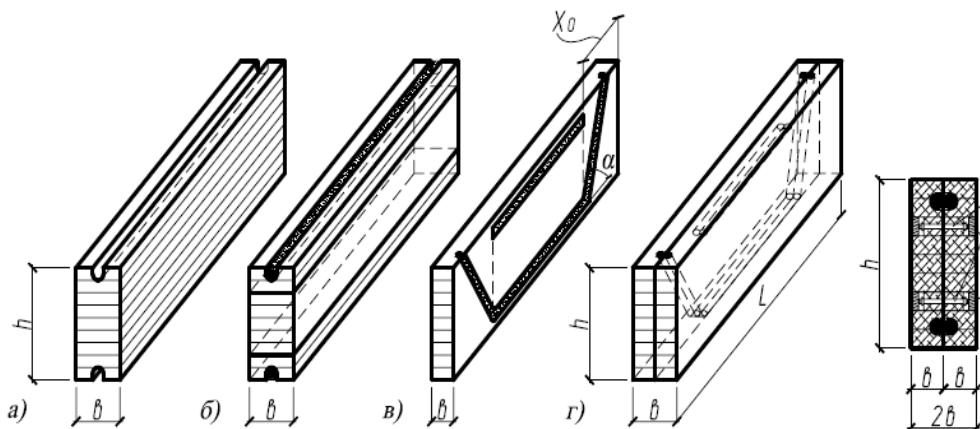


Рис. 1.19. Технологічні варіанти виготовлення армованих балок.

Пази для вклеювання арматури виконують прямокутного або півкруглого перерізу (рис. 1.20). Ширина та глибина пазу приймається з врахуванням діаметру арматури і становить $d + 1 \dots 2$ мм, відстань між осями стержнів не повинна бути меншою ніж $2d$. У випадку обмеження ширини перерізу, металеву арматуру можна вклати групами (не більше 3 шт.) в один паз. В цьому випадку металеві стержні зварюються в один пакет.

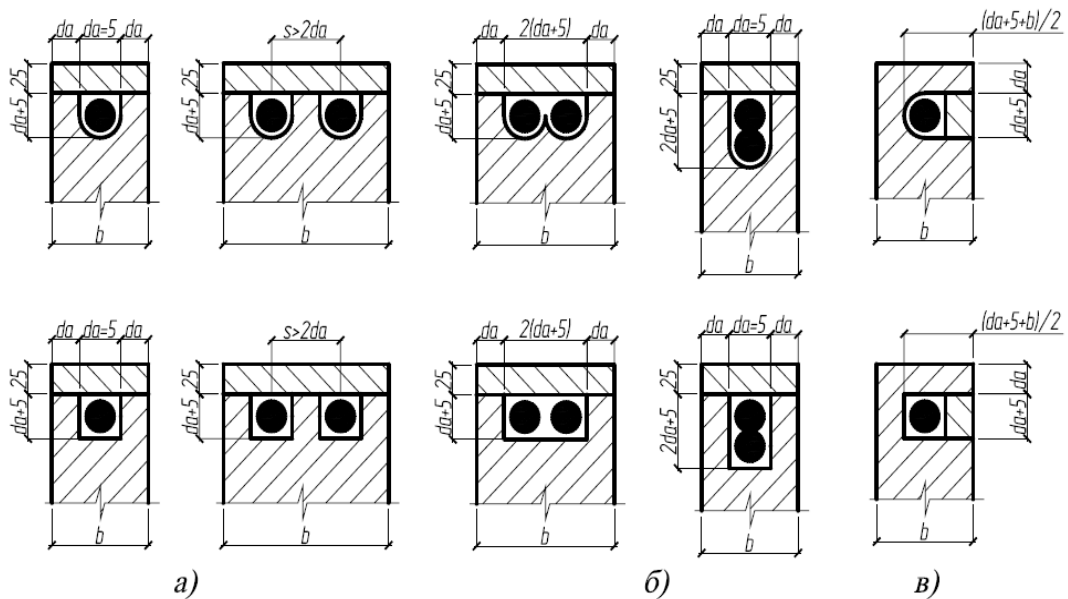


Рис. 1.20. Розміщення півкруглих та прямокутних пазів по ширині перерізу:
а) звичайний спосіб; б) груповий спосіб; в) при вклеюванні арматури по боковій поверхні.

Міцність, надійність та довговічність армованих дерев'яних конструкцій в значній мірі залежать від клейових з'єднань. Питаннями склеювання деревини займалися Н.М. Ліньков, Щуко С.А., Рощина С.І. та ін. [67, 68, 94] і вони є достатньо вивчені. Питання зчеплення деревини з арматурою досліджується і сьогодні.

При склеюванні арматури з деревиною клей переходить у твердий стан з подальшим збільшенням механічної міцності клейового шару і зчепленням його з матеріалами склеювання. Необхідно, щоб при склеюванні міцність з'єднання деревини та арматури перевищувала міцність основного матеріалу конструкції – деревини. Тоді руйнування такого з'єднання буде відбуватися від сколювання деревини вздовж волокон.

З існуючих на сьогодні клеїв найбільш ефективними є клеї на основі епоксидних смол ЕД-20, ЭИС-1[64, 72, 91, 97].

Для перевірки клейового з'єднання, при виготовленні конструкцій, додатково виготовляють дерев'яні зразки із вклеєними стержнями (рис. 1.21), які випробовують на висмикування. Міцність зчеплення арматури з деревиною визначається відношенням величини руйнуючого зусилля до площі склеювання:

$$\tau_{зч} = N/\pi d_n L_a \quad (1.1)$$

де d_n - діаметр пазу, L_a - довжина вклеєної частини арматури.

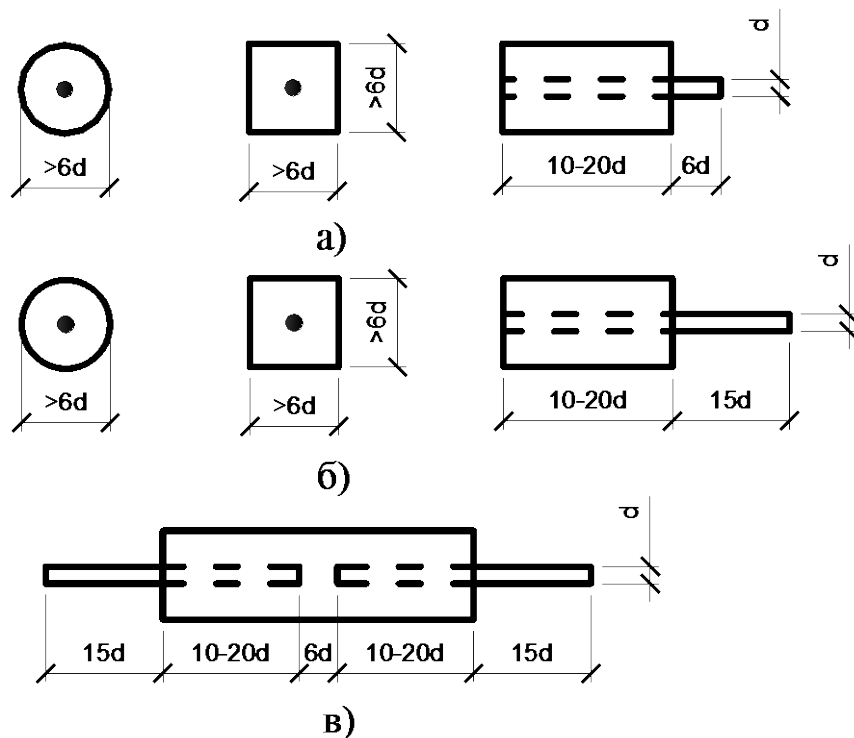


Рис. 1.21. Зразки для визначення зчеплення арматури з деревиною,

а) при стиску; б, в) при розтягу.

Дослідженням зчеплення арматури з деревиною з допомогою епоксидного клею займались Рожко П.П., Накашидзе Б.В. [82]. Для випробувань використовувались дерев'яні зразки призми перерізом 100x100 мм. Арматура вклеювалась по осі симетрії зразків епоксидним компаундом, довжина анкерування становила 200, 300, 400 та 500 мм. Напруження вимірювалися тензодатчиками в арматурі, деревині та на межі арматура-

деревина. Переміщення ненавантаженого кінця арматури вимірювалося мікроіндикатором з ціною поділки 0,001 мм.

На рис. 1.22 зображено експериментальні криві розподілення напружень сколювання в деревині по контакту з арматурою, які наближені до квадратної параболи.

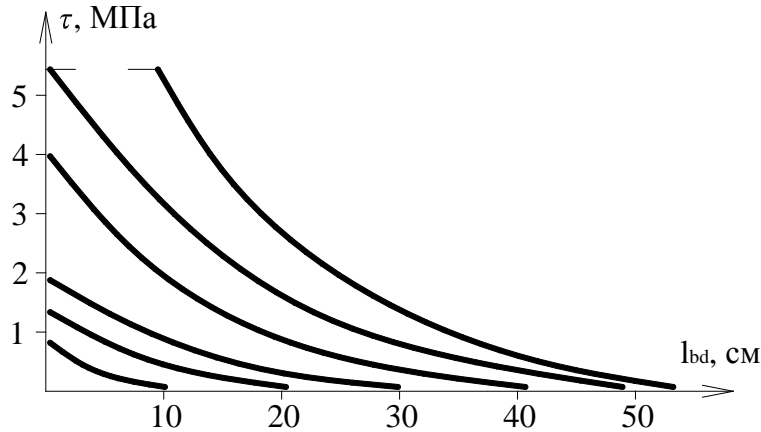


Рис. 1.22. Графік розподілення дотичних напружень τ кг/см² в деревині на межі з арматурою по довжині анкерування l см.

Ці графіки покладені в основу для вибору розрахункової епюри у вигляді прямої ділянки обмеженої на ділянці, рівною 1/4 довжини анкерування, характеристичним опором деревини на сколювання $f_{v,k}$ та квадратною параболою на решті ділянки анкерування.

Рівняння рівноваги зусиль сколювання та напружень в арматурі виражено у формулі:

$$f_{v,k} \frac{l_{bd}}{4} \pi d + \frac{f_{v,k}}{3} \frac{3l_{bd}}{4} \pi d = \sigma_s \frac{\pi d^2}{4}, \quad (1.2)$$

з якого визначена довжина анкерування:

$$l_{bd} = \frac{\sigma_s d}{2f_{v,k}}, \quad (1.3)$$

де d – діаметр склопластикової арматури.

Як видно з даних досліджень, на довжину анкерування впливає напруження в арматурі, її діаметр та міцність деревини на сколювання. Таких досліджень для композитної арматури раніше не проводилось, тому їх необхідно виконати.

1.3. Існуючі методи розрахунку балочних згинаних армованих дощатоклеєних конструкцій з використанням сталеві арматури.

Основи розрахунку армованих дощатоклеєних конструкцій розробляли такі науковці як Арленінов Д.К., Ліньков Н.М., Щуко С.А. [61, 65, 67]. Особливості розрахунку таких конструкцій наведено в працях проф. Щуко В.Ю [136].

В основі розрахунку будівельних конструкцій покладені основні положення теорії пружності.

При навантаженні до руйнування в армованих дерев'яних конструкціях чітко проявляються три характерні послідовні стадії напружено-деформованого стану: пружна (умовно-пружна), пружно-пластична і стадія руйнування (рис. 1.23).

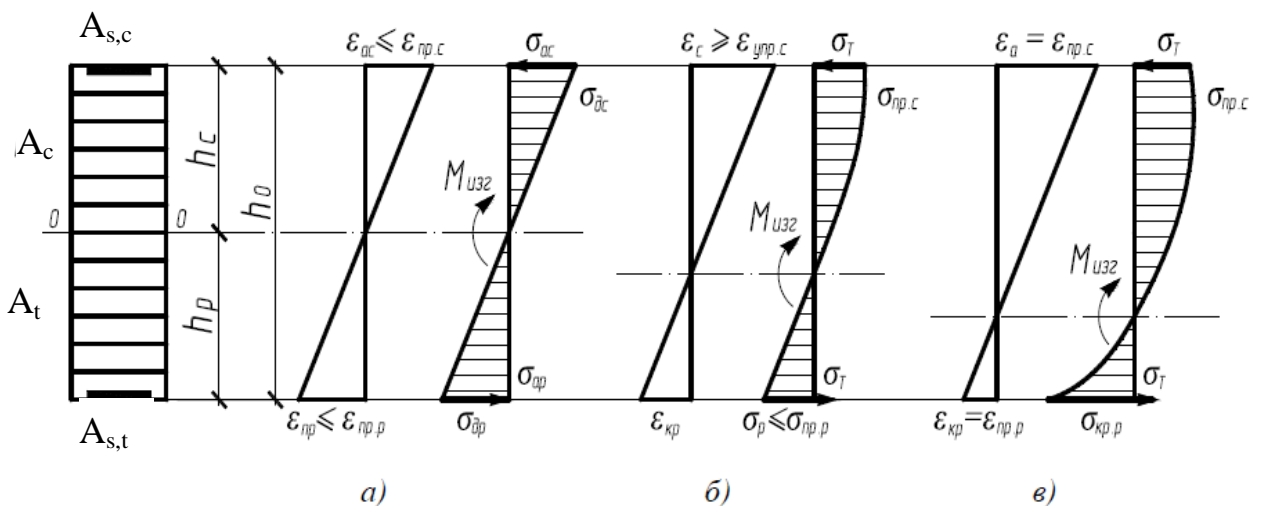


Рис. 1.23. Стадії напружено-деформованого стану армованих дерев'яних балочних елементів при згині: а) I стадія (умовно-пружна); б) II стадія (пружно-пластична); в) III стадія (руйнування).

На всіх стадіях навантаження зв'язок між арматурою і деревиною не порушується аж до руйнування, що в основному відбувається внаслідок розриву розтягнутих волокон деревини, текучості сталеві та розриву композитної арматури, або сколювання деревини в приопорних ділянках від дії головних розтягуючих напружень [141].

Таким чином, в основу розрахунку армованих дерев'яних конструкцій покладена I стадія напружено-деформованого стану. При цьому вважається, що

зв'язок між арматурою та деревиною є неперервний по всій довжині конструкції і забезпечує їх сумісну роботу на весь період експлуатації [59, 64, 135, 155].

В розрахунках армованих дерев'яних конструкцій на міцність по деформованій схемі і на стійкість користуються параметрами жорсткості і безрозмірним коефіцієнтом n у вигляді відношення модулів пружності арматури і деревини. Щуко В.Ю. [139] приймає коефіцієнт n за формулою:

$$n = \frac{E_s}{E_d}, \quad (1.4)$$

тоді як за теорією Сліцкоухова Ю.В. [62] коефіцієнт відношення модулів пружності рівний

$$n = \frac{E_s}{E_d} - 1. \quad (1.5)$$

Розрахункові епюри нормальних та дотичних напружень згинаних армованих дерев'яних конструкцій наведено на рис. 1.24.

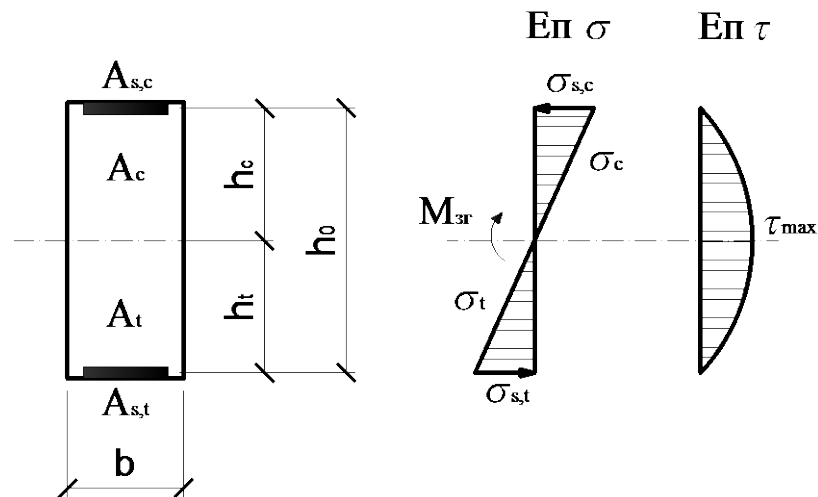


Рис. 1.24. Епюри нормальних і дотичних напружень згинаного елемента з подвійним симетричним армуванням.

В розрахунку використовуються приведені до основного матеріалу конструкцій – деревини – геометричні характеристики перерізів.

Приведений момент інерції перерізу відносно нейтральної осі визначається з формули:

$$I_{red} = I + nI_s \quad (1.6)$$

де I та I_s – моменти інерції деревини та арматури відносно нейтральної осі.

Для прямокутного перерізу I_{red} становить:

$$I_{red} = \frac{bh^3}{12} + n \left(I_s + A_s \left(\frac{h_0}{2} \right)^2 \right) = \frac{bh^3}{12} \cdot \left(1 + n \cdot \frac{I_s + A_s \cdot h_0^2}{bh^3} \cdot 3 \right) \quad (1.7)$$

або ж прийнявши в запас міцності $h = h_0$,

$$I_{red} = \beta \cdot \frac{bh^3}{12} \quad (1.8)$$

де h і h_0 – повна і розрахункова висота перерізу, яка дорівнює відстані між центрами мас арматури розтягнутої та стиснутої зон.

Для перерізу з подвійним симетричним армуванням β знаходиться за формулою:

$$\beta = 1 + 3n\mu, \quad (1.9)$$

для перерізу з одиночним армуванням

$$\beta = \frac{1 + 4n\mu}{1 + n\mu}, \quad (1.10)$$

де $\mu = \frac{A_s}{bh_0}$ – коефіцієнт армування поперечного перерізу конструкції;

A_s - площа перерізу арматури;

b і h_0 – відповідно розрахункова ширина та висота перерізу.

Приведений момент опору перерізу з подвійним симетричним армуванням знаходиться за формулою:

$$W_{red} = \frac{2I_{red}}{h_0} \quad (1.11)$$

Для стиснутої та розтягнутої зон перерізу з одиночним армуванням, приведений момент опору знаходиться за формулами:

$$W_{red}^c = \frac{I_{red}}{h_c}, \quad (1.12)$$

$$W_{red}^p = \frac{I_{red}}{h_p}, \quad (1.13)$$

де $h_p = \frac{h_0}{2(1+n\mu)}$ і $h_c = \frac{h_0 \cdot (1+2n\mu)}{2(1+n\mu)}$.

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

$$S_{red} = \frac{S}{1 + 2n\mu}, \quad (1.14)$$

Приведений статичний момент арматури відносно нейтральної осі для перерізів з подвійним та одиночним армуванням відповідно:

$$S_{red}^s = nA_s \frac{h_0}{4}, \quad (1.15)$$

$$S_{red}^s = nA_s h_p, \quad (1.16)$$

Збільшення напружень в арматурі та в клейовому шві між арматурою і деревиною, а також прогину конструкції при тривалій дії навантаження внаслідок зменшення модуля пружності деревини враховується коефіцієнтом впливу K_T^s , а зменшення напружень в деревині – K_T^o , що знаходяться по формулах:

$$K_T^o = \frac{m_{Tp}(1 + 3n\mu)}{m_{Tp} + 3n\mu}, \quad (1.17)$$

$$K_T^s = \frac{1 + 3n\mu}{m_{Tp} + 3n\mu}, \quad (1.18)$$

де $m_{Tp} = \frac{E(t)}{E}$, $m_{Tp} = 0,5 \dots 0,7$, 0,5 – при постійному навантаженні, 0,7 – при довготривалому.

Розрахунок армованих дерев'яних конструкцій при згині.

По першій групі граничних станів розраховується міцність та стійкість згинаних елементів:

а) на дію нормальних напружень в деревині:

$$\frac{M \cdot K_T^o}{W_{red}} \leq f_{m,d}, \quad (1.19)$$

де M – розрахунковий згинальний момент, $f_{m,d}$ – розрахунковий опір деревини на згин, згідно ДБН В.1.2-2:2006 [81а];

б) на дію нормальних напружень в арматурі:

$$\frac{M \cdot K_T^s}{W_{red}} \leq f_{y,d}, \quad (1.20)$$

де - $f_{y,d}$ - розрахункове значення міцності арматури на границі текучості;

в) стійкість плоскої форми деформування перевіряється, якщо крок зв'язків по верхньому стиснутому поясу $l_p > \frac{70b^2}{h}$:

$$\frac{M \cdot K_T^{\partial}}{W_{red}} \leq k_{crit} \cdot f_{m,d}, \quad (1.21)$$

де k_{crit} - коефіцієнт приймається згідно ДБН В.1.2-2:2006 [163а];

г) на дію дотичних напружень в деревині:

$$\frac{Q \cdot S_{red} \cdot K_T^{\partial}}{I_{red} \cdot b_{позр}} \leq f_{v,d}, \quad (1.22)$$

де Q - розрахункова дотична сила, $f_{v,d}$ - розрахунковий опір деревини на сколювання;

д) на дію дотичних напружень в клейовому шві на межі арматура-деревина:

$$\frac{Q \cdot S_n^s \cdot K_T^s}{I_{red} \cdot D_{позр}} \leq f_{v,d}, \quad (1.23)$$

де $D_{позр}$ - розрахунковий периметр зсуву арматури, що дорівнює $0,9D$,

D – сума периметрів клейового шва;

По другій групі граничних станів визначається прогин балки:

$$w = w_0 \cdot K_T^s \frac{K_1 \cdot \left(1 + \frac{C \cdot h^2}{l^2}\right)}{K} \leq w_u, \quad (1.24)$$

де w – повний прогин, w_0 - прогин від діючого навантаження, K_1 – коефіцієнт, що враховує податливість клейового з'єднання арматури з деревиною в зоні анкерування, $K_1 = 1,10$, K – коефіцієнт, що враховує зміну жорсткості по

довжині, для двосхилої балки $K = 0,15 + 0,85 \frac{h_{on}}{h}$, C – коефіцієнт приймається

по табл. 3, дод. 4 [98], w_u – граничний прогин, приймається згідно табл. 12.2 [18].

Рекомендацій для розрахунку прогинів армованих дерев'яних конструкцій з композитною арматурою в доступній нормативній літературі не знайдено, тому необхідно їх розробити.

Порядок розрахунку згинаних елементів.

Конструктивно приймається висота балки $h/l = 1/15 \dots 1/22$ та ширина $h/b \leq 6$.

Визначаються геометричні характеристики прийнятого перерізу без арматури I_0, W_0, S_0, A_0 .

З умов міцності перерізу по деревині, арматурі та жорсткості балки визначають необхідні моменти опору W_n та інерції I_n балки, що проектується з врахуванням прийнятих розмірів перерізу

$$W_n = \frac{M \cdot K_T^0}{f_{m,d}}, \quad (1.25)$$

$$I_n = \frac{5M \cdot l^2 \cdot K_T^s}{48E \cdot w_u}, \quad (1.26)$$

де w_u - граничний відносний прогин балки.

Визначається необхідне значення коефіцієнта армування для прийнятого перерізу з умов забезпечення міцності і жорсткості балки:

$$\mu_n^W = \frac{W_n - W_0}{3n \cdot W_0}, \quad (1.27)$$

$$\mu_n^I = \frac{I_n - I_0}{3n \cdot I_0}, \quad (1.28)$$

Рекомендоване значення коефіцієнта армування знаходиться в межах $\mu = 0,012 \dots 0,035$, (1,2...3,5%).

За більшим значенням визначається необхідна площа перерізу арматури для балки:

$$A_n^s = \mu_n^{\max} \cdot b \cdot h, \quad (1.29)$$

По площі арматури A_n^s підбирається необхідна кількість стержнів арматури (як правило одного діаметру) з врахуванням умов розміщення їх в один ряд по ширині перерізу.

Визначаються приведені геометричні характеристики армованого перерізу та перевіряється несуча здатність та прогин балки за формулами (1.19) – (1.25).

Розрахунок армування згинаних дерев'яних елементів можна виконувати по узагальненій блок-схемі (рис. 1.25).

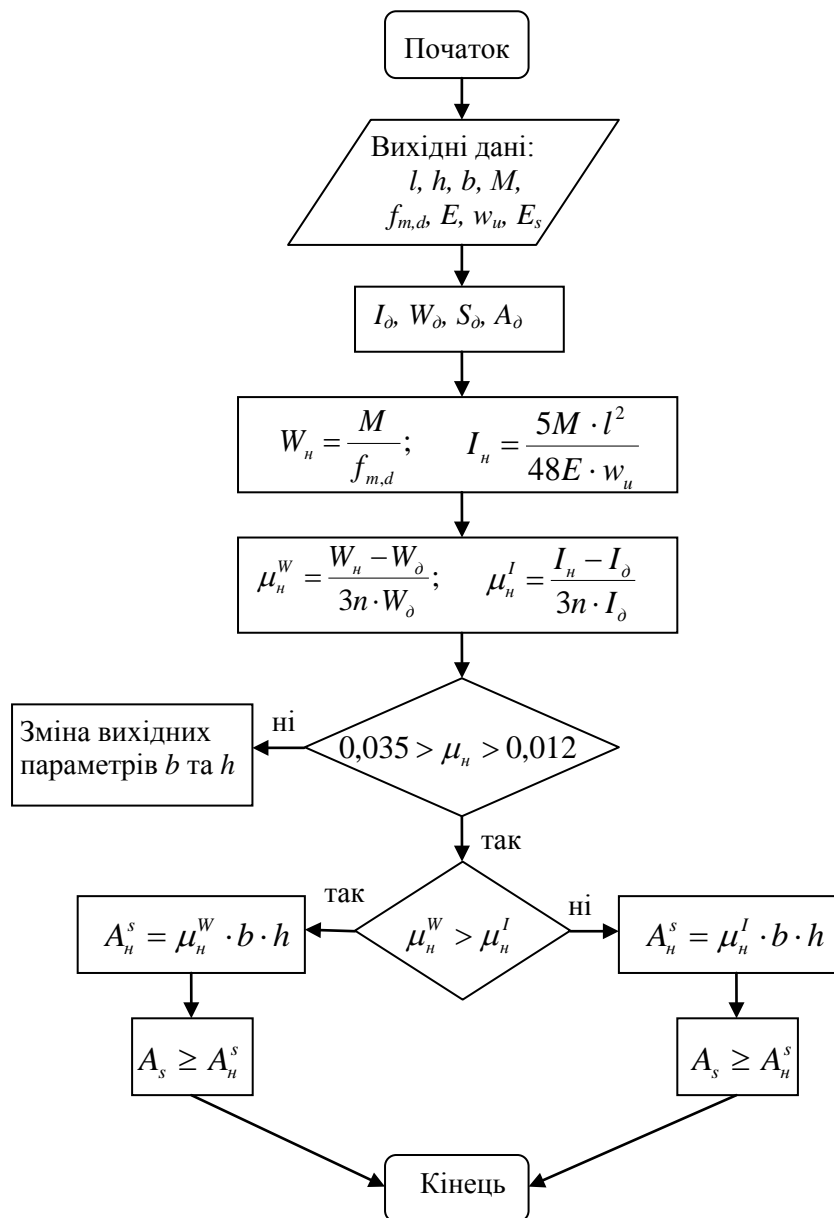


Рис. 1.25. Узагальнена блок-схема розрахунку армування згинаних дерев'яних елементів.

До тепер не наведено рекомендацій про можливість використання цієї методики для розрахунку дерев'яних балок армованих композитною

арматурою. Тому, виникає необхідність проведення відповідних експериментальних досліджень.

1.4. Висновки по розділу 1

1. Аналіз сучасного стану досліджень армованих дерев'яних конструкцій вказує на необхідність ґрунтовного вивчення роботи згинаних балочних дерев'яних елементів з композитною арматурою.

2. На сьогодні відсутні дослідження зчеплення композитної арматури з деревиною за рахунок епоксидного клею, що унеможливило розробку методики розрахунку таких конструкцій.

3. Недостатньо висвітлене питання дослідження фізико-механічних характеристик композитної арматури та її можливого анкерування додатковими механічними засобами у деревині.

4. Відсутні рекомендації з проектування дерев'яних балочних конструкцій армованих композитною арматурою, розробка яких призведе до їх ширшого застосування у будівлях різного призначення.

Вищенаведений огляд досліджень дозволяє сформулювати наступні завдання досліджень:

- розробити методику та виконати експериментальні дослідження міцності та деформативності згинаних армованих дощатоклеєних балочних конструкцій з композитною арматурою.

- дослідити зчеплення композитної арматури з деревиною за рахунок епоксидного клею та розробити рекомендації з розрахунку необхідної довжини анкерування арматури.

- розробити рекомендації з інженерного розрахунку міцності та деформативності згинаних армованих дощатоклеєних конструкцій з композитною арматурою.

- розробити практичні рекомендації з проектування дощатоклеєних балочних конструкцій армованих композитною арматурою.

РОЗДІЛ 2

ОБ'ЄМ ТА МЕТОДИКА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ.

2.1. Обсяг експериментальних досліджень.

Відповідно до поставлених завдань було розроблено програму та обсяг експериментальних випробувань клеєних дерев'яних балок, дослідних зразків для випробувань зчеплення арматури з деревиною та стандартних зразків з деревини і арматури для визначення фізико-механічних характеристик цих матеріалів.

Характеристики дослідних зразків балок для дослідження на згин.

Для визначення несучої здатності згинаних дощатоклеєних елементів армованих композитною арматурою та їх напружено-деформованого стану в процесі завантаження, а також сумісної роботи арматури з деревиною було виготовлено 8 армованих та 2 неармованих зразки балок (табл. 2.1).

Таблиця 2.1.

Характеристики дослідних зразків балок

Серія	Марка	К-ть, шт	Геометричні		Арматура			Вологість деревини W, %
			Довжина, мм	Переріз, мм	Марка	Ø, мм	μ, %	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
I	БД-1	2	3050	210x100	-	-	-	10,8
	БД-2							11,0
II	БС-1	2	3050	210x100	АКС	10	0,75	10,5
	БС-2							10,9
III	ББ-1	2	3050	210x100	АКБ	10	0,75	11,2
	ББ-2							10,8
IV	БМ-1	2	3050	210x100	А400С	10	0,75	11,6
	БМ-2							10,6
V	БМ-3	2	3050	210x100	А400С	16	1,91	10,3
	БМ-4							11,0

Дощатоклеєні балки виготовлялися на ТзОВ "Кравз і К" у смт. Великий Бичків Рахівського району Закарпатської області в 2010 р.

Для склеювання балок використовували дошки із сосни товщиною 30 мм, вологість яких становила 11 – 12 % [30, 51]. Дошки виготовлялись шляхом зрощування по довжині в шип на автоматичній лінії зрощування фірми «Dinter». Після висушування балки стругались на чотирьохсторонньому станку марки «Kupfer Mule» до необхідного розміру. З технологічних умов балки виконувались довжиною 6100 мм, після чого розрізались пополам на балки довжиною 3050 мм [24]. Висота перерізу балки становила 210 мм, оскільки він складався із 7 дошок товщиною по 30 мм кожна. Балки I серії виготовлялись неармованими. II та III серії балок армувались склопластиковою арматурою $2\varnothing 10$ АКС та базальтопластиковою арматурою $2\varnothing 10$ АКБ відповідно. Сталева арматура використовувалась у балках IV ($2\varnothing 10$ А400С) та V ($2\varnothing 16$ А400С) серій. Конструкцію балок зображено на рис. 2.1.

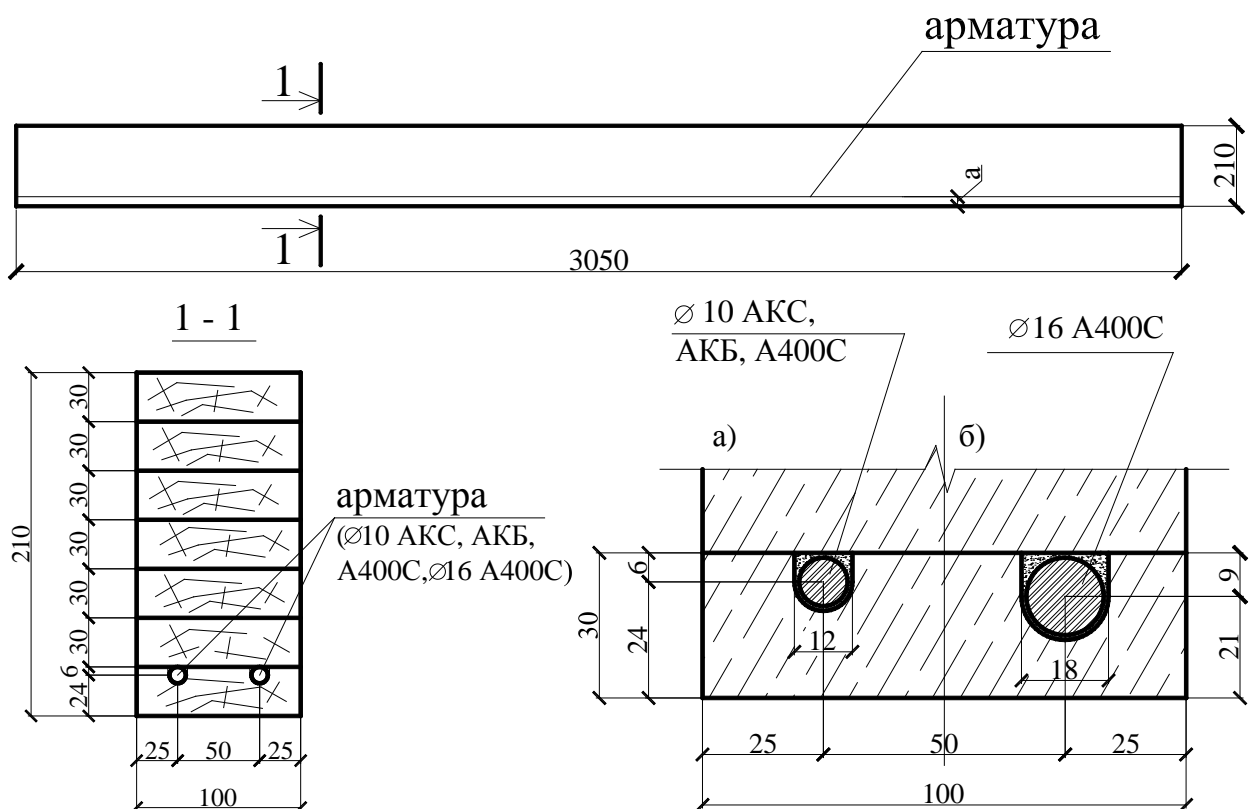


Рис. 2.1 Конструкція балки та схема армування перерізу: а) з арматурою $\varnothing 10$ АКС (АКБ, А400С); б) з арматурою $\varnothing 16$ А400С мм.

На балку з базальтопластиковою арматурою отримано патент України на корисну модель №100804 [83].

Зчеплення арматури із деревиною здійснювалося за допомогою суміші епоксидного клею ЕД-1 та наповнювача (рис. 2.2) відповідно до наступної рецептури:

- епоксидна смола, 100 г;
- наповнювач портландцемент М400, 100г;
- пластифікатор дибутилфталат, 25г;
- затверджувач, 15г.

Перед використанням суміш ретельно перемішувалася і заливалася в пази, які вирізалися в нижній дошці балок (рис. 2.3): для арматури $\varnothing 10$ АКС (АКБ, А400С) розміром $\varnothing 12$ мм, а для арматури $\varnothing 16$ А400С – $\varnothing 18$ мм.



Рис. 2.2. Складники клею.



Рис. 2.3. Пази в нижніх дошках для розміщення арматури.

Коли епоксидний клей набирав необхідної твердості, нижня дошка доклеювалась до балки. Дошки між собою склеювалися за допомогою поліуретанового клею марки «Jowarug 687-22», який наносився на кожну дошку окремо на машині для нанесення клею (рис. 2.4). Після цього балки встановлювалися під спеціальний прес і витримувалися 12 год до повного висихання клею (рис. 2.5).

Після склеювання балки пропускалися через чотирьохсторонню циклювальну машину марки «Raute», де вони набували необхідного розміру у поперечному перерізі (210мм x 100мм).



Рис. 2.4. Машина для нанесення клею. Рис. 2.5. Прес для склеювання дошок.

Кожна балка оторцьовувалася до проектної довжини 3050мм.

Характеристики дослідних зразків для дослідження спільної роботи арматури з клеєною деревиною.

Зразки для дослідження спільної роботи арматури з деревиною у дощатоклеєній балці виготовлялись аналогічним способом. Склеювалися дві дошки товщиною 50 мм і шириною 100 мм, в кожній з яких було вирізано паз розміром 6x12 мм і вклеєно арматуру діаметром 10 мм. Довжина кожного зразка була рівною довжині анкерування l_{bd} , що складала – $10d$, $20d$, $30d$ та $40d$ (де d – діаметр арматури). Випуск арматури з дослідного зразка було прийнято довжиною 150 мм для захвату губками розривної машини (рис. 2.6). Характеристики дослідних зразків наведено в табл. 2.2.

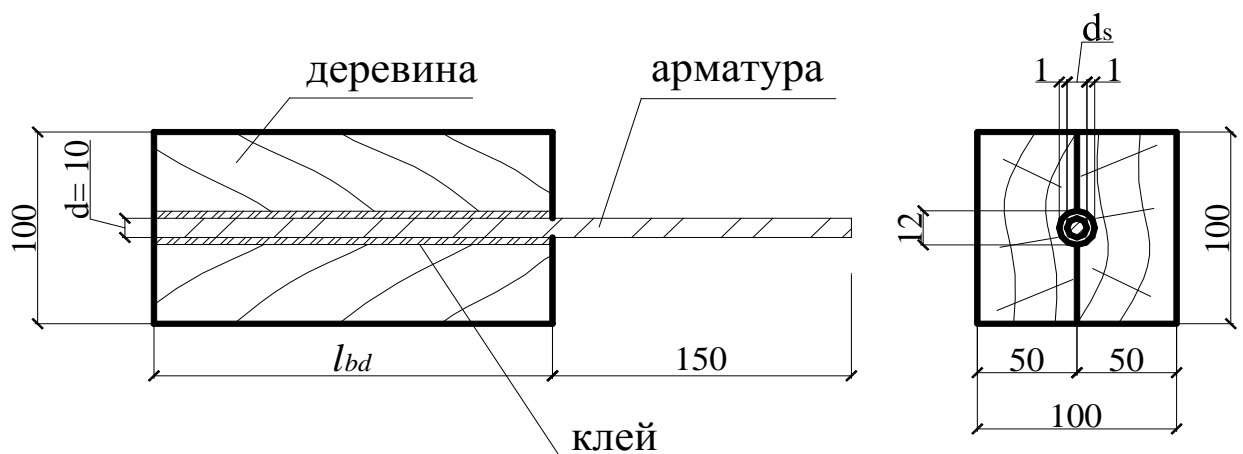


Рис. 2.6. Розміри дослідних зразків для досліджень спільної роботи арматури з деревиною.

Характеристики дослідних зразків для досліджень спільної роботи
арматури з деревиною

Серія	Марка	К-ть, шт.	Геометричні		Арматура	
			Довжина анкерування, мм	Переріз зразка, мм	Марка	Ø, мм
1	2	3	4	5	6	7
I	БС-1	4	100	100x100	АКС	10
	БС-2		200			
	БС-3		300			
	БС-4		400			
II	ББ-1	6	100		АКБ	
	ББ-1.1		100			
	ББ-1.2		100			
	ББ-2		200			
	ББ-3		300			
	ББ-4		400			
III	БМ-1	4	100		А400С	
	БМ-2		200			
	БМ-3		300			
	БМ-4		400			

Зразки марок ББ-1.1 та ББ-1.2 виготовлялися із сумішей епоксидного клею, де наповнювачем був портландцемент, який додавався до клею в кількості 200 г та 300 г відповідно. Готові зразки зберігалися в приміщенні лабораторії НУ „Львівська політехніка” при температурі $20\pm 5^{\circ}\text{C}$ та вологості 60-80% (рис. 2.7). Випробовування проводилося через 60 діб після виготовлення дослідних зразків.



Рис. 2.7. Загальний вигляд дослідних зразків.

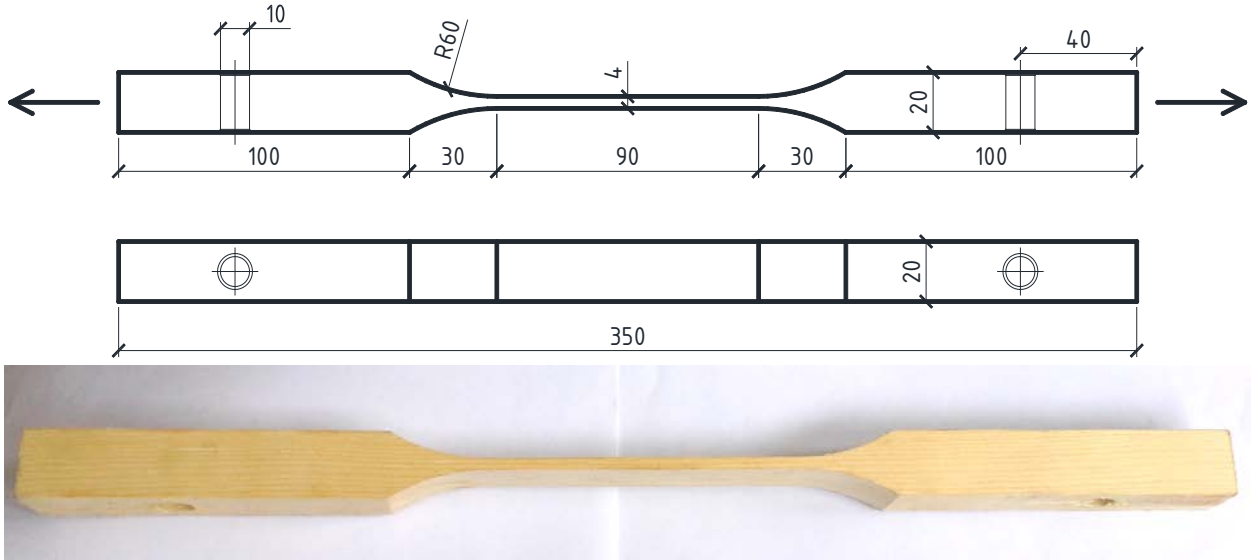
Характеристики дослідних зразків для дослідження фізико-механічних характеристик матеріалів.

Для визначення фізико-механічних характеристик деревини сосни одночасно із дослідними балками з тієї ж деревини виготовили 6 зразків «вісімок» для випробувань на розтяг, 12 зразків кубиків для випробувань на стиск та 5 зразків балочок для випробувань на згин (рис. 2.8).

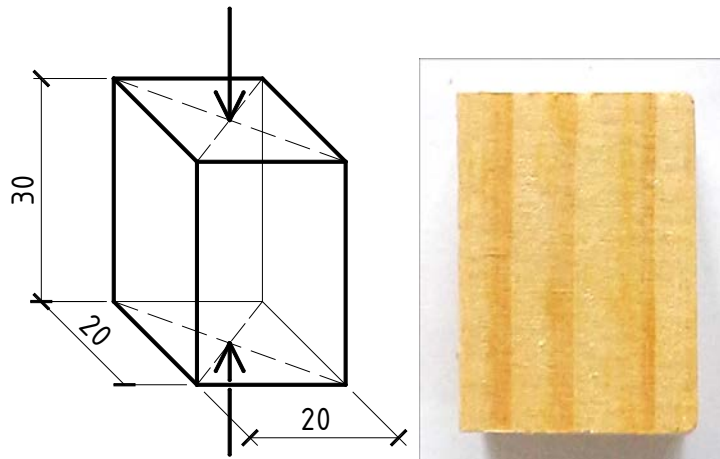
Фізико-механічні характеристики деревини визначали шляхом випробування зразків (табл. 2.3) згідно діючих норм ГОСТ 9622-87 [15], ГОСТ 9623-87 [16], ГОСТ 12004-81 [10], ГОСТ 16483.27-73 [11] та ГОСТ 16483.3-84 [12]. Відбір дерев'яних зразків, їх кількість, виготовлення і підготовка до випробувань здійснювались згідно ГОСТ 9620-94 [14].

Випробування арматури усіх видів проводили за методикою випробувань на розтяг сталеві арматури відповідно до ГОСТ 12004-81 «Сталь арматурная. Методы испытания на растяжение» [10] та ДСТУ 3760:2006 «Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій» [32].

а) зразки марок Р-1, ..., Р-6



б) зразки марок С-1, ..., С-12



в) зразки марок З-1, ..., З-5

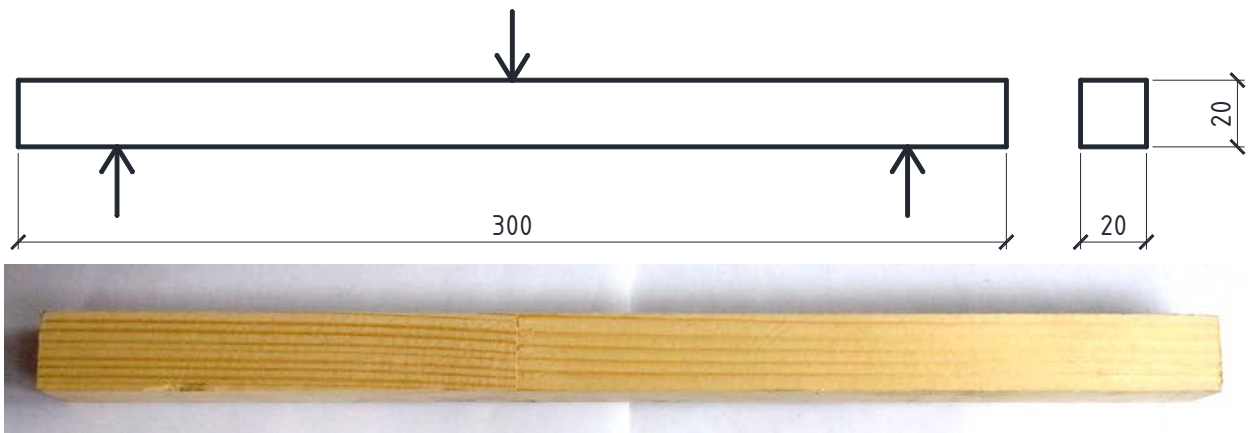


Рис. 2.8. Дослідні зразки для визначення міцності деревини: а) на розтяг; б) на стиск; в) на згин.

В якості композитної арматури було використано склопластикову АКС та базальтопластикову АКБ арматуру, виготовлену на ТзОВ Технологічна група «Екіпаж» (м. Харків) відповідно до ТУ У В.2.7-25.2-34323267-001:2009 [110].

Для випробування арматури на розтяг було виготовлено по 5-ть зразків кожного виду арматури довжиною 500 мм (А400С) та 700 мм (АКС, АКБ).

Таблиця 2.3.

Характеристики дослідних зразків для визначення фізико-механічних властивостей матеріалів

Серія	Марка	К-ть, шт.	Матеріал	Геометричні		Вид навантаження
				Довжина, мм	Переріз (Ø арматури), мм	
I	P-1	4	деревина сосна	350	4x20	центральный розтяг
	P-2					
	...					
	P-6					
II	C-1	12	деревина сосна	30	20x20	центральный стиск вздовж волокон
	C-2					
	...					
	C-12					
III	3-1	5	деревина сосна	300	20x20	згин
	3-2					
	...					
	3-5					
IV	A400C	5	сталь	500	10	центральный розтяг
	АКС	5	склопластик	700		
	АКБ	5	базальтопластик	700		

2.2. Методика експериментальних досліджень.

2.2.1. Дослідження міцності та деформативності дощатоклеєних балок.

Випробування армованих дощатоклеєних балок проводилося в приміщенні науково-дослідної лабораторії НДЛ – 23 кафедри „ Будівельні конструкції та мости ” Національного університету ”Львівська політехніка”.

Випробування проводилося у 2 етапи :

- 1) випробування дощатоклеєних неармованих балок;
- 2) випробування дощатоклеєних балок армованих композитною та сталеву арматурами;

Дослідні балки випробувались як вільно оперті на двох опорах з прольотом рівним 2700 мм, навантаження прикладалось двома зосередженими силами в третинах прольоту відповідно до схеми навантажень (рис. 2.9). Загальний вигляд стенду для випробувань зображено на рис. 2.10, а схема дослідної установки та розміщення приладів на рис. 2.11.

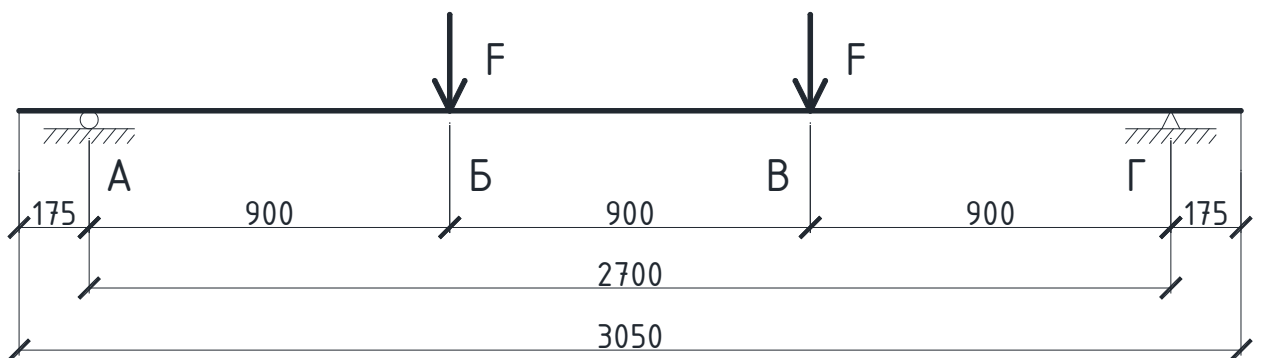


Рис. 2.9. Схема завантаження балки.

Навантаження на дослідну балку 1 прикладалося гідравлічним домкратом 3 величиною $2F$ і через розподільчу траверсу 4 симетрично передавалося у третини прольоту величиною F , яке замірялося пружинним динамометром 5 (Д-1) (за поділками встановленого в ньому індикатора та тарувальної таблиці визначили величину навантаження в кН). На кожній ступені навантаження, величиною 2,5кН, після 10 хв витримки, у журнал випробувань записували покази усіх приладів.



Рис.2.10. Загальний вигляд стану для випробувань балок на згин.

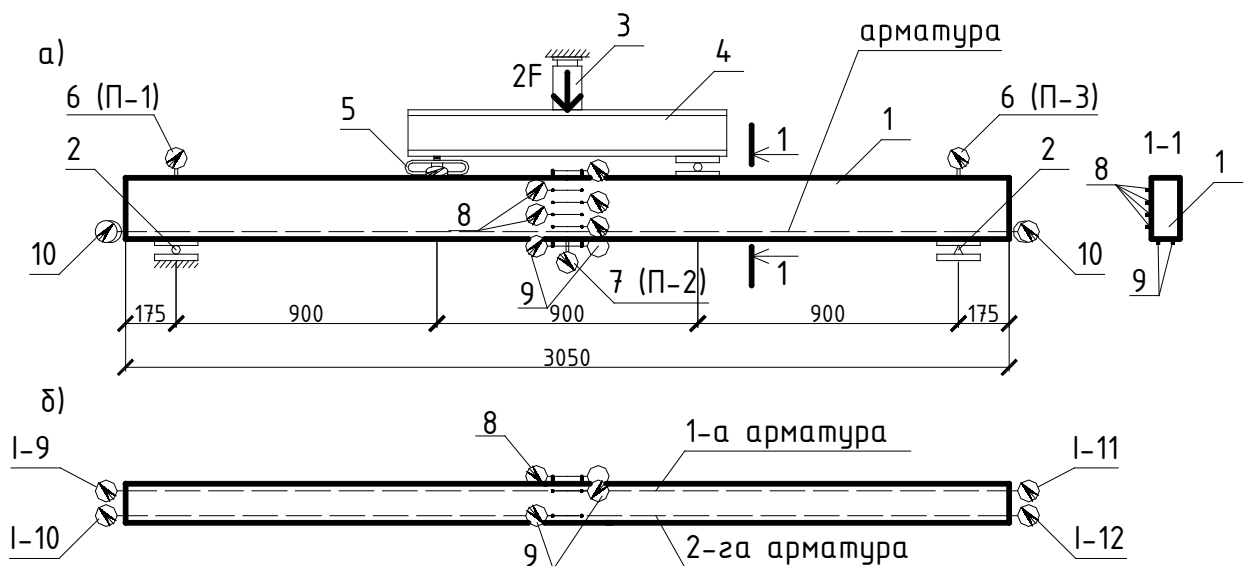


Рис.2.11. Схема дослідної установки та розміщення приладів:

а) збоку; б) знизу.

- 1 – дослідна балка; 2 – опорні шарніри (рухомий та нерухомий);
- 3 – гідравлічний домкрат; 4 – розподільча траверса;
- 5 – пружинний динамометр (Д-1); 6 – індикатори на опорах (П-1, П-3);
- 7 – індикатор по середині прольоту (П-2);
- 8, 9 – мікроіндикатори по висоті перерізу балки (І-1...І-8);
- 10 – мікроіндикатори по торцях арматури (І-9...І-12).

За допомогою індикатора годинникового типу 7 (П-2) з ціною поділки 0,01 мм, фіксували прогини по середині прольоту. Осідання опор заміряли за допомогою двох індикаторів годинникового типу 6 (П-1, П-3).

Деформації деревини по висоті перерізу зразка посередині прольоту фіксувалися з однієї сторони шістьма мікроіндикаторами 8 (I-1...I-6) типу МИГ з ціною поділки 0,001 мм на базі $B = 100$ мм. Деформації арматурних стержнів вимірювалися двома мікроіндикаторами 9 (I-7, I-8) по середині прольоту балки. Зміщення кожного кінця арматури вимірювалося на торцях балки за допомогою чотирьох мікроіндикаторів 10 (I-9...12).

В процесі випробувань велось візуальне спостереження за поведінкою балки та фотофіксація.

Методика розрахунку балок як згинаних елементів проводилася відповідно до ДБН В.2.6-161:2010 [18] та посібника [139]. Розрахункова несуча здатність балок визначалася згідно рівняння:

$$M \leq f_{m,y,d} \cdot W_{red} = \frac{k_{mod} \cdot f_{m,y,k}}{\gamma_M} \cdot W_{red}, \quad (2.1)$$

де M – розрахунковий момент, кНсм; $f_{m,y,d}$ – міцність деревини при згині вздовж волокон, W_{red} – приведений момент опору поперечного перерізу елемента в см³. Згідно [18] розрахунковий опір деревини визначався за формулою (3.1), де $k_{mod} = 0,9$ для короткочасних навантажень (табл. А.1 [18]), $\gamma_M = 1,25$ для клеєної деревини (табл. 3.2 [18]),

$$W_{red} = \frac{b \cdot h^2}{6} \cdot \beta, \quad (2.2)$$

де b – ширина перерізу; h – висота перерізу, β – коефіцієнт, що визначається за формулою для одиночного армування [139]:

$$\beta = \frac{1 + 4 \cdot n \cdot \mu}{1 + n \cdot \mu}, \quad (2.3)$$

де $n = \frac{E_s}{E_{mean,k}} - 1$ – відношення модулів пружності арматури і дерева [62];

μ - відсоток армування перерізу.

Для неармованих балок $\mu = 0$, відповідно $\beta = 1$.

За результатами досліджень напруження в деревині та арматурі визначалися через визначені у них експериментально відносні деформації та модулі пружності цих матеріалів за законом Гука:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon, \quad (2.4)$$

де E – модуль пружності матеріалу; ε – відносні деформації матеріалу.

$$\varepsilon = \frac{\Delta a}{1000 \cdot B} = \frac{a_0 - a}{1000 \cdot B}, \quad (2.5)$$

де a_0 – початкові показники приладів; a – показники приладів на етапах завантаження; 1000 – переведення показників мікроіндикатора в мм; B – база визначення деформацій, $B=100$ мм.

Розрахунковий прогин балок визначався за формулою:

$$w = \frac{23}{648} \cdot \frac{Fl^3}{E_{mean,k} \cdot I_{red}}, \quad (2.6)$$

де F – сила, що прикладалася до балки; l – проліт балки;

I_{red} – приведений момент інерції, що визначався за формулою:

$$I_{red} = \frac{b \cdot h^3}{12} \cdot \beta. \quad (2.7)$$

Гранично допустимий повний прогин для балок покриття або перекриття без стелі зі штукатуркою або з гіпсокартону на двох опорах, рекомендований ДБН В.2.6-161:2010 [18], складав:

$$w_{fin} = \frac{l}{250} = \frac{2700}{250} = 10,8 \text{ мм}. \quad (2.8)$$

Цей прогин контролювався в процесі експерименту і за ним встановлювали критичне навантаження на балку $F_{cr,w}$, а в момент руйнування балки – руйнуюче зусилля $F_{ex,f}$. Моментом руйнування балки вважалися видимі ознаки руйнування деревини в стиснутій зоні, або арматури в розтягнутій зоні, а також момент, коли прогини балок зростали без збільшення навантаження на них.

2.2.2. Дослідження спільної роботи арматури з клеєною деревиною.

Для вивчення роботи дощатоклеєних армованих балок необхідно було дослідити зчеплення базальтової, склопластикової та сталевий арматури з деревиною при дії навантаження.

Випробування дослідних зразків виконувалися на розривній машині марки Р-10 за допомогою спеціальної силової рамки 3, запроєктованої для даних випробувань (рис. 2.12) [8]. Ціна поділки динамометра на розривній машині дозволяла визначати величину навантаження з точністю до 40 Н. Зразки були виготовлені таким чином, що ненавантажений торець арматури був виведений до верхньої грані призми деревини, в який вправся шток мікроіндикатора годинникового типу 4 з ціною поділки 0,001мм, прикріпленого до дослідного зразка 1 через тримач 5. За його допомогою визначалося переміщення арматури відносно дерев'яної призми дослідного зразка. Для надійного закріплення індикатора до поверхні дерев'яної призми тримач 5 приклеювався до її верхнього торця. Випуск арматури із зразка був закріплений в губки 2 розривної машини. Між силовою рамкою і дослідним зразком встановлювалася фанерна прокладка 6. Мінімальна довжина анкерування l_{bd} арматури в деревині була прийнята $10d$ (d - діаметр арматури), а максимальна - $40d$.

Дослідження спільної роботи арматури з деревом виконувалося шляхом витягування стержня з дерев'яної призми з використанням натяжного пристрою розривної машини.

Зразки досліджувались при поступовому наростанні навантажень доки зміщення вільного кінця відбувалось без збільшення розтягуючого зусилля.

За результатами випробувань для кожної групи зразків обчислювались середні значення максимальних дотичних напружень τ_{bd} , приймаючи їх постійними по довжині стержня за формулою:

$$\tau_{bd} = \frac{F}{\pi \cdot d_s \cdot l_{bd}} \quad (2.9)$$

де: F – руйнівне навантаження; d_s – діаметр стержня арматури; l_{bd} – довжина анкерування стержня в деревині.

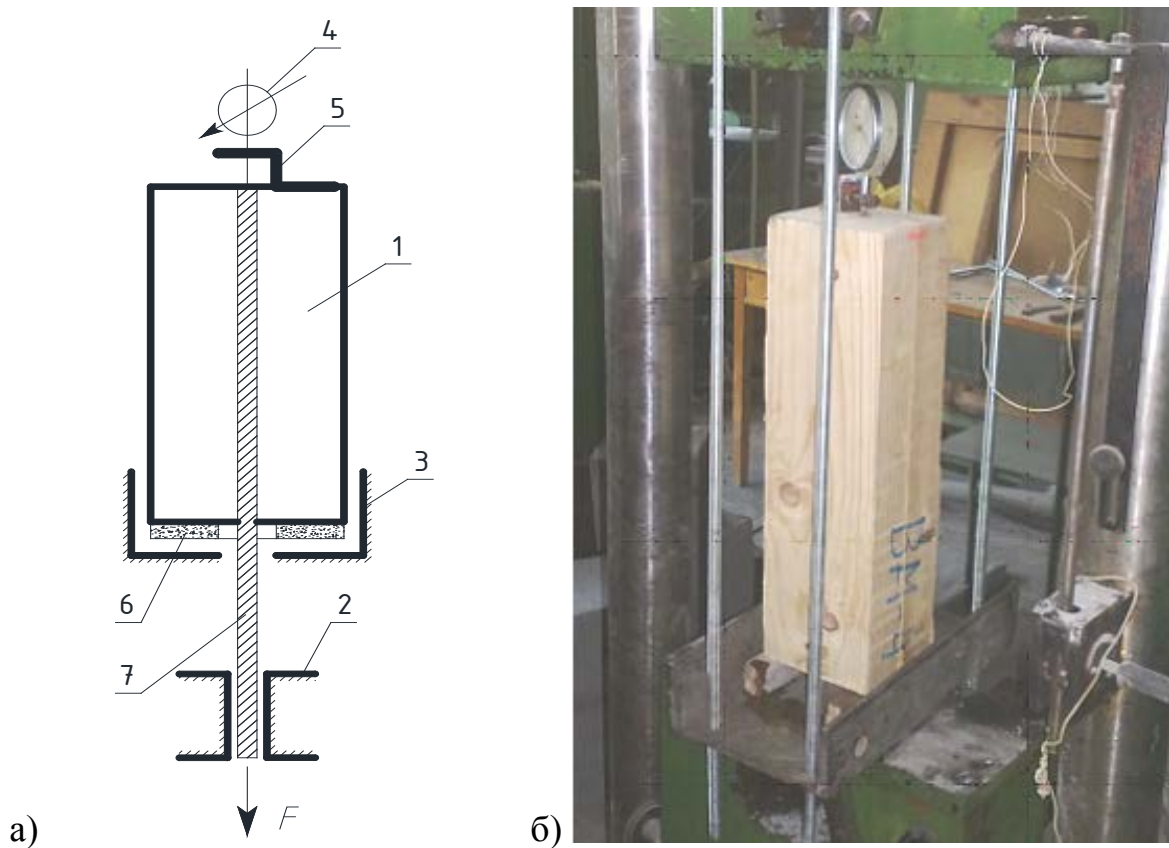


Рис. 2.12. Випробування дослідних зразків:

а) схема випробування; б) загальний вигляд дослідної установки та зразку під час досліду;

1 – дослідний зразок; 2 – губки розривної машини; 3 – силова рамка;
4 – мікроіндикатор; 5 – тримач; 6 – фанерна прокладка, 7 – стержень арматури.

Розрахункова схема для визначення середніх дотичних напружень τ_{bd} подана на рис.2.13. На рис. 2.14 зображено епюру дійсних дотичних напружень з максимальним їх значенням τ_u та еквівалентну епюру середніх максимальних дотичних напружень τ_{bd} .

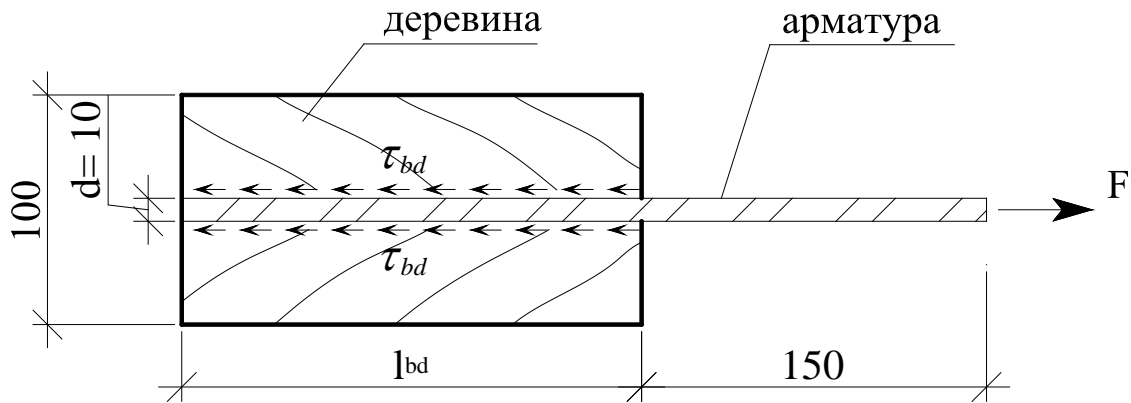


Рис.2.13. Розрахункова схема до визначення середніх максимальних дотичних напружень τ_{bd} .

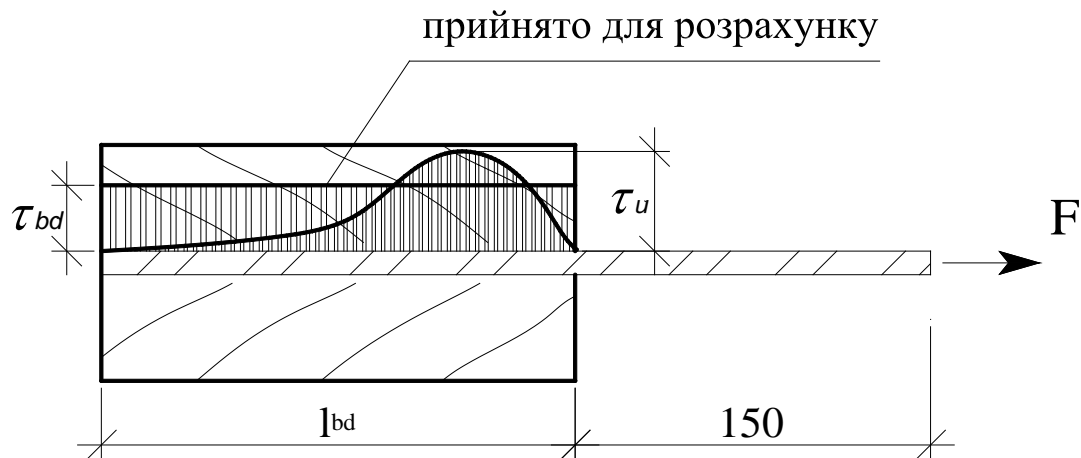


Рис.2.14. Еквівалентна епюра середніх дотичних напружень τ_{bd} , та епюра дійсних дотичних напружень з максимальним значенням τ_u .

Розподіл дотичних напружень був прийнятий рівномірно-розподіленим по довжині анкерування [5].

2.2.3. Дослідження фізико-механічних властивостей деревини та арматури.

Випробування зразків деревини та арматури проводилося в приміщенні науково-дослідної лабораторії (НДЛ – 23) кафедри „ Будівельні конструкції та мости ” НУ ” Львівська політехніка ”.

Випробування деревини.

Випробування дерев'яних «вісімок» на розтяг проводилося на розривній машині марки Р-20 з клиновидними захватами, похибка

вимірювань становила $\pm 1\%$. Для заміру поздовжніх деформацій використовували тензometri Гугенбергера з базою 20 мм і точністю $\pm 0,001$ мм, що встановлювалися на протилежних сторонах зразків, в одній площині (рис. 2.15).

Зразки «вісімок» через спеціально виготовлені кріплення (рис. 2.16) встановлювалися в захват машини так, щоб їх поздовжня вісь співпадала з осями губок розривної машини, після чого зразки міцно затискалися за допомогою болтів. Обробка результатів випробувань деревини на розтяг проводилася згідно ГОСТ 9622-87 [15].

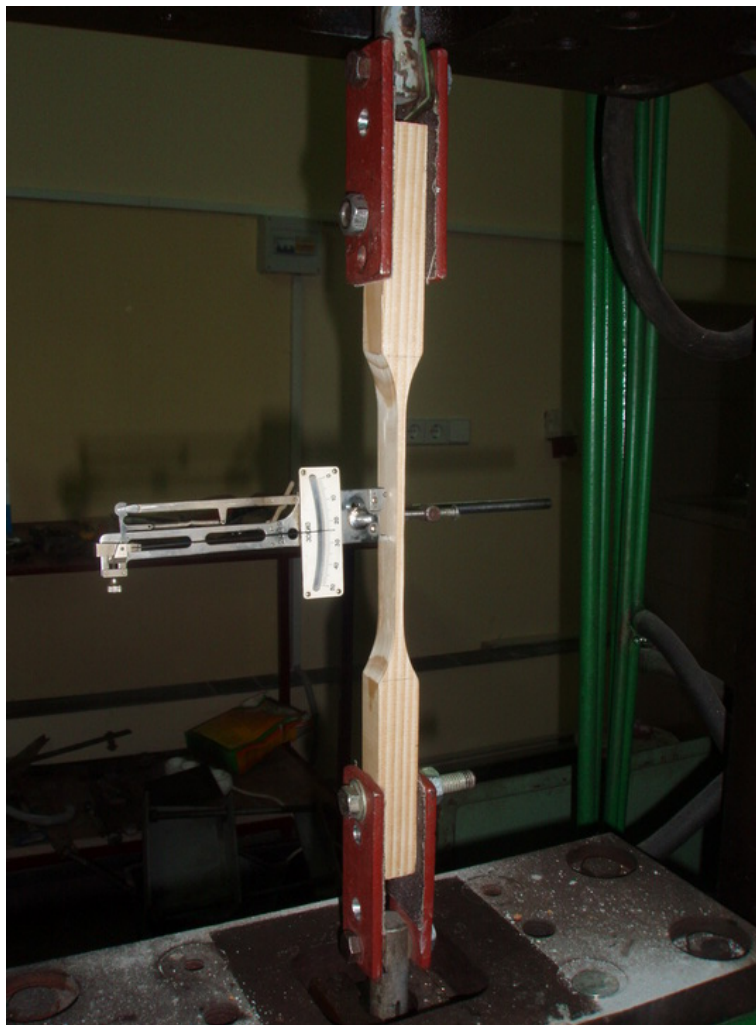


Рис. 2.15. Загальний вигляд дослідної установки під час випробувань зразків на розтяг.

Випробовування дерев'яних кубиків на стиск проводилося на зворотному ході розривної машини Р-20.

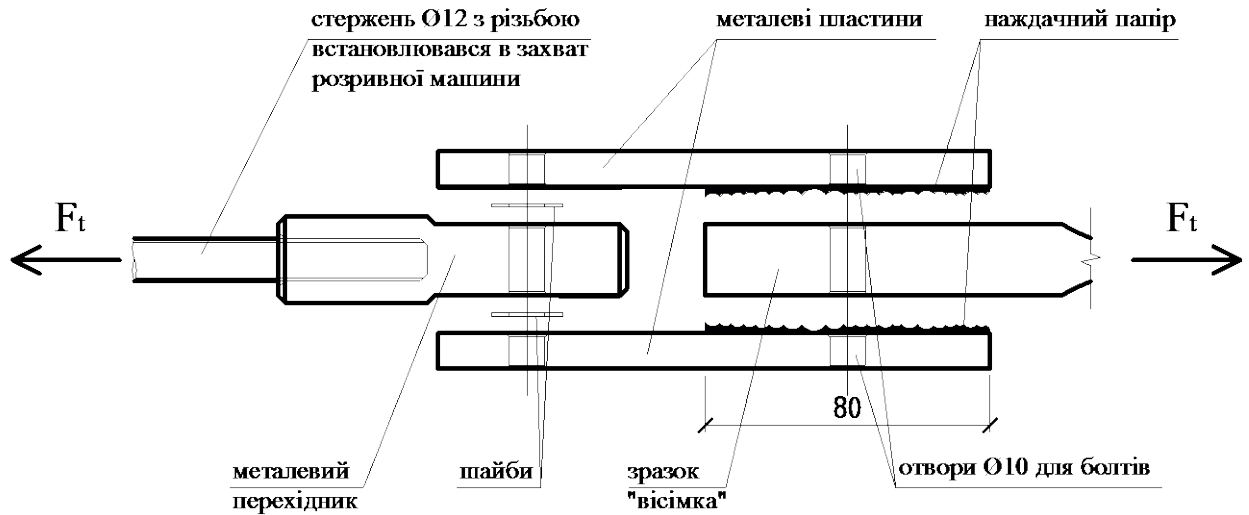


Рис.2.16. Схема кріплення зразків на розривній машині.

Навантаження подавалося рівномірно з постійною швидкістю 30 – 40 кг/хв, в процесі чого фіксувався момент руйнування кожного зразка. Зразки, що були зруйновані не в робочій частині, до розрахунків не приймалися і були замінені. Обробка результатів випробувань деревини на стиск проводилася згідно ГОСТ 9623-87 [16].

Міцність на розтяг (f_t) або стиск (f_c) для кожного зразка знаходилася за формулами:

$$f_t = \frac{F_{t,\max}}{A}, \quad f_c = \frac{F_{c,\max}}{A} \quad (2.10)$$

де $F_{t,\max}$, $F_{c,\max}$ – максимальне навантаження, визначене в момент руйнування зразків, Н;

A – площа робочого перерізу зразка, мм²;

Модуль пружності деревини при розтягу (E) знаходився за формулою:

$$E = \frac{F_{t,\max} \cdot L}{A \cdot \Delta L}, \quad (2.11)$$

де $F_{t,\max}$ – максимальне розтягуюче навантаження, Н;

L – база тензометра, мм;

ΔL – середнє абсолютне значення деформації, мм.

Статистична обробка результатів виконувалася в такому порядку:

Визначали:

- середнє арифметичне значення вибірки \bar{X} :

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n}, \quad (2.12)$$

де X_i – значення випробовуваної величини (тимчасовий опір);

n – кількість зразків;

- середнє квадратичне відхилення (стандартна похибка) S :

$$S = +\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1}}, \quad (2.13)$$

- середнє лінійне відхилення вибірки $\rho(x)$:

$$\rho(x) = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n |X_i - \bar{X}|, \quad (2.14)$$

- коефіцієнт варіації за середнім квадратичним відхиленням:

$$V_s = \frac{S}{\bar{X}} \cdot 100\%, \quad (2.15)$$

- коефіцієнт варіації за середнім лінійним відхиленням:

$$V_\rho = \frac{\rho(x)}{\bar{X}} \cdot 100\%. \quad (2.16)$$

Для визначення міцності деревини безпосередньо на виробничому майданчику (цеху) в процесі виготовлення дослідних балок було розроблено нову експрес методику, яка передбачала використовувати спеціальний пристрій для визначення питомого опору висмикуванню сталевих нагелів з деревини (ДБ-1), на який отримано патент України на корисну модель № 64102 [84]. Схема пристрою зображена на рис. 2.17.

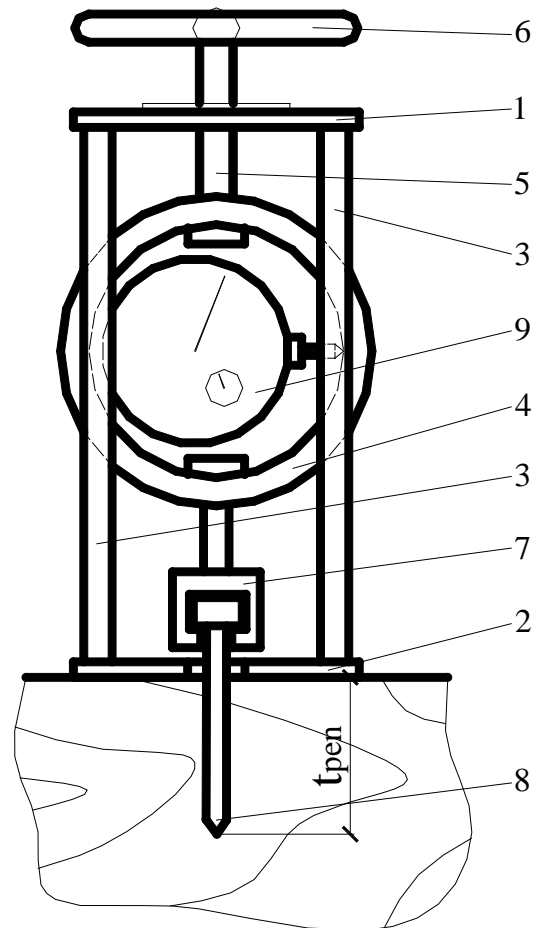


Рис. 2.17. Схема пристрою для визначення питомого опору висмикуванню сталевих нагелів з деревини.

1 - верхня опорна траверса; 2 - нижня опорна траверса; 3 - опорні стійки; 4 - кільцевий динамометр; 5 - витяжний гвинт; 6 - рукоятка; 7 - ключ під головку нагеля; 8 – спеціальний сталевий шуруп; 9 – мікроіндикатор.

Принцип роботи пристрою ДБ-1 для визначення питомого опору висмикуванню сталевих нагелів з деревини полягав у тому, що ним виконували замір величини висмикуючого зусилля шурупа, попередньо закрученого в деревину на певну глибину, а далі за допомогою перехідних формул (56) зі СНиП II-25-80 [98] визначали величину міцності досліджуваної деревини. В об'єкт дослідження (деревину) закручувався спеціальний шуруп 8. Пристрій підводився через виріз у нижній опорній траверсі 2 таким чином, щоб квадратна головка шурупа 8 розмістилась у ключі 7. На поверхню балки пристрій встановлювався нижньою траверсою 2. Обертанням витяжного гвинта 5 рукояткою 6 через кільцевий динамометр 4

зовнішнє висмикуюче зусилля передавалося через ключ 7 на спеціальний шуруп 8 (див. рис. 2.17). Витяжний гвинт 5 піднімався до тих пір, поки мікроіндикатор 9 у кільцевому динамометрі 4 не зафіксував $F_{ax,Rk}$ – величину зусилля, при якому спеціальний шуруп 8 висмикувався з досліджуваної деревини. Величина зусилля $F_{ax,Rk}$ визначалася за максимальними показниками мікроіндикатора 9 через тарувальну таблицю. За цим зусиллям визначався питомий опір висмикуванню $f_{ax,k}$ по формулі (56) зі СНиП II-25-80 [98]:

$$F_{ax,Rk} = f_{ax,k} \pi d t_{pen}, \quad (2.17)$$

де $f_{ax,k}$ - питомий опір висмикуванню на одиницю поверхні дотику нагеля (шурупа) з деревиною;

d - діаметр спеціального шурупа, м (см);

t_{pen} - розрахункова довжина заанкерованої частини спеціального шурупа з боку загостреного кінця, що чинив опір висмикуванню м (см), визначалася згідно п. 5.20 [98].

Згідно формули 13.25 [18] визначали питомий опір висмикування

$$f_{ax,k} = 20 \cdot 10^{-6} \rho_k^2, \quad (2.18)$$

знаходилася ρ_k - характеристична густина деревини (кг/м^3), і визначався клас міцності деревини.

Випробовування зразків на згин проводились згідно вимог ГОСТ 16483.3-84 [12] (рис. 2.18). Навантаження зразка здійснювалось за допомогою домкрату рівномірно з постійною швидкістю 30-40 кг/хв до моменту його руйнування. В ролі твердої опори використовувалася плита гідравлічного пресу марки П-125.



Рис. 2.18. Загальний вигляд установки для випробування дерев'яних зразків на згин.

Дерев'яний зразок розміщувався таким чином, щоб згинаюче зусилля було направлено по дотичній до річних шарів і навантажувався згідно схеми (рис. 2.19).

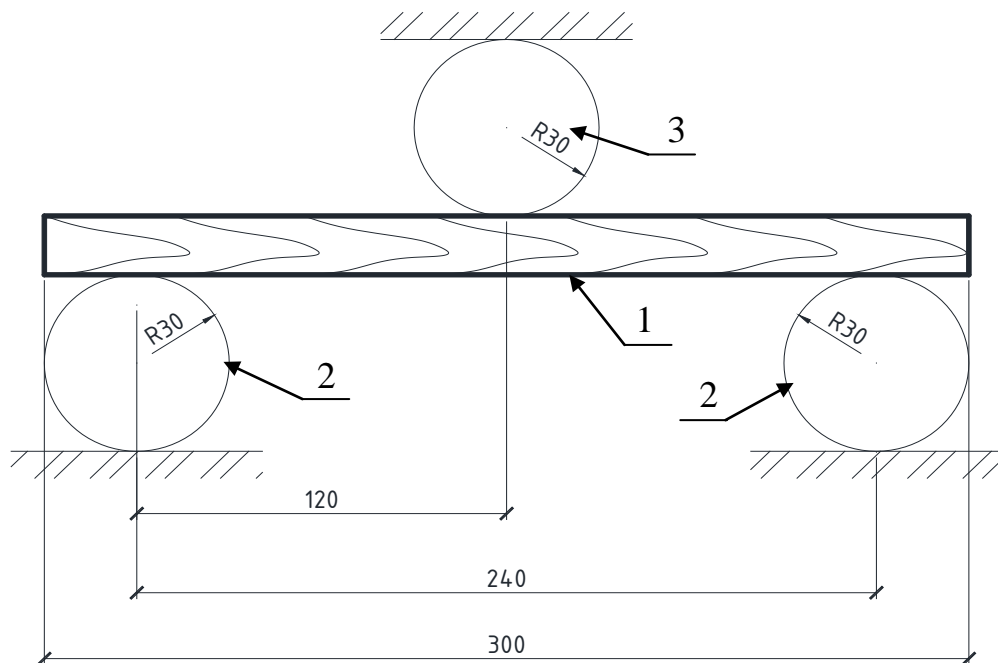


Рис. 2.19. Схема випробування дослідних зразків на згин.
1 - дослідний зразок; 2 - опори із заокругленими поверхнями;
3 - навантажувальний ніж.

При випробуванні зразків на згин домкрат, динамометр та навантажувальний ніж розміщувалися під зразком для більшої зручності подачі навантаження та його замірювання.

Границя міцності на згин f_m в МПа для кожного зразка знаходилася за формулою:

$$f_m = \frac{3 \cdot F_{\max} \cdot l}{2 \cdot b \cdot h^2}, \quad (2.19)$$

де F_{\max} – максимальне навантаження, Н; l – відстань між центрами опор, мм; b – ширина робочої частини зразка, мм; h – товщина робочої частини зразка, мм.

Вологість зразків при випробуванні контролювалась вологоміром MD7820 з точністю вимірювань 0,5% і становила 10,3-11,2% [13].

Випробування арматури.

Випробування сталевोї та композитної арматури на розтяг для визначення основних фізико-механічних характеристик проводилося на розривній машині Р-20. Відносні деформації вимірювалися мікроіндикатором типу МИГ з базою $B = 100$ мм. Під час випробувань були побудовані діаграми випробувань на міліметровому папері за допомогою самописця розривної машини.

Визначити фізико-механічні властивості композитної арматури за допомогою розривної машини без додаткових пристроїв з її анкерування у губках розривної машини було неможливо, так як зчеплення арматури із затискними губками машини було недостатнє, щоб прикласти до стержня руйнівне зусилля розтягу. Для вирішення цієї проблеми було розроблено декілька технічних варіантів рішень кріплення композитної арматури в губках розривної машини.

Першим варіантом розглядалася заміна полімерної матриці арматури на металеву матрицю в опорних зонах, для чого використовувався алюміній.

Попередньо, за допомогою паяльної лампи, було звільнено волокна кінцівок композитної арматури від полімеру (рис. 2.20).



Рис. 2.20. Волокна композитної арматури без полімерної матриці.

Для плавлення алюмінію використовувалася муфельна піч PROGRAMIX-50, що на протязі 1-ї год розігрівала метал до температури 700°C (температура плавлення алюмінію в оксидній плівці 660°C). Після цього алюміній заливали у спеціальні керамічні термостійкі форми, в яких знаходилися підготовлені кінці стержнів композитної арматури (рис. 2.21) і витримували до охолодження (рис. 2.22).



Рис. 2.21. Заливання волокон арматури розплавленим алюмінієм у керамічній формі.



Рис. 2.22. Готовий зразок композитної арматури з алюмінієвою матрицею в опорній зоні.

В отриманих зразках композитної арматури з алюмінієвою матрицею відбулось неповне обволікання волокон композитної арматури розплавленим алюмінієм, а саме металева обойма була утворена лише навколо зовнішніх волокон. Це пояснювалося недостатньою змочуваністю розплавленим алюмінієм поверхні волокон композитної арматури, а також швидким застиганням алюмінію, що і стало основною причиною неякісного закріплення стержня з композитної арматури в губках розривної машини. В результаті цього відбулось руйнування алюмінієвої матриці і зразок композитної арматури по тілу не розривався. Тому, перший варіант виявився невдалим.

Другим варіантом, що забезпечив би надійне закріплення композитної арматури в розривній машині, була заміна форми кінцівок арматури з циліндричних на конічну (рис. 2.23). Для цього кінцівки арматури, волокна якої були попередньо звільнені від полімерної матриці, вкладались у конічну форму і заливались епоксидним клеєм ЕД-1. Рецептūra клею описана в п. 2.1 цього розділу.

Для закріплення готового зразка в розривній машині було спеціально розроблено навісне обладнання на яке отримано патент України на корисну модель № 64192 [85] (рис. 2.24), в якому було можливим встановлювати і закріплювати стержневі елементи із закінченнями різної форми: висаджена головка, конічний анкер тощо. Епоксидний клей утворив достатньо міцну

конічну форму закінчення композитної арматури. Але, як і в першому варіанті, під час випробування композитної арматури на розривній машині відбулось руйнування конічного анкера через недостатнє обволікання волокон композитної арматури епоксидним клеєм анкера.



Рис. 2.23. Зразок композитної арматури із конічними анкерами.

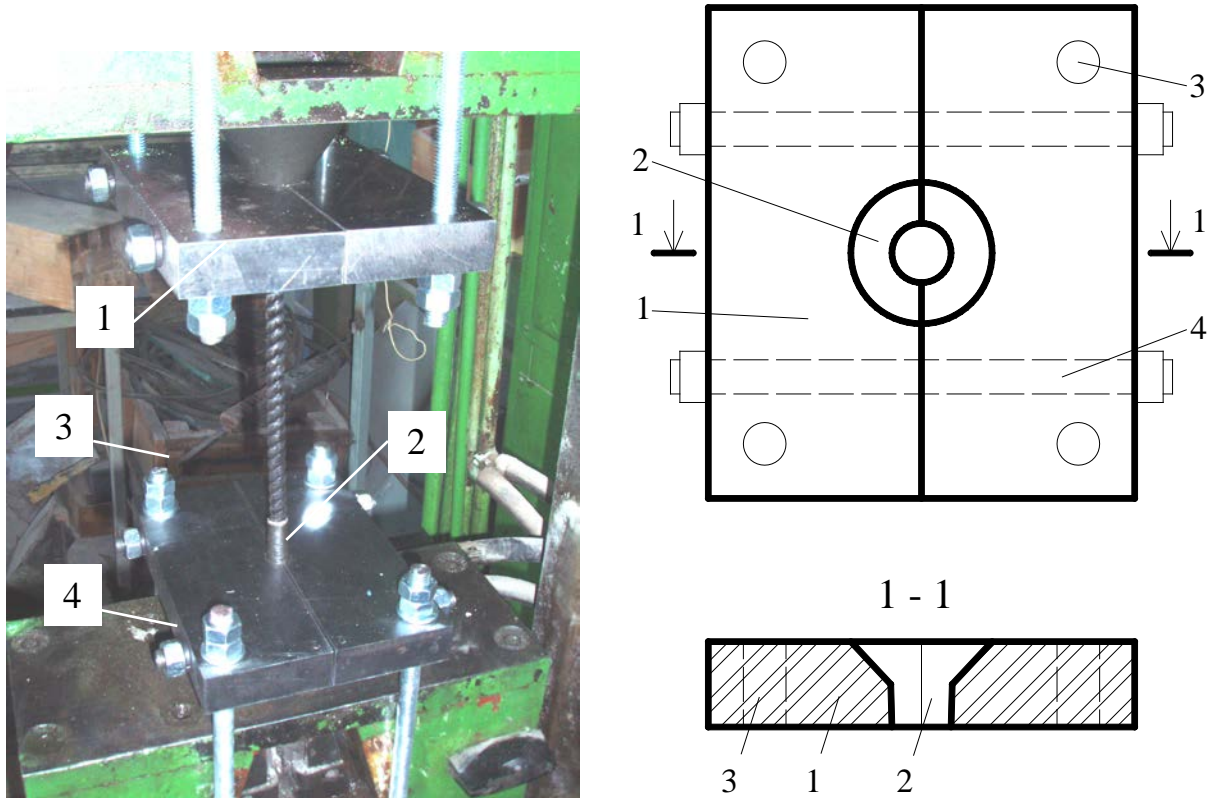


Рис. 2.24. Загальний вигляд навісного обладнання для закріплення стержневих елементів із закінченнями різної форми (а) та схема захвату упорного анкера арматури (б).

1 – захват для упорного анкера; 2 – отвір конічного профілю; 3 – отвори для стержнів кріплення; 4 – шпильки для з'єднання та фіксації двох частин захвату.

Третім варіантом кріплення композитної арматури в розривній машині був прийнятий варіант використання цангової муфти. Для нього було розроблено спеціальний цангово-затискний механізм ЦЗМ-1 (рис. 2.25), на який отримано патент України на корисну модель №73955 [86]. Корисну модель можна застосовувати для анкерування, попереднього напруження і для визначення межі міцності сталеві та композитної арматури для потреб будівництва.

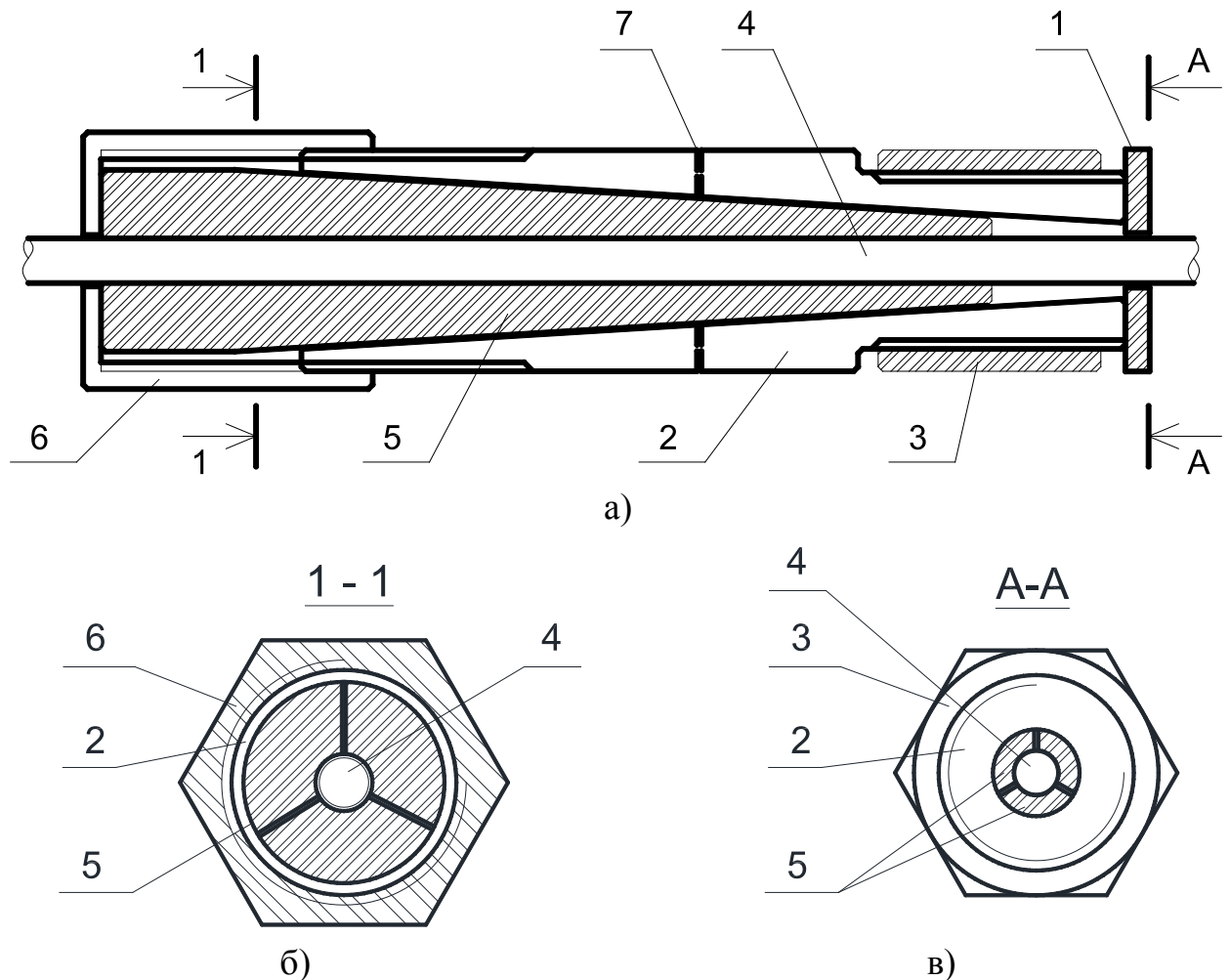


Рис. 2.25. Схема цангово-затискного механізму: а) поздовжній розріз; б) поперечний розріз 1-1; в) вигляд А-А.

1 – металева прокладка; 2 - патрон; 3 - муфта, 4 - стержневий елемент (композитна арматура); 5 - конічна нероз’ємна цанга; 6 - фіксатор цанги; 7 – отвори для змащування робочих поверхонь.

Цангово-затискний механізм працював наступним чином. Для запобігання зминання або сколювання дерев’яних чи бетонних поверхонь, на

які опирається цангово-затискний механізм, попередньо встановлювали металеву прокладку 1. Патрон 2 із загвинченою муфтою 3 надівали на стержневий елемент 4, на який попередньо надівали конічну нероз'ємну цангу 5 і фіксували її на стержні загвинчуванням фіксатора 6. Після чого, розкручуючи муфту 3, приводили цангово-затискний механізм у робоче положення. При подальшому розкручуванні муфти 3 здійснювали натяг стержневого елемента 4. При багатократному використанні цангово-затискного механізму, для спрощення витягування цанги з патрона, робоча поверхня цанги через отвори 7 змащувалася трансформаторним маслом ТКп (ТУ 38.101890-81).

Закріплення композитної арматури з цангово-затискним механізмом у розривній машині відбувалось за допомогою раніше описаного навісного обладнання. Загальний вигляд установки зображено на рис. 2.26.



Рис. 2.26. Загальний вигляд установки для випробування композитної арматури на розтяг.

Третій варіант забезпечив надійне закріплення композитної арматури в губках розривної машини і був застосований для подальших випробувань.

2.3. Висновки до розділу 2

1. Визначено об'єм досліджень та виготовлено дослідні зразки армованих та неармованих дощатоклеєних дерев'яних балок, а також спеціальні зразки для дослідження спільної роботи різних видів арматури з клеєною деревиною та зразки для визначення фізико-механічних характеристик деревини, сталеві та композитної арматури.

2. Розроблені методики досліджень міцності та деформативності армованих дощатоклеєних дерев'яних балок, спільної роботи різних видів арматури з клеєною деревиною, а також нова експрес методика визначення фізико-механічних характеристик деревини за допомогою приладу ДБ-1 безпосередньо на місці виготовлення конструкцій.

3. Запропоновано використовувати для розрахунку несучої здатності дощатоклеєних балок армованих композитною арматурою існуючу методику розрахунку як для балок армованих сталеві арматурою.

4. Розроблено та запатентовано ефективні додаткові пристрої для анкерування композитної арматури, а також цангово-затискний механізм ЦЗМ-1, за допомогою якого визначали фізико-механічні характеристики композитної арматури.

РОЗДІЛ 3

РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

3.1. Результати експериментальних досліджень армованих дощатоклеєних балок.

Несуча здатність балок визначалася за трьома факторами, а саме коли:

- відбувалося падіння зовнішнього навантаження ($F_{ex,f}$);
- відбувалося руйнування балок за зовнішніми ознаками – руйнування в стиснутій чи розтягнутій зоні ($F_{ex,f}$);
- відбувалося досягнення балками гранично допустимого прогину, визначеного за формулою (2.8) ($F_{cr,w}$).

Зразки балок навантажувались двома силами в третинах прольоту згідно схеми на рис. 3.1.

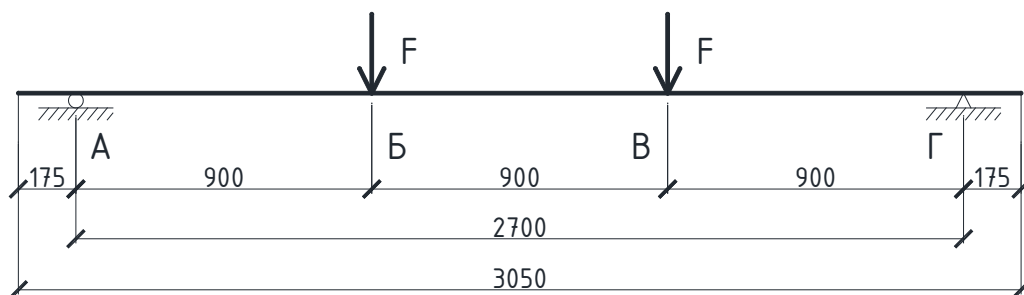


Рис. 3.1. Схема прикладання сил до балок.

Усі вимірювальні прилади були зняті після досягнення розрахункового навантаження, що відповідало граничному прогину елемента

$$w_{cr} = \frac{1}{250} \cdot L = 10,8 \text{ мм}. \text{ Результати випробувань балок наведені в табл. 3.1.}$$

Розрахункове навантаження, при якому в перерізі виникали гранично допустимі напруження, визначалося з врахуванням моменту опору перерізу балки та розрахункового значення міцності деревини першого сорту при згині згідно ДБН В.2.6-161:2010 [18]:

$$F_{cr,f} = \frac{3 \cdot M}{l} = \frac{3 \cdot f_{m,y,d} \cdot W_{np}}{l} \quad (3.1)$$

Розрахункове навантаження, при якому досягався граничний прогин, знаходилося за формулою:

$$F_{cr,w} = \frac{648}{23} \cdot \frac{w_{cr} \cdot E_{mean} \cdot I_{np}}{l^3} \quad (3.2)$$

Таблиця 3.1.

Результати експериментальних досліджень балок серій I - V.

Серія	Марка балки	Руйнівна несуча здатність по міцності $F_{ex,f}$, кН	Розрахункова несуча здатність по міцності $F_{cr,f}$, кН	Руйнівна несуча здатність по прогинах $F_{ex,w}$, кН	Розрахункова несуча здатність по прогинах $F_{cr,w}$, кН
I	БД-1	24,50	15,3	12,4	11,6
	БД-2	23,50		11,5	
II	БС-1	25,70	16,83	13,1	12,77
	БС-2	26,90		12,1	
III	ББ-1	27,50	17,32	13,1	13,14
	ББ-2	24,60		13,0	
IV	БМ-1	29,90	21,65	16,5	16,42
	БМ-2	32,40		16,4	
V	БМ-3	30,00	27,8	19,9	21,08
	БМ-4	35,00		21,3	

Отримані дані експериментів показали, що приріст несучої здатності армованих балок прямо пропорційно залежав від модуля пружності арматури, а також від проценту армування перерізу.

Зовнішній вигляд зруйнованих зразків дощатоклеєних балок наведено в додатку Г. На відміну неармованих балок, руйнування балок з вклеєною арматурою відбувалося поступово, з утворенням тріщин по всій ділянці чистого згину, а також звуковим потріскуванням. Арматура запобігала значним прогинам та раптовому характеру руйнування балки.

3.1.1. Дерев'яні неармовані балки.

В балках БД-1 та БД-2 перше потріскування деревини відбулось при навантаженні $F = 15$ кН. При навантаженні 17,5кН в зразку марки БД-1

спостерігалось незначне змінання деревини під пластиною в місці його прикладання (рис. 3.2, т. В), а при навантаженні 23,8кН розірвалася нижня дошка в місці сучка на ділянці між зовнішніми силами в зоні чистого згину Б-В (рис. 3.3).

При подальшому завантаженні зразок БД-1 зруйнувався. Руйнівне навантаження складало $F_{ex,f} = 24,5\text{кН}$. Руйнування мало раптовий характер. Воно відбулося внаслідок поширення існуючого розриву нижньої дошки та розриву вище лежачих дошок з виникненням тріщин посередині прольоту на усю висоту балки (рис. 3.4).

Руйнування балки марки БД-2 відбулось аналогічно до зразка БД-1, при навантаженні 23,5кН. У зв'язку з розривом нижньої частини балки в місці з'єднання дошок по довжині в шип, утворилась навскісна тріщина, яка і привела до руйнування зразка (рис. 3.5). Початок тріщини знаходився за межами дії максимального моменту, а її кінець – майже біля протилежної опори (рис. 3.6).

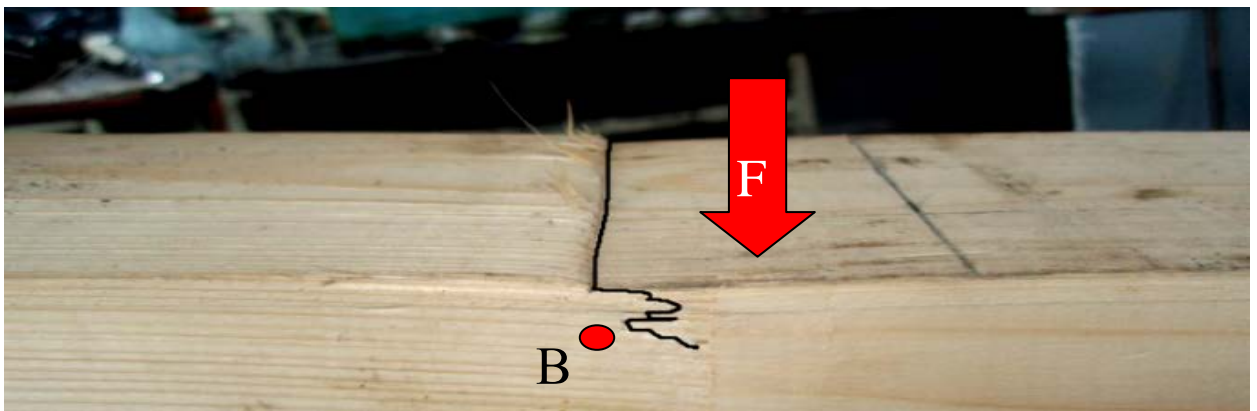


Рис. 3.2. Змінання в місці прикладання сили.

Балка БД-1 при навантаженні $0,7 F_{ex,f}$.



Рис. 3.3. Руйнування нижньої дошки балки БД-1 при навантаженні $0,97F_{ex,f}$.



Рис. 3.4. Вигляд балки БД-1 після руйнування.



Рис. 3.5. Розрив нижньої дошки балки БД-2 по шиповому з'єднанню.



Рис. 3.6. Вигляд балки БД-2 після руйнування.

Прогини обох балок збільшувались рівномірно відповідно до росту навантаження аж до початку руйнування. На рис. 3.7 зображено графік зміни прогинів w для кожної балки (БД-1, БД-2) відповідно до збільшення навантаження та порівняння цих значень з розрахунковими значеннями w_p для балок І серії.

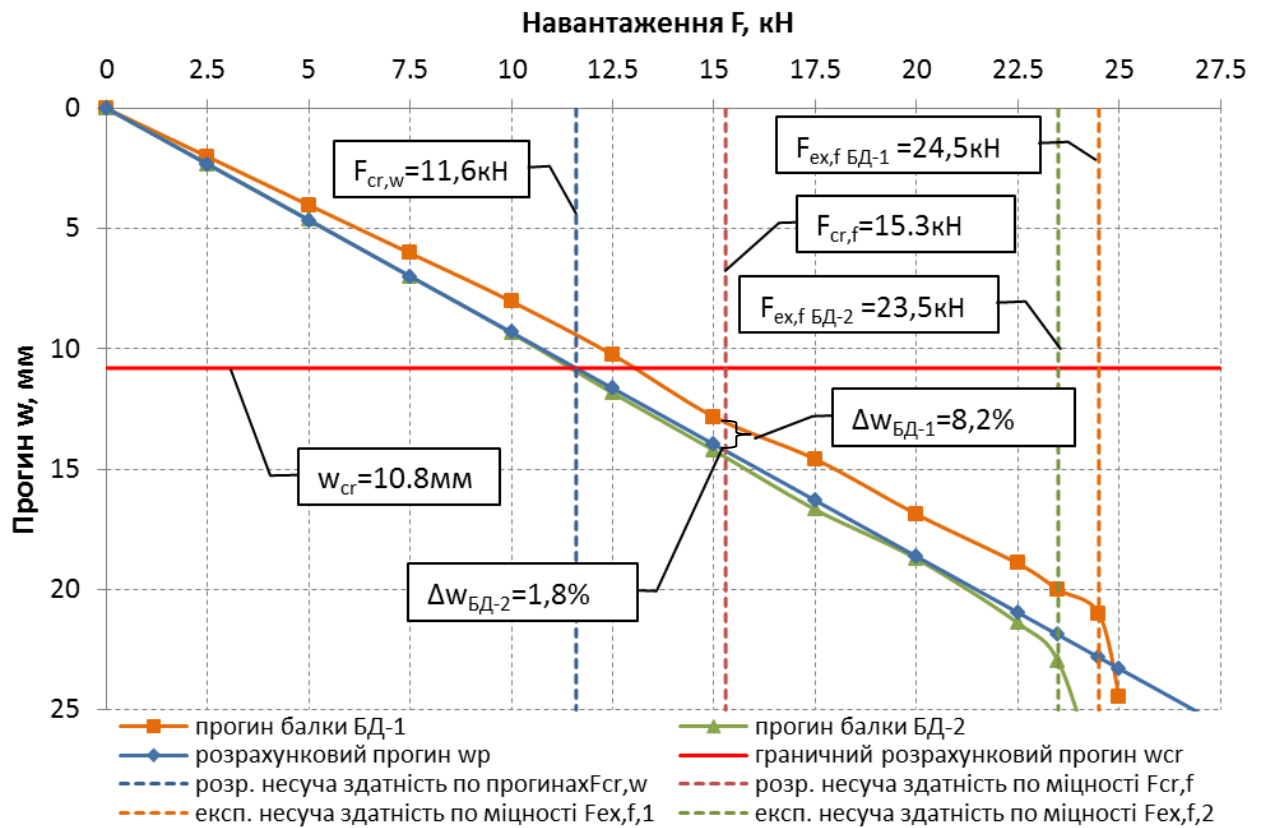


Рис. 3.7. Залежність прогинів балок серії І w , від навантаження F та порівняння із розрахунковим значенням прогину w_p .

Як бачимо з графіків, розходження значень експериментального і теоретичного прогинів при розрахунковій несучій здатності $F_{cr,f}$ знаходилося в межах 8%, що не перевищувало допустимого значення 15%.

Це означає, що існуюча на сьогодні методика розрахунку дощатоклеєних балок на міцність при згині добре узгоджується з експериментальними даними.

Розподіл нормальних напружень, отриманих за законом Гука по висоті елемента, в перерізі по середині прольоту, для балки БД-1 та БД-2 зображено на рис. 3.8,а та 3.8,б відповідно.

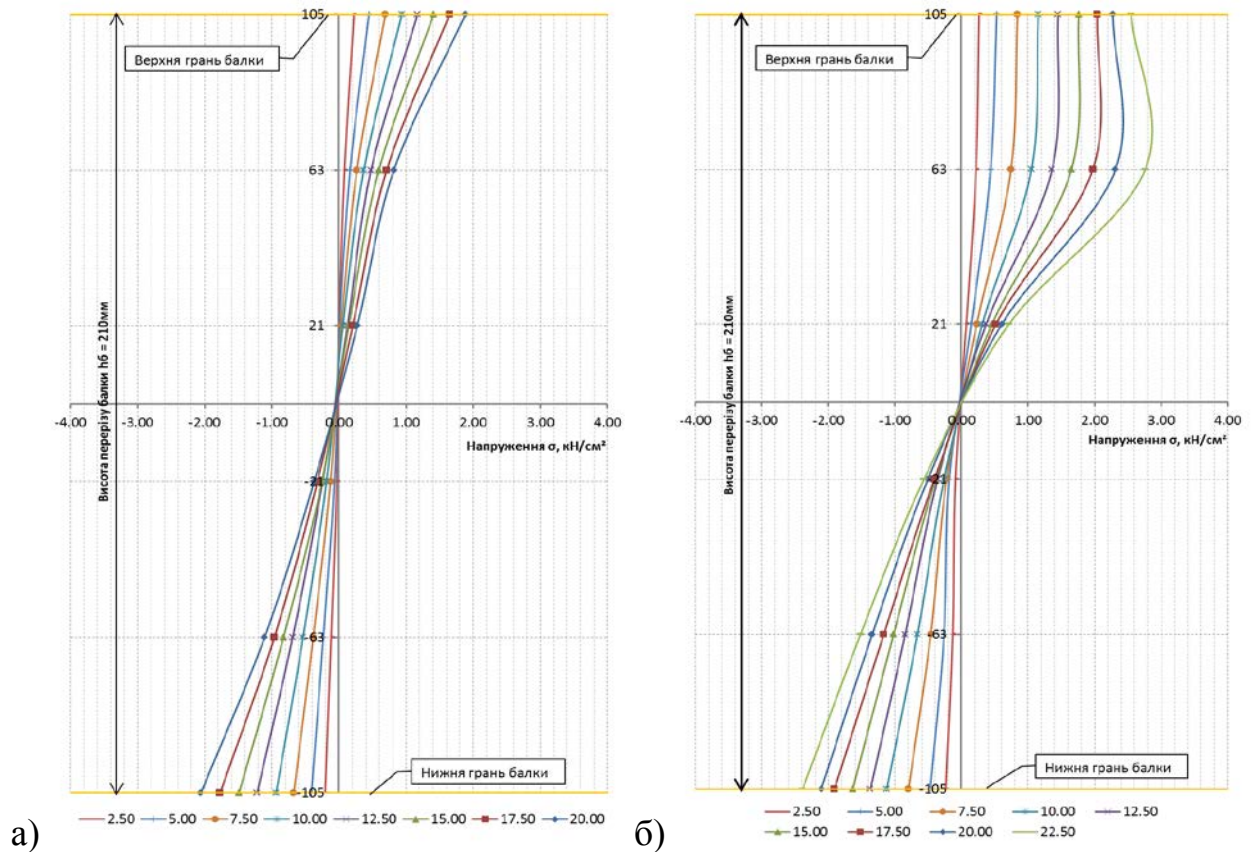


Рис. 3.8. Розподіл розрахункових напружень в перерізі балки: а) марки БД-1; б) марки БД-2.

Нейтральна вісь для обох балок проходила посередині висоти розрахункового перерізу балки.

3.1.2. Дерев'яні балки армовані склопластиковою арматурою 2Ø10 АКС.

За методикою, описаною в 2 розділі даної, роботи були випробувані балки серії II, армовані склопластиковою арматурою АКС. Перше потріскування в деревині балки БС-1 відбулося при навантаженні 15 кН. При навантаженні 17,5кН у місці шипового з'єднання дошок по довжині на ділянці Б-В, розірвалася нижня дошка (рис. 3.9, а). Прогин балки різко зріс, а навантаження впало до 10 кН. Після чого були зняті всі вимірювальні прилади. Очевидно, що при відсутності армування, руйнування продовжувалося б навіть при незначному збільшенні навантаження, так, як це відбулося в зразку БД-1. Проте балку марки БС-1 було довантажено ще до 25,7кН. Це свідчило про те, що наявність склопластикової арматури запобігла різкому зростанню деформацій і кінцевому різкому руйнуванню

балки (рис. 3.9, б). Руйнування балки марки БС-1 відбулося при навантаженні $F_{ex,f} = 25,7\text{кН}$.



а)



б)

Рис. 3.9. Вигляд балки БС-1: а) при навантаженні $0,68F_{ex,f}$;
б) при навантаженні $F_{ex,f}$.

Аналіз показів мікроіндикаторів, що були розташовані в торцях балки марки БС-1, свідчив про надійне зчеплення склопластикової арматури з деревиною. Зміщення торця стержня відносно балки не перевищувало $0,02\text{мм}$ (рис. В.1). На графіку (рис. 3.10) видно, що відносні деформації, які визначались за допомогою мікроіндикаторів I7, I8 (див. рис. 2.11, п. 2.2.1) в арматурі зростали рівномірно, пропорційно до навантаження $F_{ex,f}$. В момент руйнування зразка БС-1 відносна деформація в арматурі становила $\epsilon_s=4,210^{-3}$, що складало $25,7\%$ від відносної деформації при руйнуванні склопластикової арматури на розтяг і свідчило про значне недовикористання її міцнісних характеристик. При руйнуванні зразка БС-2 відносна деформація в арматурі становила $\epsilon_s=3,9 \cdot 10^{-3}$, що складало 24% від граничної відносної деформації.

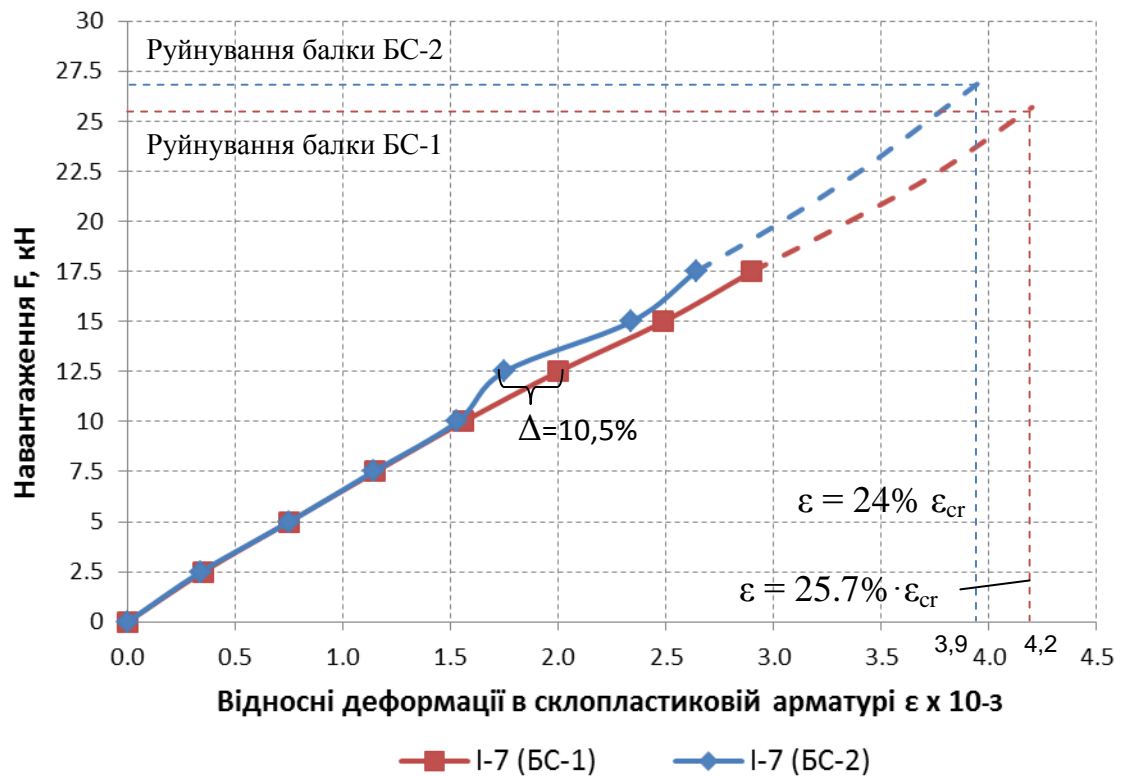


Рис. 3.10. Залежність відносних деформацій ϵ склопластикової арматури балки BC-2, від зовнішнього навантаження F .

Руйнування балки марки BC-2 почалося з тріщини в нижній дощці. Вона утворилася при навантаженні 19,4кН в місці знаходження сучка. Після появи тріщини були зняті всі вимірювальні прилади. Руйнування відбувалося плавно. При довантаженні елемента збільшувалась ширина розкриття тріщин та загальний прогин балки (рис. 3.11). Після досягнення максимального навантаження 26,9кН зросли деформації зразка, після чого навантаження впало до 19кН. Це явище можна було вважати втратою несучої здатності балки. Отже, руйнівне навантаження склало $F_{ex,f} = 26,9\text{кН}$.

В балці марки BC-2 три мікроіндикатори на торцях арматури засвідчували її незмінне положення. Проте прилад I-11 (див. рис. 2.11, п. 2.2.1) показав велике зміщення торця арматури, яке почалося вже при першому етапі завантаження балки (рис. В.2). В процесі випробування відбулося зміщення другого стержня арматури на 0,6 мм на момент руйнування.

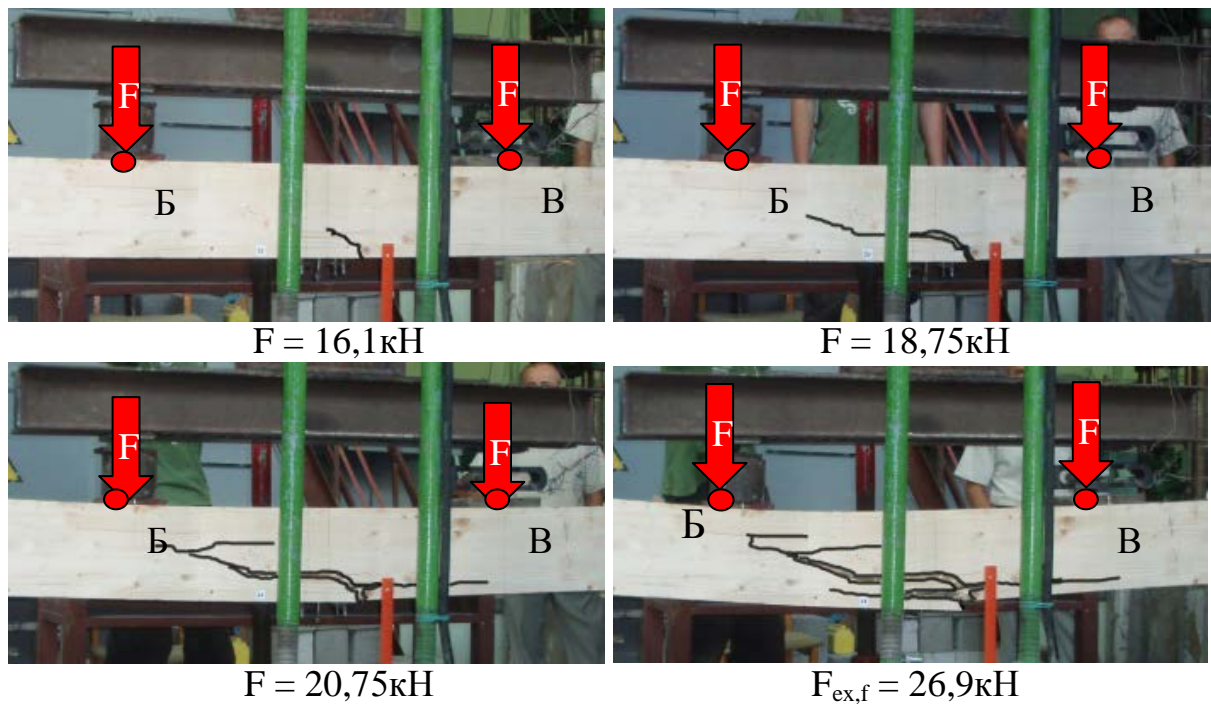


Рис. 3.11. Розвиток тріщин у балці марки БС-2 в процесі випробувань.

Відносні деформації в арматурі зростали рівномірно (див. рис. 3.10), прямо пропорційно до навантаження $F_{\text{ex},f}$. Методом лінійного прогнозування визначалося максимальне напруження в арматурі в момент руйнування зразка БС-2, яке становило $\sigma_s = 23,12 \text{ кН/см}^2$, що складало 29,6% від характеристичного опору розтягу склопластикової арматури і свідчило про значне недовикористання її міцності.

На відміну від неармованих балок, в зразках серії II було помічено руйнування деревини в стиснутій зоні. Порівняння зовнішнього вигляду всіх зруйнованих балок наведено в додатку Г.

За показами мікроіндикаторів, розміщених по висоті перерізу по середині прольоту балки, отримано значення нормальних напружень у деревині на кожному ступені навантаження для балки марки БС-1 (рис. 3.12,а) та для балки марки БС-2 (рис.3.12,б). Нейтральна вісь проходила посередині висоти перерізу балки.

Прогини балок зі склопластиковою арматурою збільшувались рівномірно відповідно до росту навантаження аж до руйнування нижньої дошки. Зміна прогинів w кожної балки відповідно до збільшення навантаження та порівняння їх з розрахунковими значеннями прогинів w_p , обчислених за методикою описаною в п. 2.2.1, зображено на рис. 3.13.

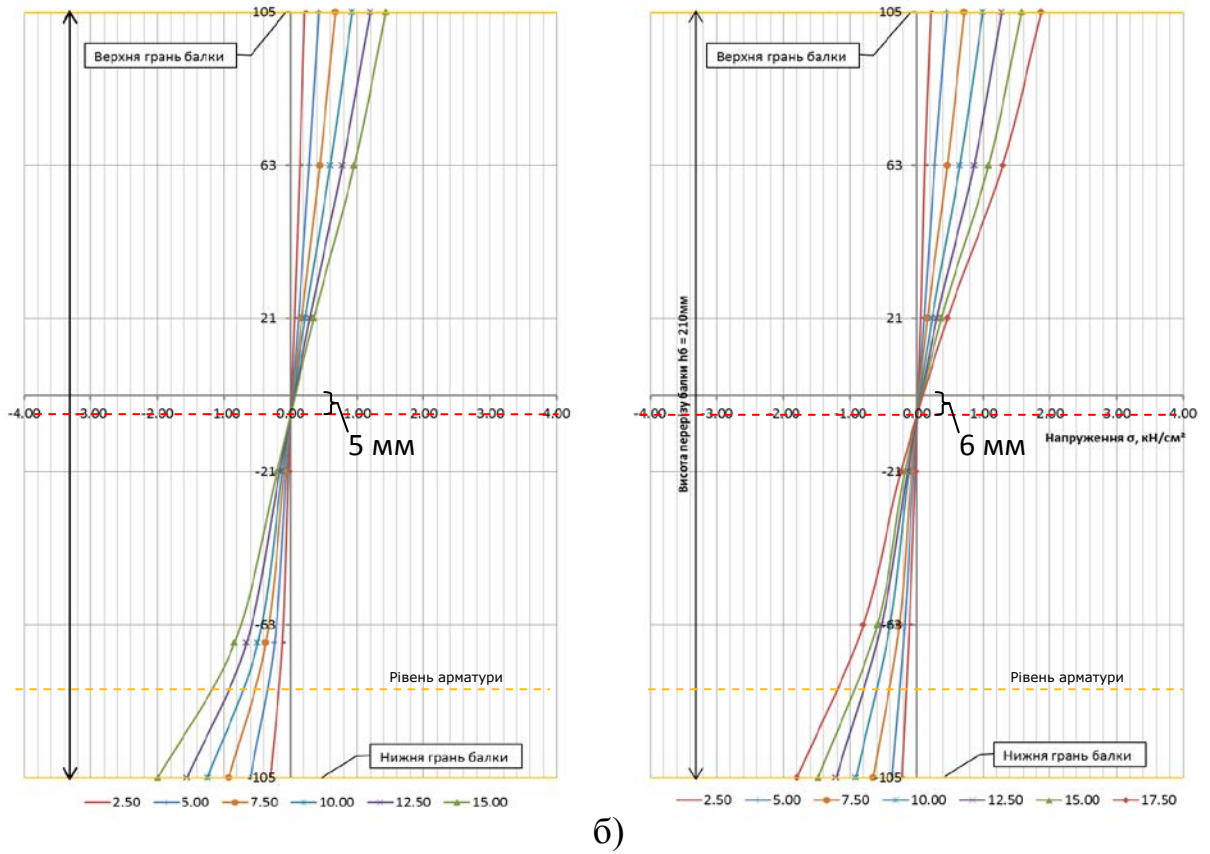


Рис. 3.12. Розподіл розрахункових напружень в перерізі балки: а) марки БС-1; б) марки БС-2.

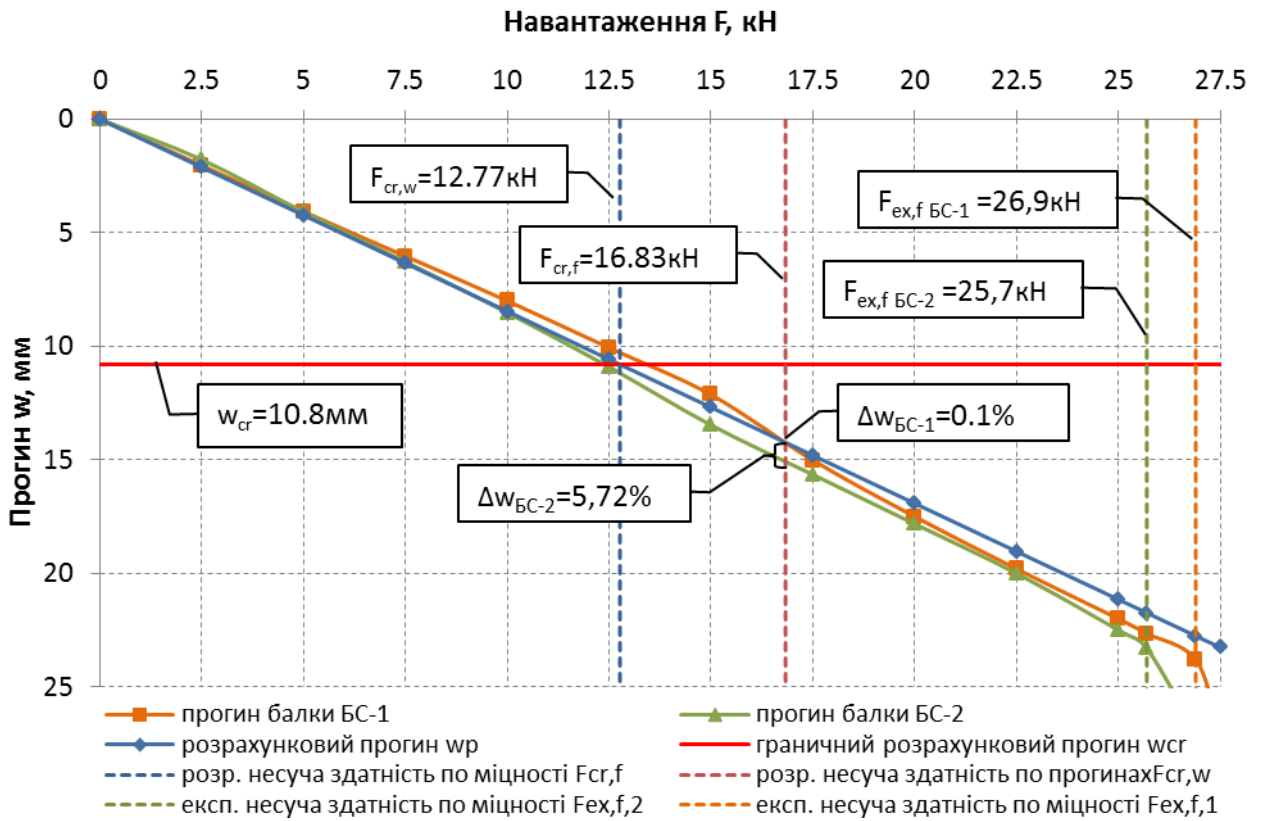


Рис. 3.13. Залежність прогину w балок від зовнішнього навантаження F та порівняння із розрахунковим значенням прогину w_p .

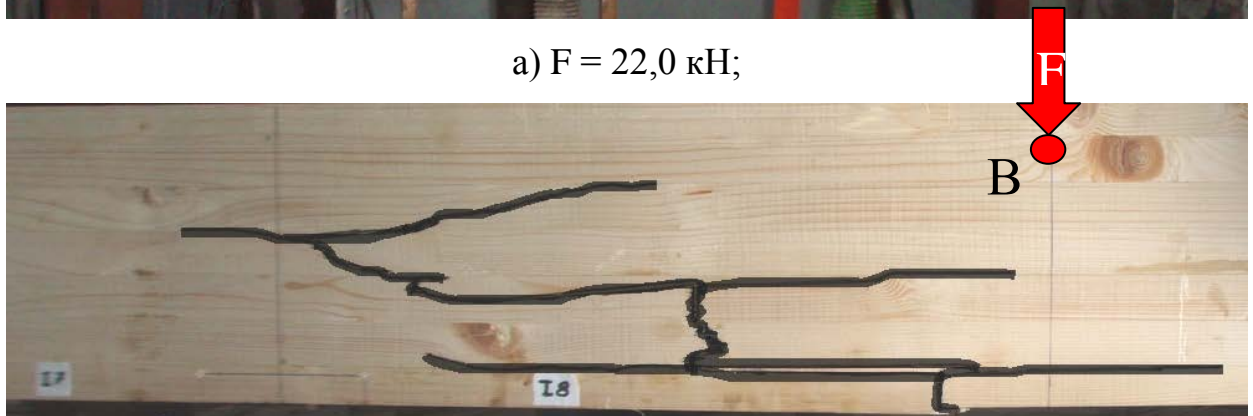
Як бачимо з графіків, розходження експериментальних і теоретичних прогинів при розрахунковому навантаженні знаходилося в межах 6%, що не перевищувало допустимого значення 15%.

3.1.3. Дерев'яні балки армовані базальтопластиковою арматурою 2Ø10 АКБ.

Випробування балок армованих базальтопластиковою арматурою серії ІІІ проводилось за методикою описаною в п. 2.2.1. Перше звукове потріскування деревини в балці марки ББ-1 відбулося при навантаженні 22,5кН,. Руйнування відбулося внаслідок розриву нижньої дошки та утворення системи тріщин при навантаженні $F_{ex,f} = 27,5\text{кН}$ (рис. 3.14).



а) $F = 22,0 \text{ кН}$;



б) $F_{ex,f} = 27,5 \text{ кН}$;

Рис. 3.14. Характер руйнування балки ББ-1.

Результати опрацювання показів мікроіндикаторів, закріплених в торцях елемента, дають підстави стверджувати, що анкерування

базальтопластикової арматури в балці марки ББ-1 до моменту її руйнування було забезпечено (рис. В.3). З рис. В.3 бачимо, що при руйнуванні нижньої дошки ($F_{ex,f} = 27,5\text{кН}$) і утворенні поздовжньої тріщини втрачалося зчеплення арматури з деревиною внаслідок зменшення поверхні контакту через епоксидний клей. За показами мікроіндикатора I-7 (див. рис. 2.11, п. 2.2.1), що закріплювався на арматурі, було вираховано напруження в арматурі σ_s . Як бачимо з рис. 3.15, напруження в арматурі зростало рівномірно до моменту зняття приладів при навантаженні $F = 15,0\text{кН}$, прямо пропорційно до зовнішнього навантаження. В момент руйнування зразка ББ-1 напруження в арматурі складало $\sigma_s=29,32\text{кН/см}^2$, при характеристичному опорі розтягу 80кН/см^2 , що свідчило про значне недовикористання її міцнісних характеристик.

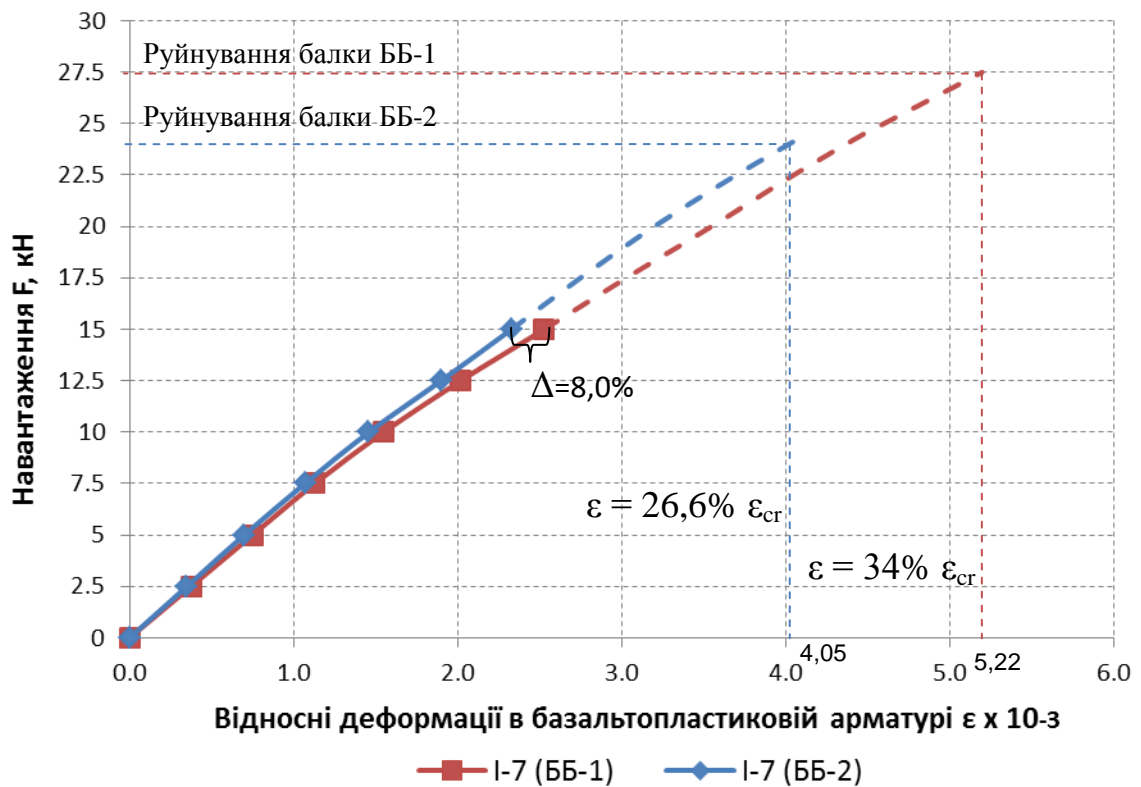


Рис. 3.15. Залежність відносних деформацій ϵ базальтопластикової арматури від зовнішнього навантаження F .

Перше звукове потріскування деревини в балці марки ББ-2 відбулося при $12,5\text{кН}$. Руйнування почалося з розриву нижньої дошки при навантаженні $19,7\text{кН}$. Тріщина утворилася посередині прольоту в місці

знаходження сучка (рис. 3.16). Подальше завантаження зразка супроводжувалося значним збільшенням прогину та потрiскуванням. Балка марки ББ-2 втратила несучу здатність при навантаженні $F_{ex,f} = 24,6\text{кН}$. Руйнування відбулося внаслідок поширення тріщини в момент спаду навантаження на динамометрі.

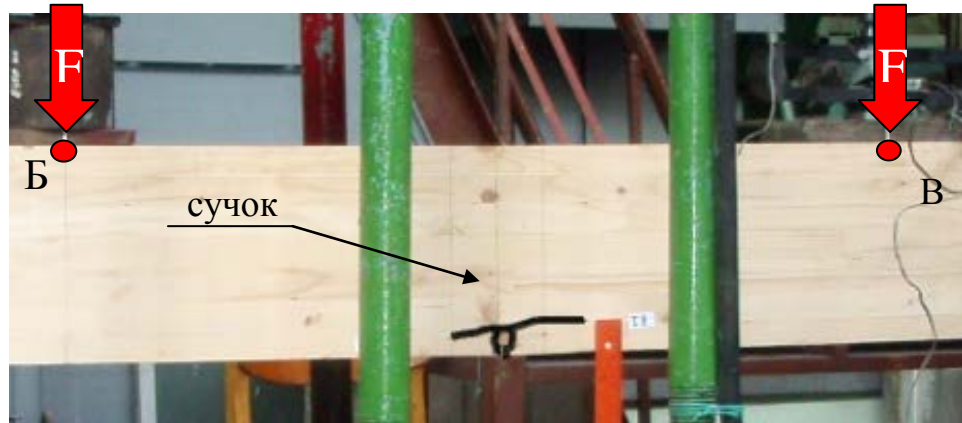
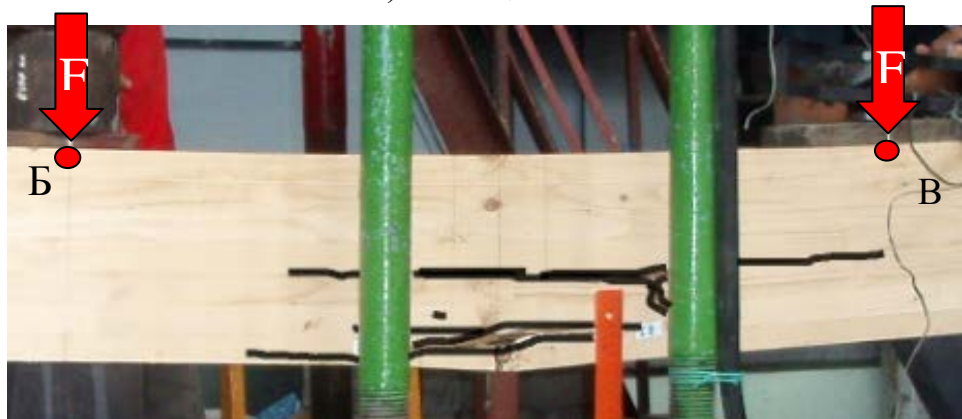
а) $F = 19,7\text{кН}$ б) $F = 22,15\text{кН}$ в) $F_{ex,f} = 24,6\text{кН}$

Рис. 3.16. Розвиток тріщин у балці марки ББ-2 в процесі випробувань.

Розподіл нормальних напружень по висоті елементу, в перерізі по середині прольоту, для балки ББ-1 зображено на рис. 3.17 а, а для балки ББ-2 - на рис. 3.17 б. Як бачимо з графіків, нейтральна вісь проходить нижче геометричної осі перерізу на 21 мм та 16 мм відповідно.

Прогини балок збільшувались рівномірно відповідно до росту навантаження аж до руйнування. На рис. 3.18 зображено зміну прогину w кожної балки серії III відповідно до збільшення навантаження та порівняння їх із значеннями прогинів w_p , обчисленими за методикою, як для балок зі сталевую арматурою.

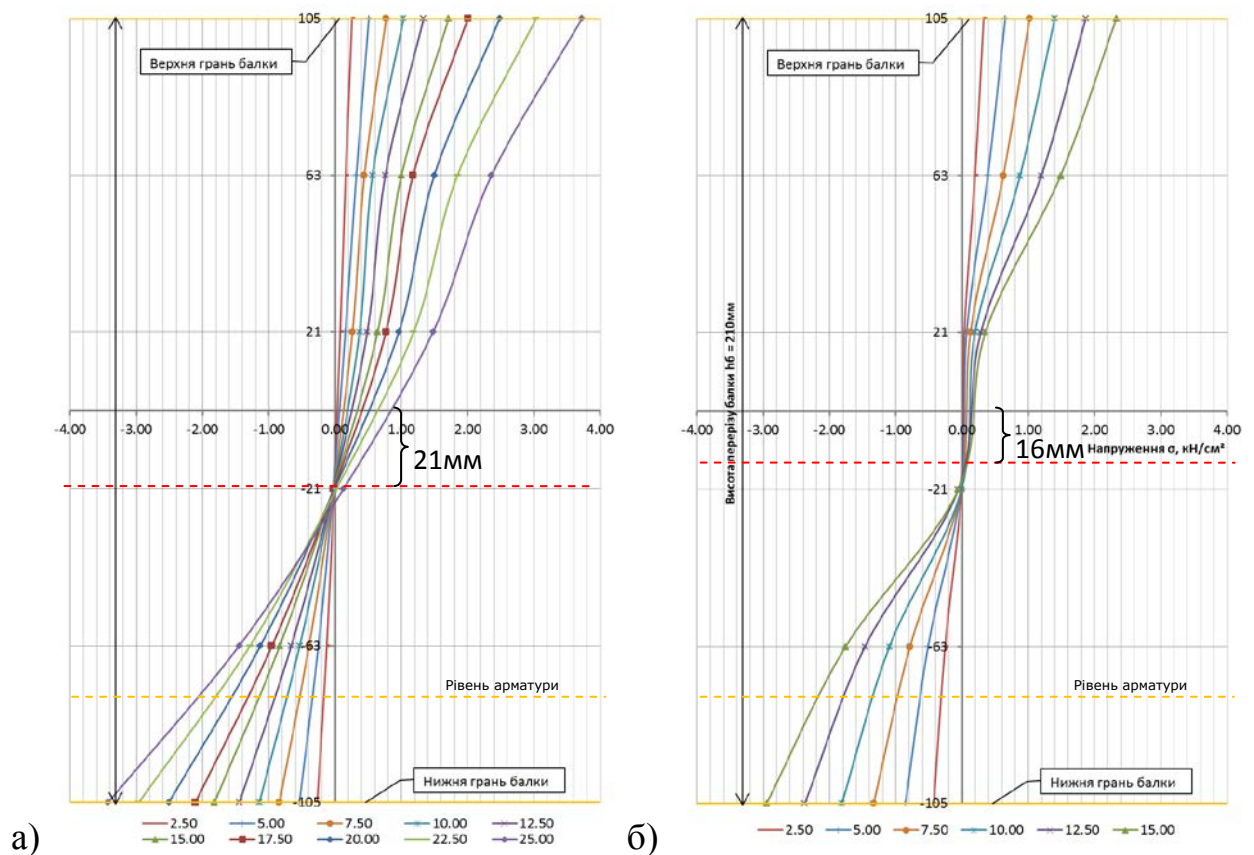


Рис. 3.17. Розподіл розрахункових напружень в перерізі балки посередині прольоту: а) марки ББ-1; б) марки ББ-2.

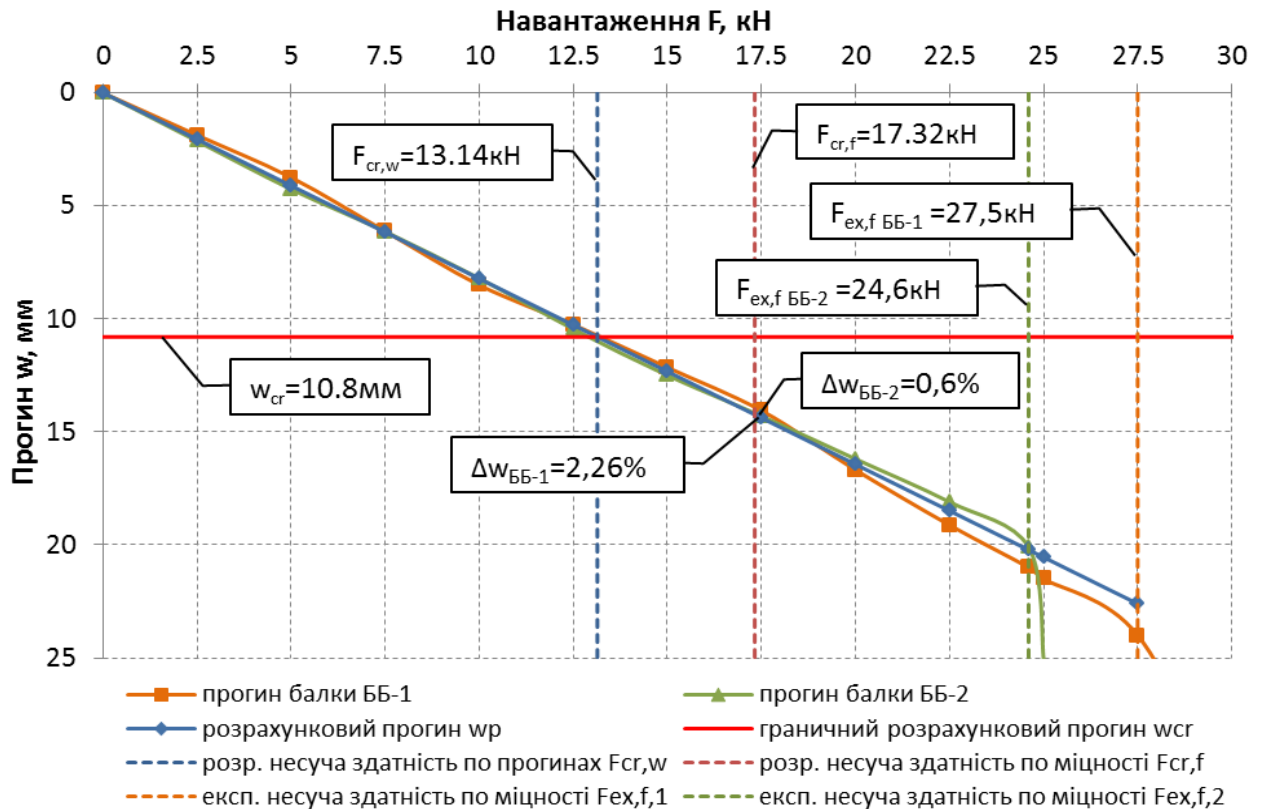


Рис. 3.18. Залежність прогину балок w від навантаження F для серії III та порівняння із розрахунковим значенням прогину w_p .

Як бачимо з графіків, розходження експериментальних і теоретичних прогинів при розрахунковому навантаженні знаходилося в межах 2,5%, що не перевищувало допустимого значення 15%.

3.1.4. Дерев'яні балки армовані сталеву арматурою 2 \emptyset 10 A400С.

Балки серії IV випробовувались за методикою аналогічно до попередніх серій відповідно до п. 2.2.1. Перше потріскування в зразках БМ-1 та БМ-2 відбулося при навантаженнях 17,5кН та 12,5кН, відповідно. Характер руйнування балок, армованих сталеву арматурою, принципово відрізнявся від руйнування балок серій I-III. Так зразок марки БМ-1 втратив несучу здатність внаслідок одночасного руйнування розтягнутої та стиснутої зони балки (рис. 3.19). Його руйнування відбулося при навантаженні $F_{ex,f} = 29,9$ кН.

Руйнування зразка марки БМ-2 відбулося раптово внаслідок сколювання деревини вздовж нижньої дошки при навантаженні $F_{ex,f} = 32,4$ кН. Тріщина поширилася від середини прольоту до опори (рис. 3.20).

З рис. 3.20 видно, що на відміну від усіх попередніх зразків, руйнування балки марки БМ-2 відбулося без розриву нижньої дошки по довжині. Натомість відбулося руйнування в місці склеювання дошок по висоті перерізу та зміщення нижньої дошки разом з арматурою відносно верхньої частини балки.

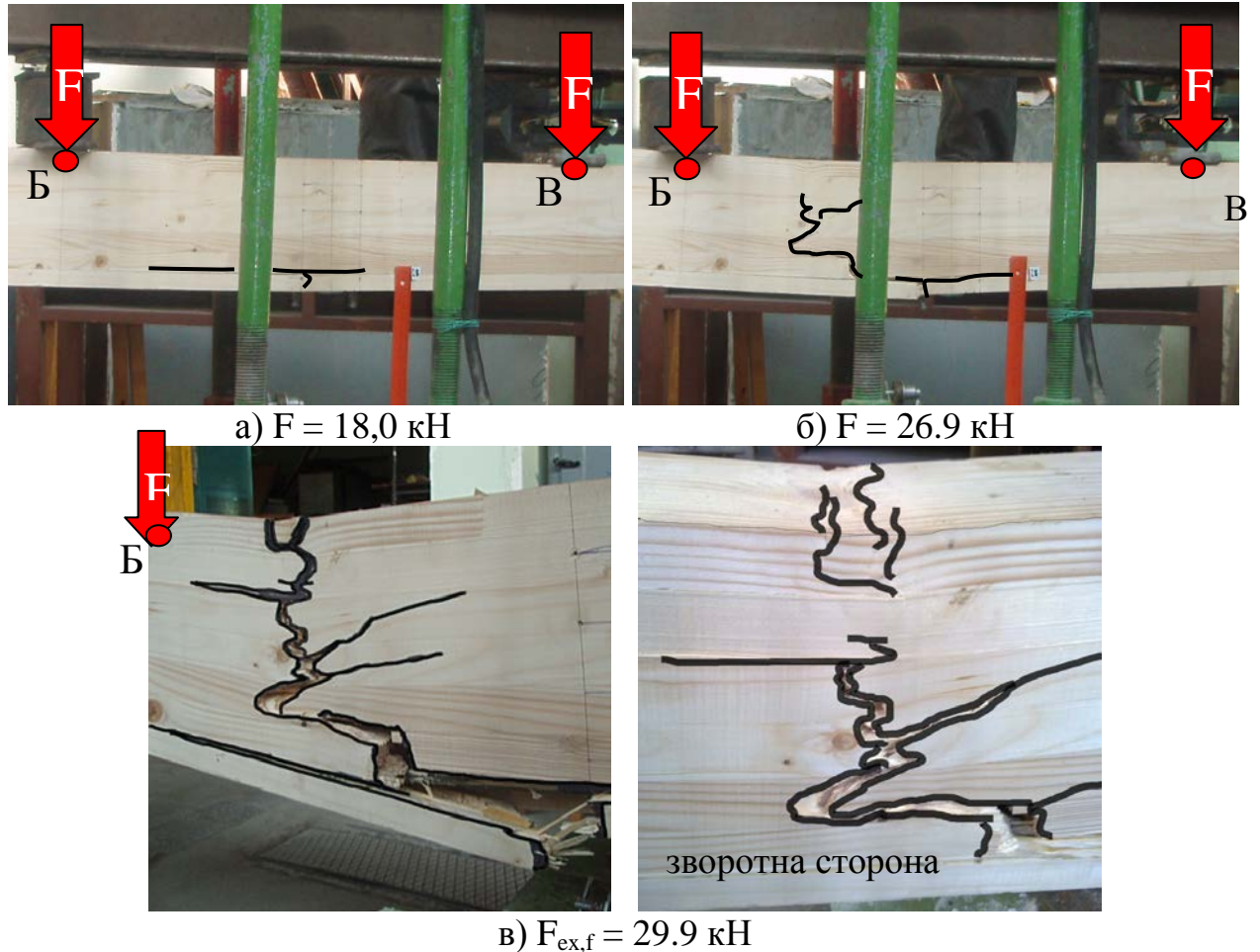


Рис. 3.19. Розвиток тріщин у балці марки БМ-1 в процесі випробувань.

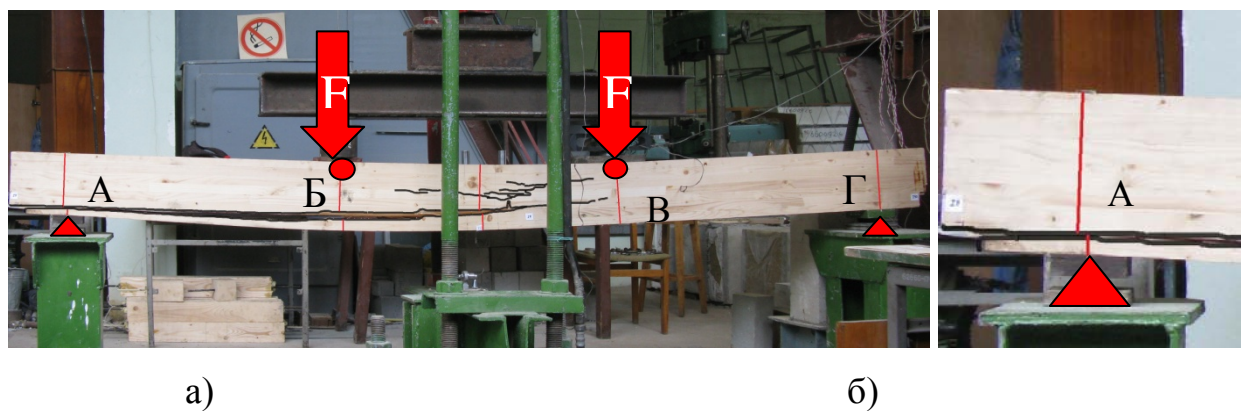


Рис. 3.20. Характер руйнування балки БМ-2: а) руйнування при навантаженні $F_{\text{ex},f}$; б) зміщення нижньої дошки в торці.

Розподіл нормальних напружень по висоті елементу, в перерізі посередині прольоту, для балки БМ-1 зображено на рис. 3.21,а, а для балки БМ-2 на рис. 3.21,б. Як бачимо з графіків, для обох балок нейтральна вісь проходить нижче геометричної осі перерізу на 20мм.

З рисунків В.5 та В.6 видно, що зчеплення сталеві арматури з деревиною для обох дослідних зразків було забезпечене аж до руйнування балок. Напруження в арматурі зростало пропорційно до зовнішнього навантаження. На графіку (рис. 3.22) видно, що відносні деформації в арматурі зростали рівномірно, пропорційно до навантаження $F_{ex,f}$. В момент руйнування зразка БМ-1 відносна деформація в арматурі становила $\epsilon_s=3,85 \cdot 10^{-3}$, що складало 77% від граничної відносної деформації на межі текучості. При руйнуванні зразка БМ-2 відносна деформація в арматурі становила $\epsilon_s=4,3 \cdot 10^{-3}$, що складало 85% від граничної відносної деформації. Це свідчило про раціональне армування перерізу сталевію арматурою.

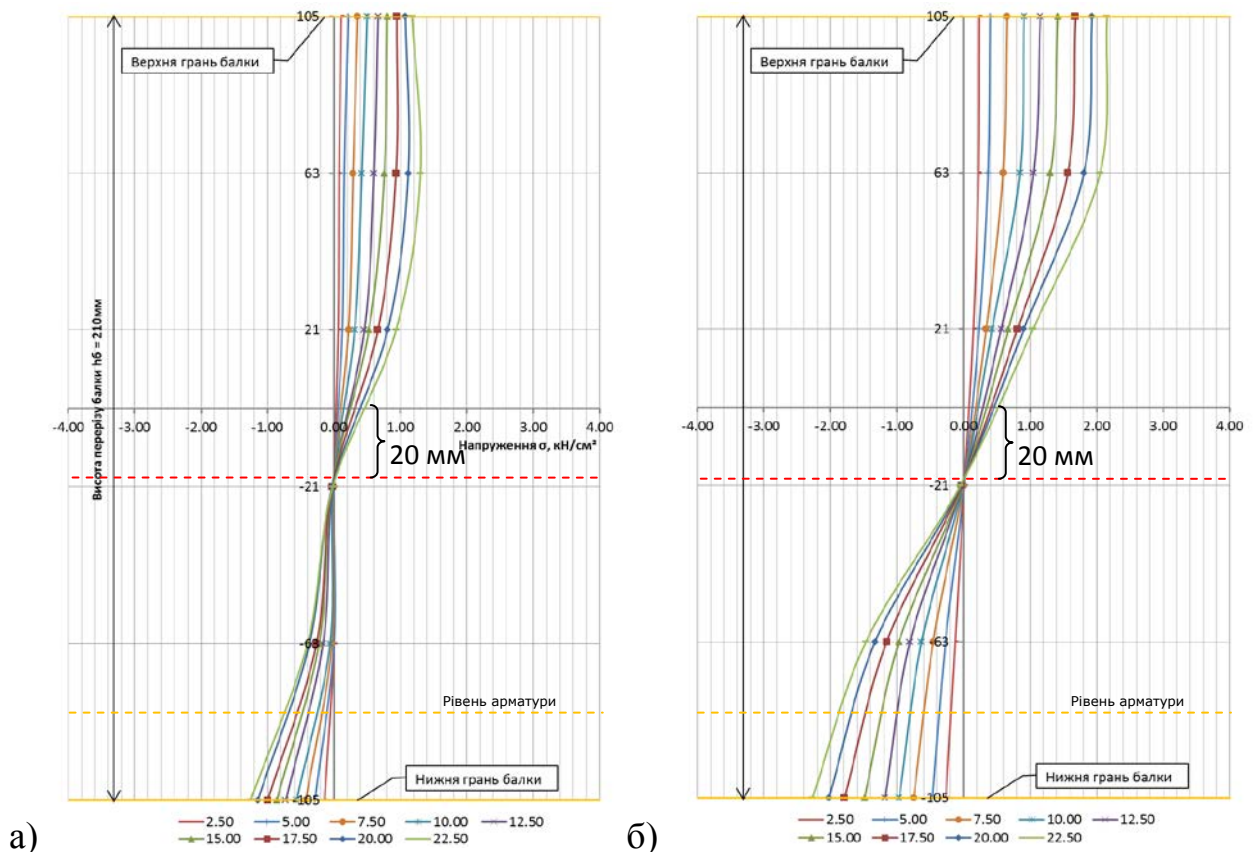


Рис. 3.21. Розподіл розрахункових напружень в перерізі балки: а) марки БМ-1; б) марки БМ-2.

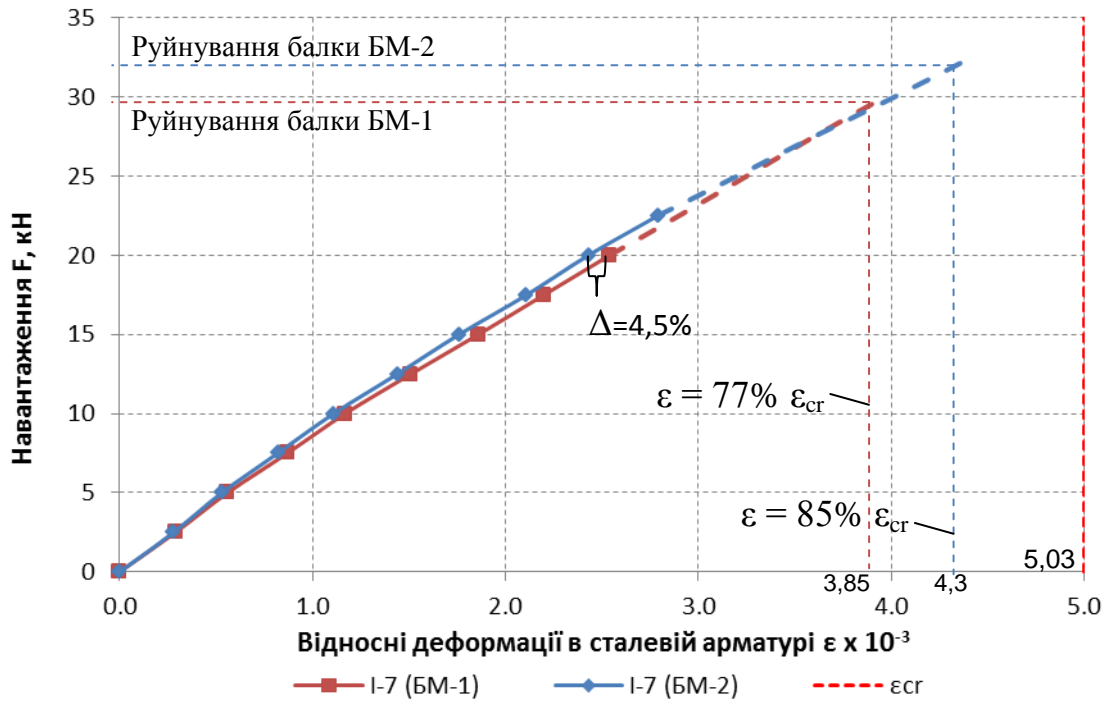


Рис. 3.22. Залежність відносних деформацій ε сталевій арматурі $\varnothing 10\text{мм}$ від зовнішнього навантаження F .

Прогини балок збільшувались рівномірно відповідно до росту навантаження аж до руйнування. На рис. 3.23 представлена зміна прогинів w кожної балки серії IV відповідно до збільшення навантаження та порівняння їх з розрахунковими значеннями прогинів w_p .

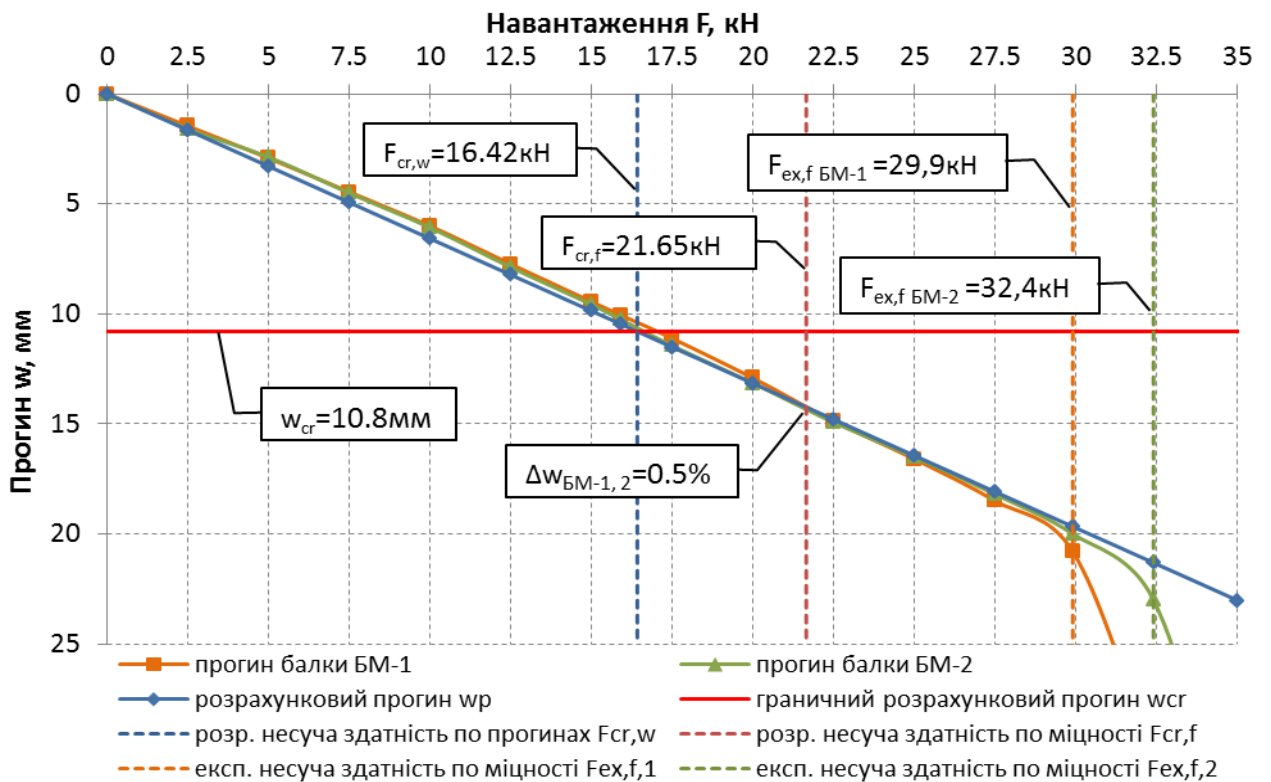


Рис. 3.23. Залежність прогину балок w від навантаження F для серії IV та порівняння із розрахунковим значенням прогину w_p .

Як бачимо з наведених графіків, розходження експериментальних і теоретичних прогинів при розрахунковому навантаженні знаходилося в межах 1%, що не перевищувало допустимого значення 15% і є найменшим з усіх до тепер описаних серій балок.

3.1.5. Дерев'яні балки армовані сталеву арматурою 2Ø16 A400С.

За методикою, описаною в п. 2.2.1, були випробувані балки серії V, армовані сталеву арматурою 2Ø16 A400С. Перші потріскування в деревині балок відбулися при навантаженнях 25,0 та 22,5кН в зразках марок БМ-3 та БМ-4 відповідно. Руйнування балок відбувалося аналогічно до руйнування зразка марки БМ-2, а саме зі зміщення нижньої дошки з арматурою та поширення поздовжніх тріщин в зоні дії чистого згину (рис. 3.24, 3.25). Втрата несучої здатності балки марки БМ-3 відбулася при $F_{ex,f} = 30\text{кН}$, а для балки БМ-4 критичне навантаження становило $F_{ex,f} = 35\text{кН}$.

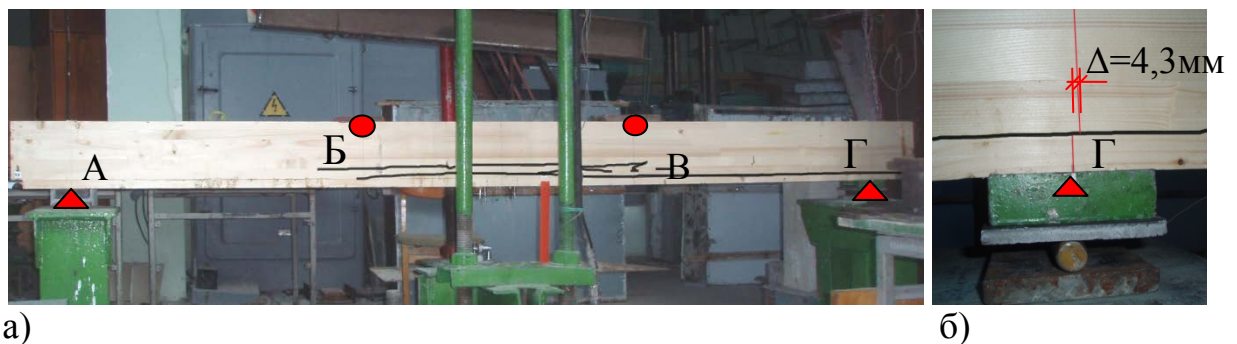


Рис. 3.24. Характер руйнування балки марки БМ-3.

а) вигляд збоку; б) зсув нижньої дошки в т.Г.

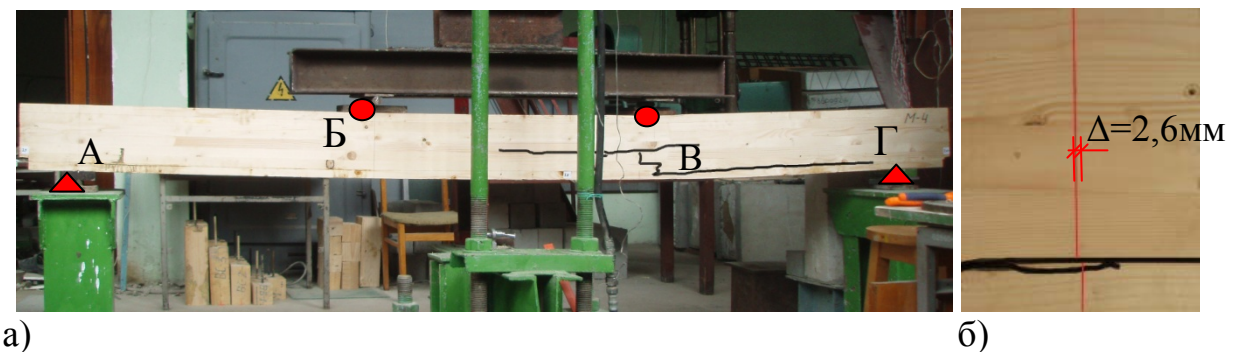


Рис. 3.25. Характер руйнування балки марки БМ-4.

а) вигляд збоку; б) зсув нижньої дошки в т.Г.

З наведених рисунків бачимо, що нижня дошка в обох випадках не розірвалася по довжині, проте відбулося руйнування по клеєному з'єднанні дошок по висоті перерізу та зміщення нижньої дошки з арматурою відносно верхньої частини балки на 4,3 мм в зразку БМ-3 та на 2,6 мм в зразку БМ-4. Також помітно, що у верхній частині балок по середині прольоту в обох зразках не утворилося тріщин.

Аналіз показів мікроіндикаторів, що були розташовані в торцях балок марок БМ-3 та БМ-4, свідчить про недостатнє зчеплення арматури з деревиною. При завантаженні балки відбувалося зміщення торців стержнів (рис. В.7, В.8). Відносні деформації в арматурі зростали рівномірно, пропорційно до навантаження $F_{ex,f}$ (рис. 3.26). В момент руйнування зразка БМ-3 відносна деформація в арматурі становила $\varepsilon_s=1,95 \cdot 10^{-3}$, що складало 23% від граничної відносної деформації на межі текучості. При руйнуванні зразка БМ-4 відносна деформація в арматурі становила $\varepsilon_s=2,1 \cdot 10^{-3}$, що складало 25% від граничної відносної деформації. В той же час відшаровувалася нижня дошка балки, що свідчило про недостатнє зчеплення клейового шва між дошками для передачі напружень з деревини на арматуру.

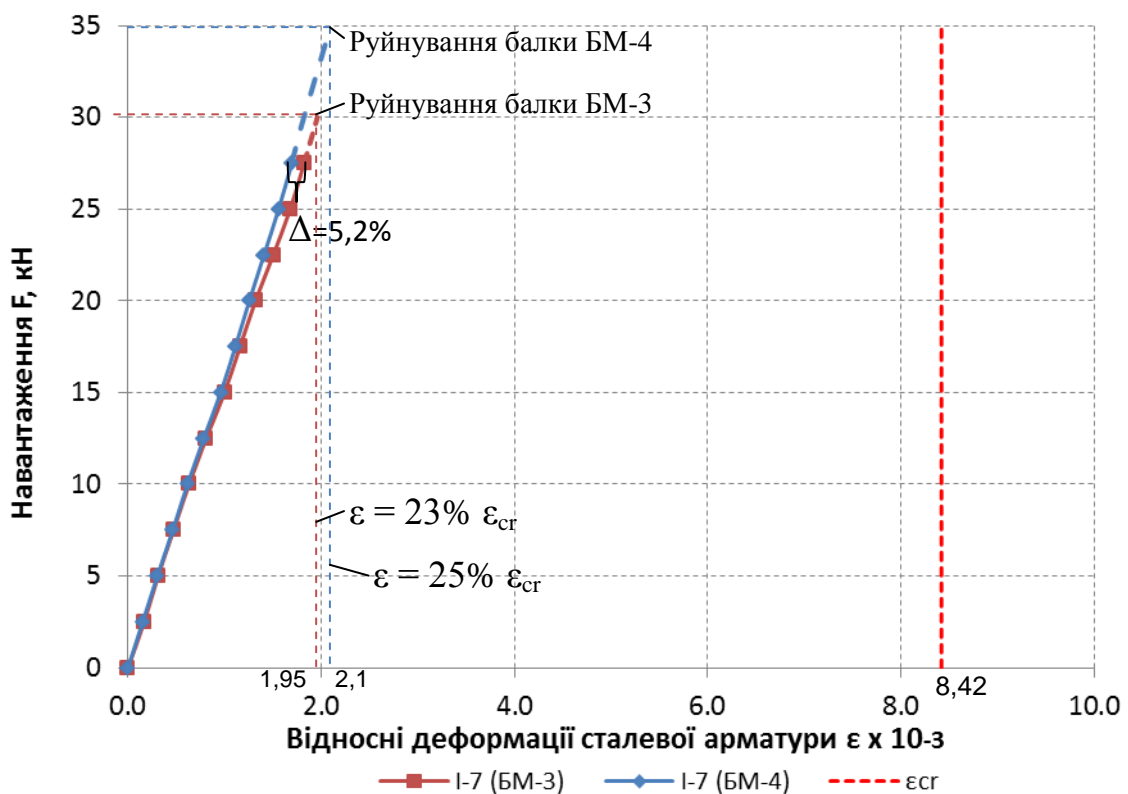


Рис. 3.26. Залежність відносних деформацій ε сталевих арматур $\varnothing 16$ мм від зовнішнього навантаження F .

Розподіл напружень по висоті елементу, в перерізі посередині прольоту, для балки БМ-3 зображений на рис. 3.27,а для балки БМ-4 – на рис. 3.27,б. Як бачимо з графіків, нейтральна вісь проходить нижче геометричної осі перерізу на 26 мм та на 11 мм відповідно, що свідчить про включення арматури в роботу.

Прогини балок збільшувались рівномірно відповідно до росту навантаження аж до руйнування. На рис. 3.28 представлено зміну прогинів кожної балки w відповідно до збільшення навантаження та порівняння їх з розрахунковими значеннями w_p для серії V.

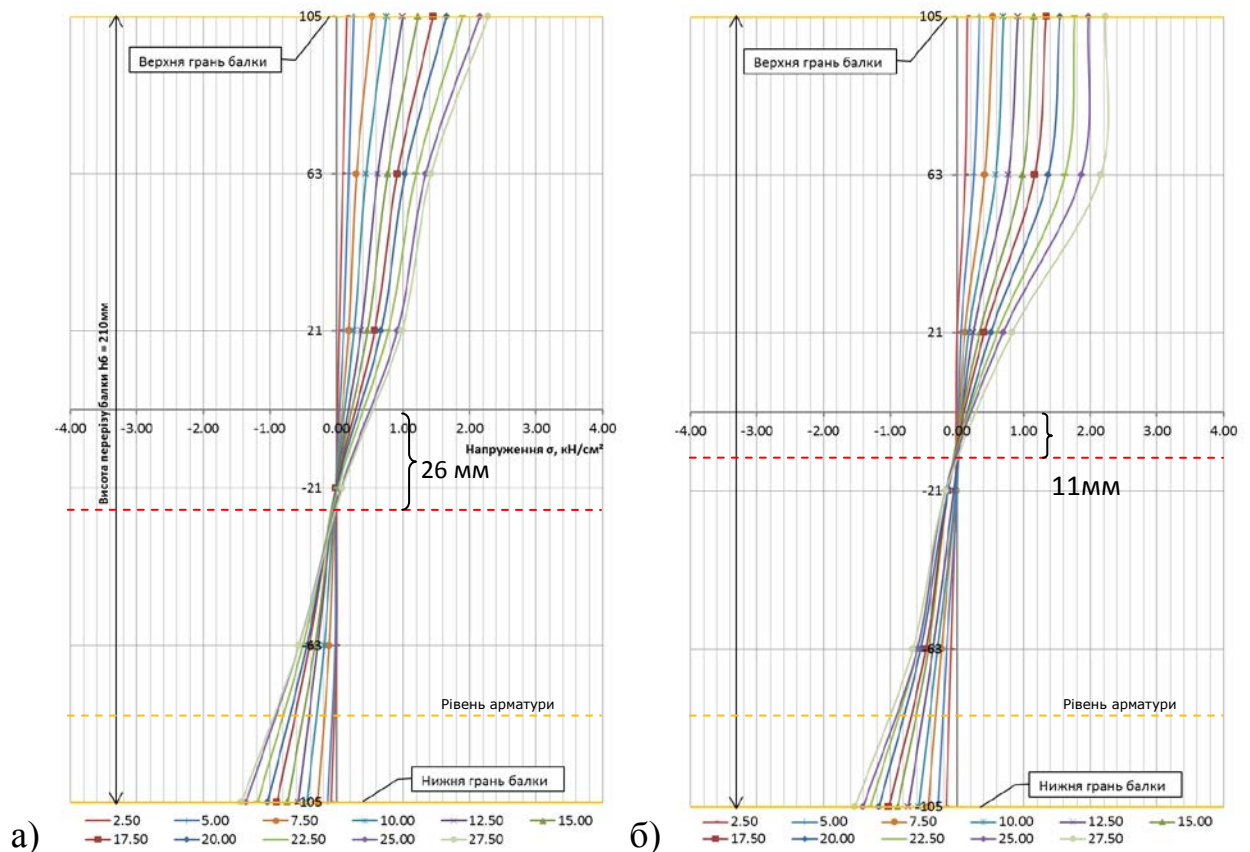


Рис. 3.27. Розподіл розрахункових напружень в перерізі балки:

а) марки БМ-3; б) марки БМ-4.

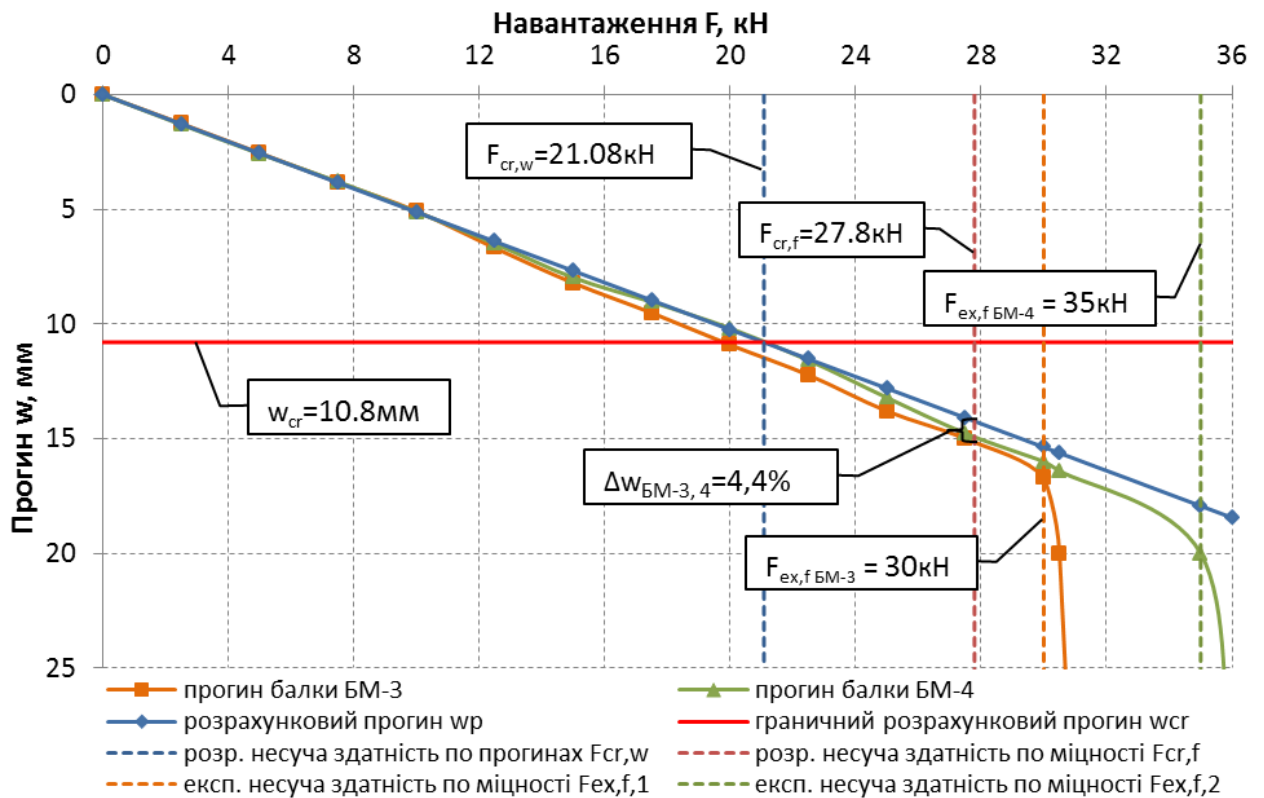


Рис. 3.28. Залежність прогину балок w від навантаження F для серії V та порівняння із розрахунковим значенням прогину w_p .

Як бачимо з графіків, розходження експериментальних і теоретичних прогинів при розрахунковому навантаженні склало 4,4%, що менше від допустимих 15%. Все ж, перевищення розрахункових прогинів могло бути спричинено більшим діаметром арматури, який сприяв зменшенню зчеплення арматури з деревиною.

3.2. Результати досліджень спільної роботи арматури з клеєною деревиною.

Склопластикова арматура марки АКС.

Випробування дослідних зразків проводилося в приміщенні науково-дослідної лабораторії (НДЛ – 23) кафедри „ Будівельні конструкції та мости ” НУ ” Львівська політехніка ”.

Для визначення параметрів зчеплення деревини зі склопластиковою арматурою марки АКС було випробувано на висмикування дослідні зразки з довжиною анкерування стержня 10, 20, 30 та 40 см.

Загальний вигляд зразка після руйнування показано на рис.3.29.



Рис. 3.29. Вигляд зразка зі склопластиковою арматурою після випробувань: а) загальний вигляд; б) вигляд висмикнутої арматури.

Для важкого бетону згідно з Британським стандартом BS 4449:1997 [152] прийнято за критерій граничного стану зчеплення взаємні зміщення бетону та арматури на рівні $\delta = 0,2$ мм. Для спільної роботи композитної арматури з деревиною через епоксидний клей ці зміщення є малодосліджені [82] та ненормовані. За критерій руйнівного стану зразків прийнято критичне зміщення вільного кінця арматури відносно деревини δ_{cr} , що знаходилося в точці перегину графіків залежностей “ $\sigma_s - \delta$ ” (рис. 3.30), де σ_s – напруження в стержні арматури і знаходилося за формулою $\sigma_s = \frac{F}{A}$, де F – сила, прикладена до стержня з площею перерізу A . Точка перегину «В» знаходилася за допомогою ліній «х» та «у», дотичних до кривих “ $\sigma_s - \delta$ ” в місці їх перегину, і з точки їх перетину опускалася бісектриса «z» до кривої. В місці перетину кривої та бісектриси «z» знаходилася точка перегину «В».

За результатами випробувань встановлено, що максимальне напруження в арматурному стержні склопластикової арматури при його висмикуванні становило $\sigma_{s,u} = 203,8$ МПа, яке було значно меншим за розрахунковий опір на розтяг арматури марки АКС, що становив 600 МПа. Тобто, анкерування арматури довжиною 400 мм не забезпечувало достатнього зчеплення склопластикової арматури з деревиною. Для повного використання міцності склопластикової арматури потрібно збільшувати довжину анкерування. Виходячи з результатів експериментів можна передбачити, що повне використання міцності склопластикової арматури

відбудеться при довжині анкерування $l_{bd} = \frac{600}{203.8} \cdot 400 \approx 1200 \text{ мм}$. Критичне

напруження в арматурі $\sigma_{s,cr}$ визначалося з графіка (рис. 3.30) відповідно до значення δ_{cr} .

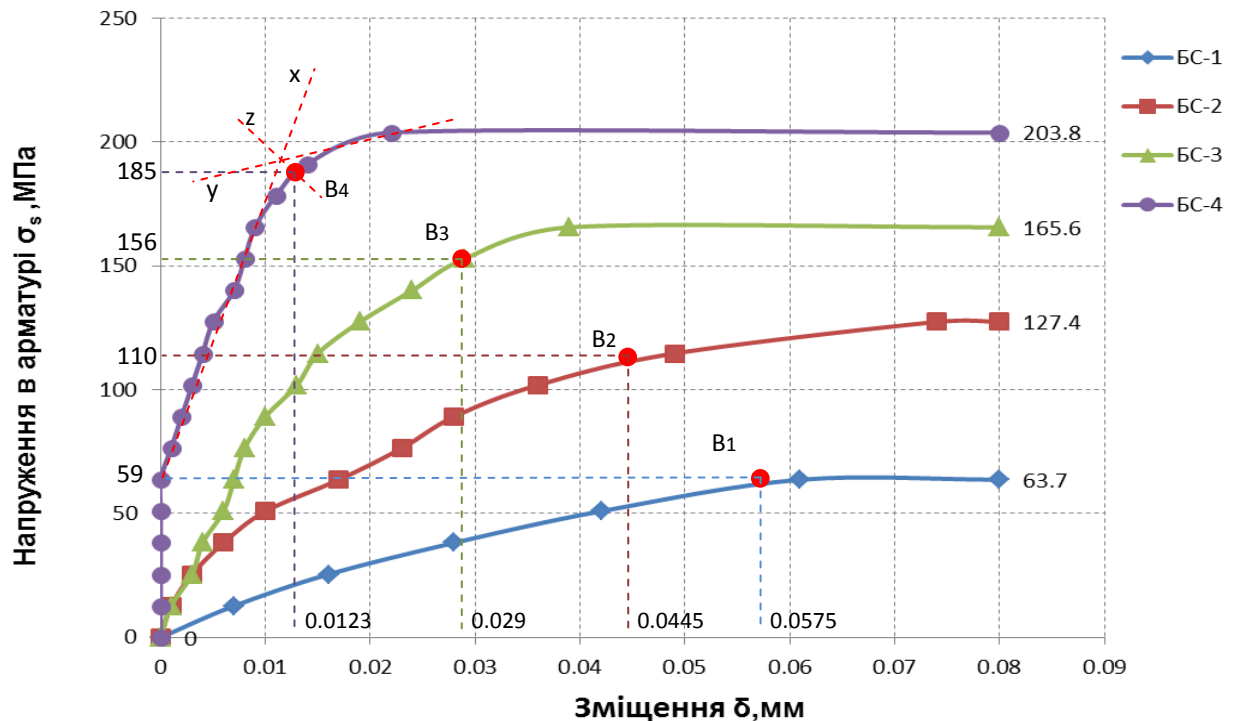


Рис.3.30. Зміщення склопластикової арматури δ в залежності від напруження σ_s в арматурі марки АКС.

Експериментальні значення критичних напружень зчеплення склопластикової арматури з деревиною через епоксидний клей приведені в табл. 3.2.

Таблица 3.2.

Результати експериментальних досліджень
висмикування склопластикової арматури марки АКС з деревини

Тип арматури	Марка зразка	Довжина анкерування $l_{ан}$, мм	Руйнівне навантаження $F_{руйн}$, кН	Критичне напруження в стержні арматури $\sigma_{s,cr}$, МПа	Максимальне напруження в стержні арматури $\sigma_{s,u}$, МПа	$k = \frac{\sigma_{s,u}}{\sigma_{s,cr}}$
Склопластикової АКС	БС-1	100	5,0	59	63,7	0,93
	БС-2	200	10,0	110	127,4	0,87
	БС-3	300	13,0	140	165,6	0,85
	БС-4	400	16,0	185	203,8	0,91
						0,89

Рекомендоване граничне зміщення δ_{\max} для зразків із склопластиковою арматурою є найменшим критичним значенням відносного зміщення вільного кінця арматури та деревини і наступає в момент, коли напруження в арматурі досягає 85% від максимального.

Базальтопластиковою арматура марки АКБ.

В даному підрозділі опрацьовані результати випробувань зчеплення базальтопластикової арматури марки АКБ з деревиною.

Для перевірки спільної роботи композитної арматури з деревиною через епоксидний клей з більшою кількістю наповнювача (портландцементу марки М400) було випробувано зразки марок ББ-1.1, ББ-1.2. Вміст наповнювача в клеї для зразка марки ББ-1.1 був удвічі більшим, ніж вміст в клеї зразка марки ББ-1 і втричі більшим в клеї для зразка марки ББ-1.2.

Загальний вигляд зруйнованого зразка з базальтопластиковою арматурою показано на рис.3.31.



а)



б)

Рис. 3.31. Вигляд зразка з базальтопластиковою арматурою після випробувань: а) загальний вигляд; б) висмикнута арматура.

Результати випробувань представлені на графіку залежностей “ σ_s - δ ” (рис. 3.32а,б). Критерій руйнування зчеплення приймався згідно аналізу попередніх досліджень.

Зразки марки ББ-1.1, ББ-1.2 з більшим вмістом наповнювача показали дуже близькі результати до зразка марки ББ-1 (рис. 3.32 б). Максимальне розходження становить 5,3%, тому можна стверджувати, що зчеплення базальтопластикової арматури з деревиною через епоксидний клей не суттєво залежить від кількості наповнювача (портландцементу) в ньому.

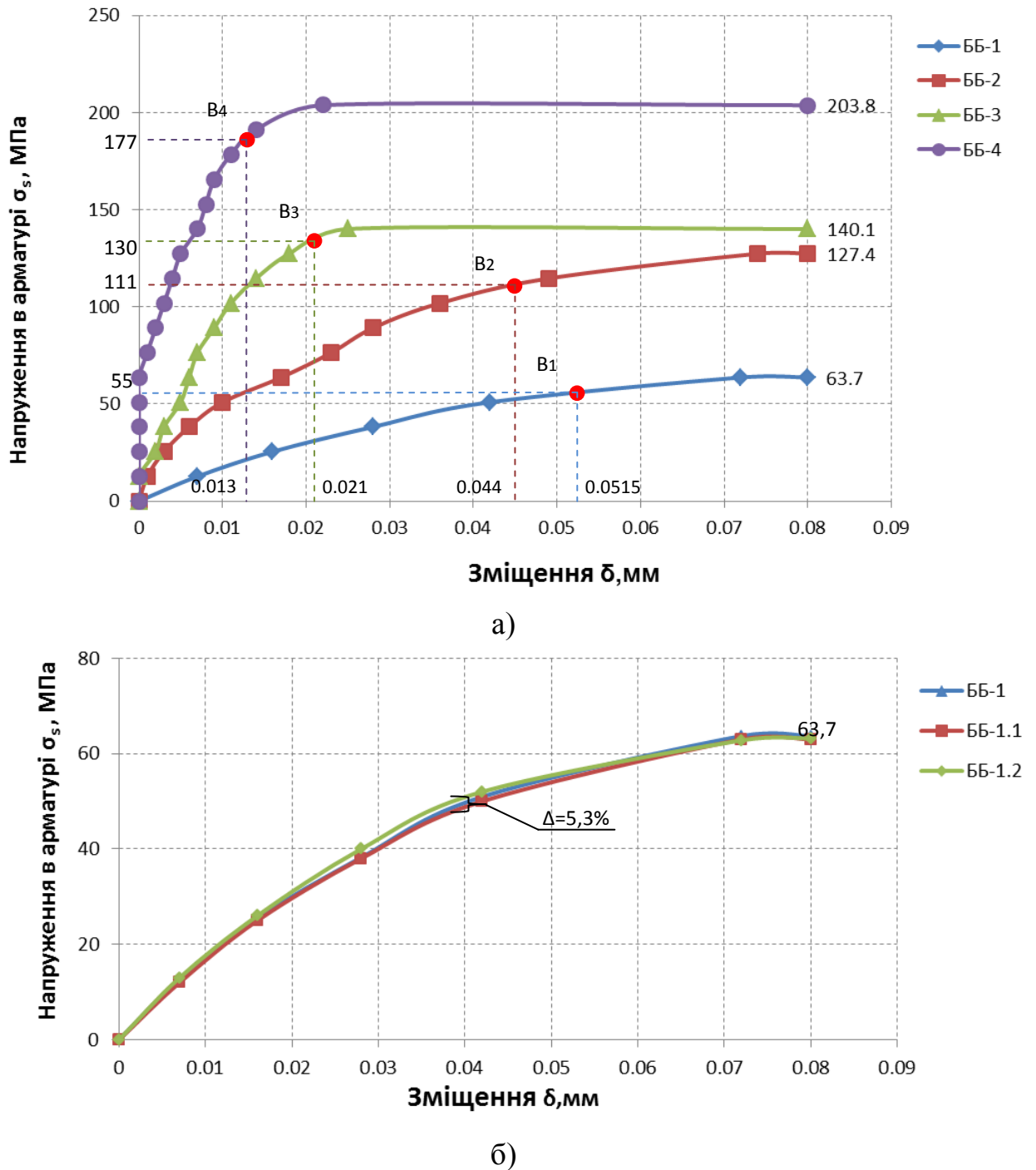


Рис.3.32. Зміщення базальтопластикової арматури δ в залежності від напруження σ_s в арматурі: а) дослідні зразки марки ББ-1, ББ-2, ББ-3, ББ-4; б) дослідні зразки марки ББ-1, ББ-1.1, ББ-1.2.

Експериментальні значення критичних напружень зчеплення базальтопластикової арматури із деревиною приведені в табл. 3.3.

Таблиця 3.3.

Результати експериментальних досліджень.

Висмикування базальтопластикової арматури марки АКБ з деревини

Тип арматури	Марка зразка	Довжина анкерування $l_{ан}$, мм	Руйнівне навантаження $F_{руйн}$, кН	Критичне напруження в стержні арматури $\sigma_{s,cr}$, МПа	Максимальне напруження в стержні арматури $\sigma_{s,u}$, МПа	$k = \frac{\sigma_{s,u}}{\sigma_{s,cr}}$	
Базальтопластикові АКБ	ББ-1	100	5,0	55	63,7	0,86	0,88
	ББ-2	200	10,0	111	127,4	0,87	
	ББ-3	300	11,0	130	140,1	0,93	
	ББ-4	400	16,0	177	203,8	0,87	

Результати випробувань зчеплення базальтопластикової арматури з деревиною показали, що максимальне напруження в арматурному стержні з довжиною анкерування 400мм при його висмикуванні становило 203.8МПа. Характеристичного опору розтягу базальтопластикової арматури марки АКБ, який становить 800МПа, досягнуто не було. Тобто, анкерування 400мм не забезпечує достатнього зчеплення базальтопластикової арматури з деревиною. Для повного використання міцності базальтопластикової арматури потрібно збільшувати довжину анкерування до значення

$$l_{bd} = \frac{800}{203.8} \cdot 400 \approx 1570 \text{ мм}.$$

Отримані результати досліджень зчеплення базальтопластикової арматури з деревиною є подібними до результатів з склопластиковою арматурою, а це дає підставу вважати, що арматури марки АКБ і АКС мають близькі характеристики зчеплення з деревиною, які залежать від діаметру арматури, довжини та способу анкерування, і не залежать від типу арматури.

Рекомендоване граничне зміщення δ_{max} для зразків із базальтопластиковою арматурою настає в момент, коли напруження в арматурі досягає 86% від максимального.

Сталева арматура марки А400С.

Експериментальні дослідження спільної роботи сталевих арматури з деревиною проводилися аналогічно до випробувань зчеплення композитної арматури. Загальний вигляд зруйнованого зразка показано на рис.3.33.

Отримані числові результати випробувань представлені на графіках “ σ_s - δ ” (рис. 3.34). Критерій руйнування зчеплення приймався згідно аналізу попередніх досліджень .

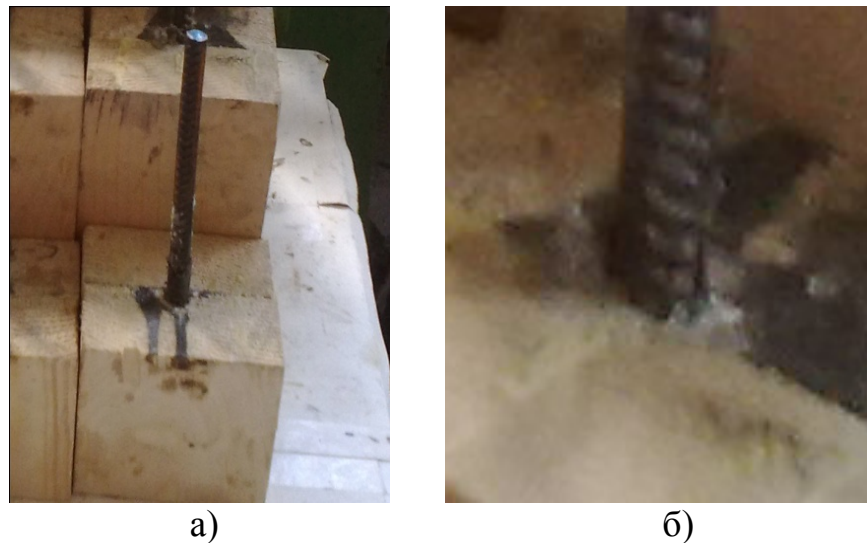


Рис. 3.33. Вигляд зразка з базальтопластиковою арматурою після випробувань: а) загальний вигляд; б) висмикнута арматура.

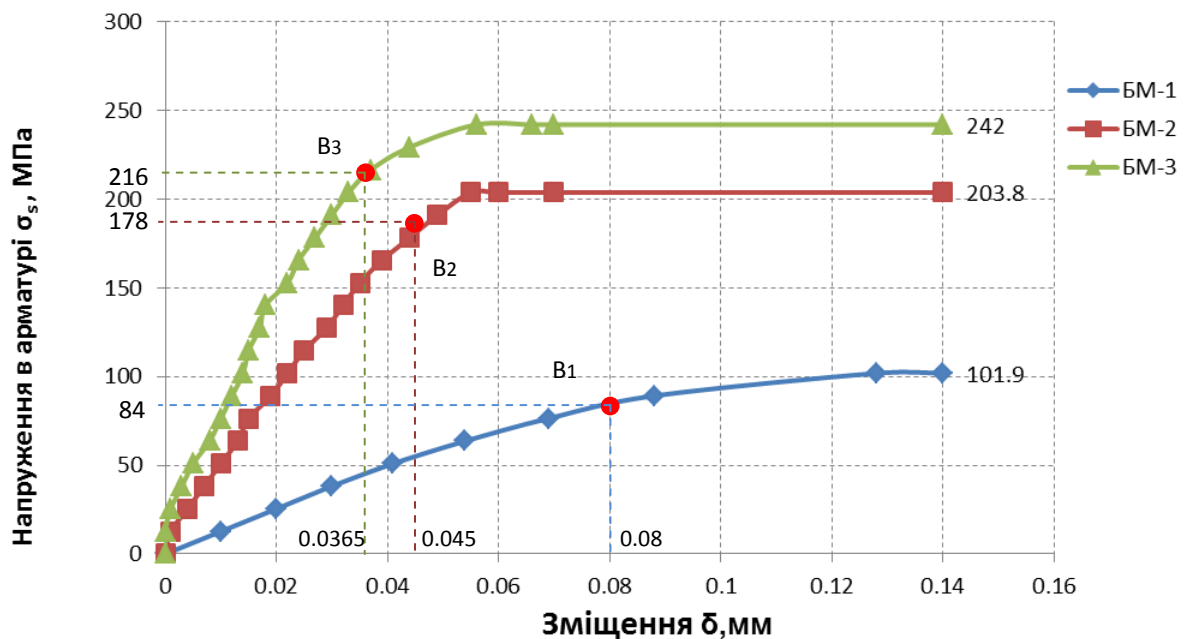


Рис.3.34. Зміщення сталевих арматур δ в залежності від напруження σ_s в арматурі: БМ-1, БМ-2, БМ-3 – дослідні зразки зі сталевих арматур.

Експериментальні значення критичних напружень зчеплення сталеві арматури із деревиною приведені в табл. 3.4.

Таблиця 3.4.

Результати експериментальних досліджень.

Висмикування сталеві арматури марки А400С з деревини

Тип арматури	Марка зразка	Довжина анкерування $l_{ан}$, мм	Руйнівне навантаження $F_{руйн}$, кН	Критичне напруження в стержні арматури $\sigma_{s,cr}$, МПа	Максимальне напруження в стержні арматури $\sigma_{s,u}$, МПа	$k = \frac{\sigma_{s,u}}{\sigma_{s,cr}}$	
Сталева А400С	БМ-1	100	8,0	84	101,9	0,82	0,86
	БМ-2	200	16,0	178	203,8	0,87	
	БМ-3	300	19,0	217	242,0	0,90	

Отримані результати експериментів вказують, що максимальне напруження в арматурному стержні з анкеруванням 30d становило $\sigma_{s,u} = 242$ МПа. Характеристичного опору розтягу арматури А400С, який складає 365 МПа, досягнуто не було. Тобто, анкерування 300 мм не забезпечує достатнього зчеплення арматури з деревиною. Для повного використання міцності арматури потрібно збільшувати довжину анкерування до значення

$$l_{bd} = \frac{365}{242} \cdot 300 \approx 455 \text{ мм}, \text{ або застосовувати додаткові заходи з анкерування.}$$

Рекомендоване граничне зміщення δ_{max} для зразків із сталеві арматурою є найменшим критичним значенням відносного зміщення вільного кінця арматури та деревини і настає в момент, коли напруження в арматурі досягає 82% від максимального.

3.3. Визначення фізико-механічних характеристик матеріалів

3.3.1. Випробування деревини.

Розтяг

На розтяг було випробувано 6-ть дослідних зразків «вісімок», виготовлених і відібраних згідно ГОСТ 9620 – 94 та ГОСТ 9622 – 87 [14, 15], з них три зразки з клейовим зубчатим швом в робочій зоні і три без клейового зубчатого шва із суцільної деревини.

В усіх зразках руйнування пройшло в робочій зоні (рис. 3.35). Зразки із клейовим швом зруйнувалися по шву при навантаженні, що на 22% було меншим ніж руйнівне навантаження зразків без шва. Це свідчило про недостатню міцність з'єднання дошок зубчатим швом по довжині або недостатньо міцний клей. Результати експериментальних значень руйнуючих зусиль та параметри деформативності деревини, знайдені за результатами проведених випробувань, наведені в табл. 3.5.

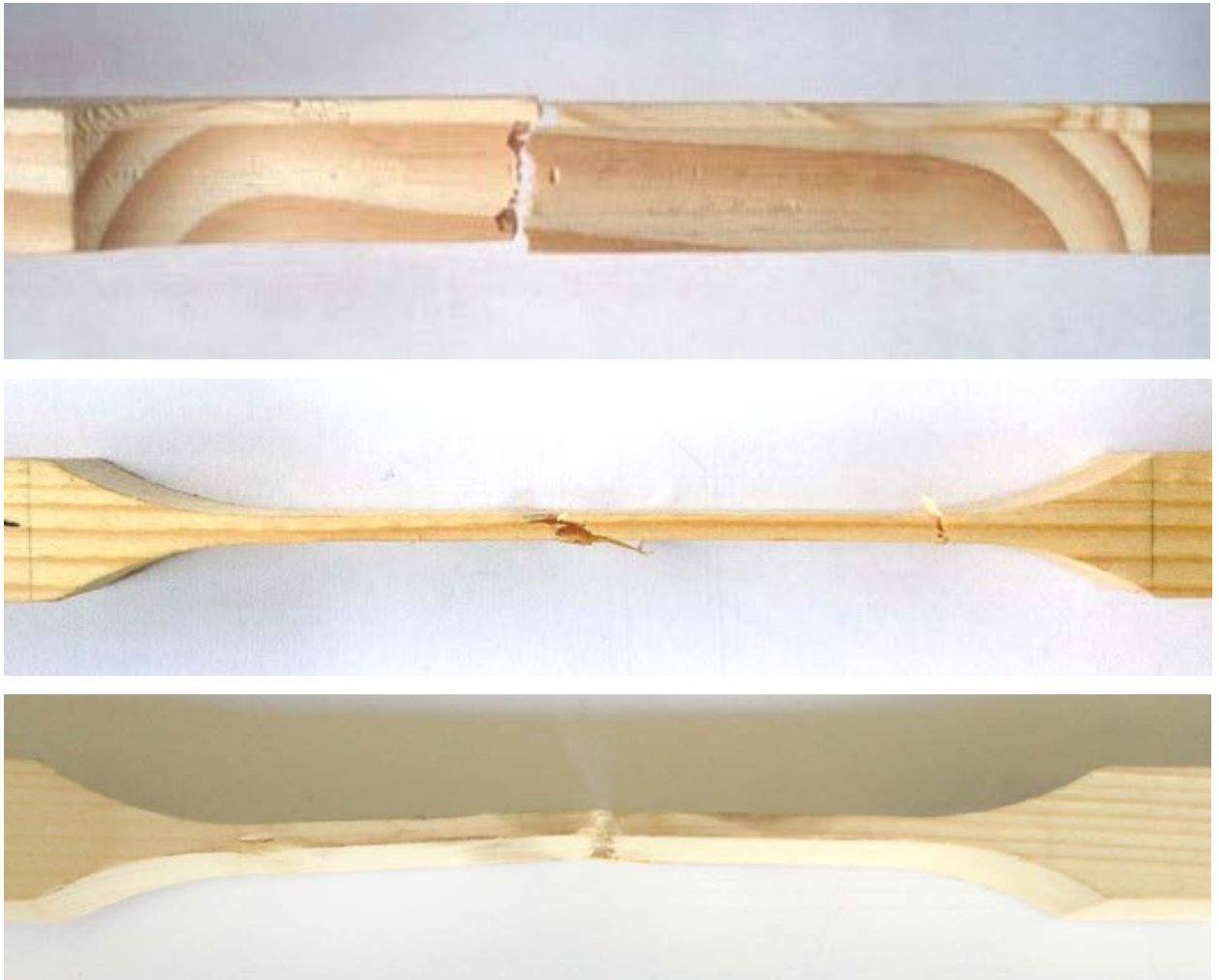


Рис. 3.35. Вигляд дослідних зразків марки ДР-1...6 після руйнування.

Міцність клеєної деревини на розтяг прийнято $f_{t,0,k} = 4,32 \text{ кН/см}^2$.

Модуль пружності клеєної деревини для подальших розрахунків був знайдений експериментально $E_{0,mean}^{ex} = 1038 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$, визначений із рівняння апроксимуючої прямої $y=ax$, по графіку σ/ϵ (рис.А.2). Переважно, при завантаженні зразка, тензомер не одразу включався в роботу, тому початкову

ділянку графіка при апроксимації не враховували. Аналіз графіків залежності відносних деформацій посередині дослідних зразків від навантаження показав, що деревина деформується пружно від початку навантаження до моменту руйнування.

Таблиця 3.5.

Результати експериментальних досліджень деревини на розтяг

Марка	Наявність клеєвого шва	Руйнівне навантаження $F_{t,0,k}$, кН	Руйнівне напруження $f_{t,0,k}$, кН/см ²	Середнє руйнівне напруження $f_{t,0,k}$, кН/см ²	Модуль пружності деревини, кН/см ²	
					E_0	$E_{0,mean}$
ДР-1	Ні	4,7	5.88	5,56	875	905
ДР-2		4,2	5.25		946	
ДР-3		4,23	5,53		895	
ДР-4	Так	3,48	4,35	4,32	1036	1038
ДР-5		3,2	4.00		1029	
ДР-6		3,7	4.63		1050	

Таблиця 3.6.

Статистична обробка результатів досліджень зразків на стиск

Середнє квадратичне відхилення S	0,53
Середнє лінійне відхилення вибірки $\rho(x)$	0.61
Коефіцієнт варіації за S , V_S , %	10,73%
Коефіцієнт варіації за $\rho(x)$, V_ρ , %	12,42%

Стиск

На дію стискаючих зусиль було випробувано 12 дослідних зразків дерев'яних кубиків розмірами 20x20x30 мм, волокнами вздовж дії навантаження.

Руйнування зразків супроводжувалося появою характерної складки (рис. 3.36), що утворювалася в результаті місцевого зламу волокон.

Результати дослідження дерев'яних зразків кубиків на стиск наведені в табл. 3.7 та на гістограмі (рис. 3.37).



Рис. 3.36. Вигляд дослідних зразків марки ДС після руйнування.

Таблиця 3.7.

Результати експериментальних досліджень зразків на стиск та
їхня статистична обробка результатів

Середнє арифметичне значення руйнуючого навантаження $F_{сер}$, кН	18,71
Середнє значення руйнуючого напруження $f_{c,0,k}$ кН/см ²	4,68
Середнє квадратичне відхилення S	1.07
Середнє лінійне відхилення вибірки $\rho(x)$	0.81
Коефіцієнт варіації за S , V_S , %	5.69%
Коефіцієнт варіації за $\rho(x)$, V_ρ %	4.31%

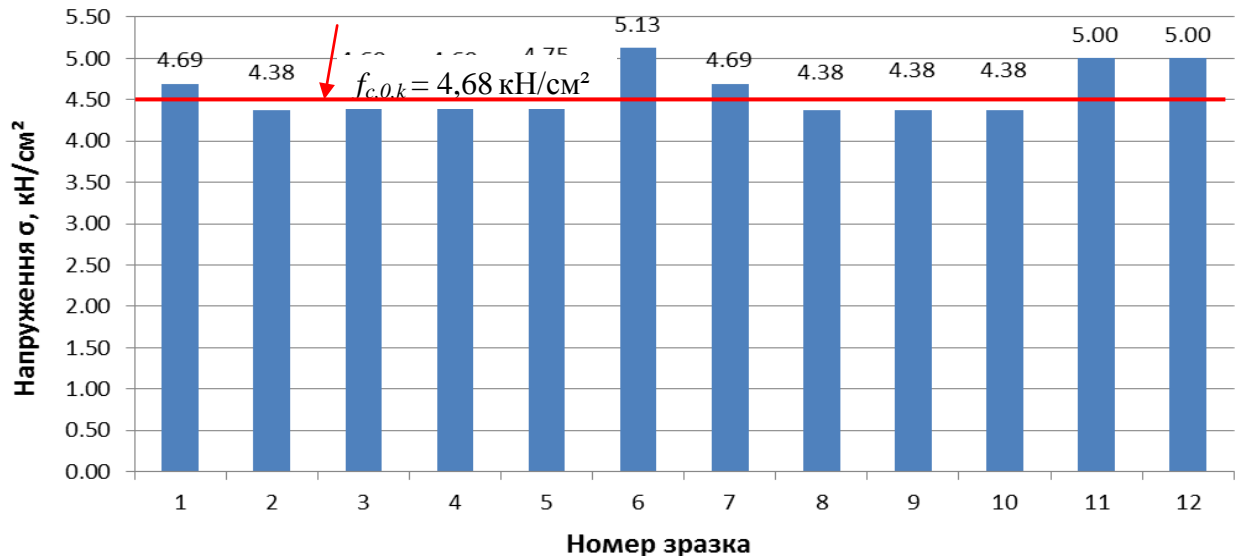


Рис. 3.37. Гістограма руйнуючих напружень σ_{max} для дослідних зразків.

Середнє значення руйнівного навантаження склало 18,71 кН, що при площі зразка 4см^2 створювало напруження в поперечному перерізі $f_{c,0,k} = 4,68 \text{ кН/см}^2$, тоді як розрахункове значення міцності при стиску вздовж волокон для деревини 1-ого сорту $f_{c,0,d} = 1,73 \text{ кН/см}^2$ [18].

Згин

Для визначення характеристик міцності на згин деревини було випробувано 5-ть зразків розмірами $20 \times 20 \times 300$ мм на дію згинаючих зусиль (рис. 3.38). Дослідження проводились за допомогою домкрату і гідравлічного пресу П125.

Для чистоти вибірки найбільше та найменше значення руйнівного навантаження (зразки ДЗ-1 та ДЗ-5) відкидалися і для визначення середнього значення руйнівного напруження не враховувалися. Результати досліджень зразків для визначення характеристик міцності на згин деревини представлено у табл. 3.8.



Рис. 3.38. Вигляд дослідних зразків після руйнування.

Таблиця 3.8.

Результати експериментальних досліджень зразків на згин.

Марка	Руйнівне навантаження $F_{руйн}$		$F_{сер.}$ кН	M , кНсм	$b \times h$ см ²	W , см ³	Руйнівне напруження $f_{m,k}$, кН/см ²	Середнє руйнівне напруження $f_{m,k}$, кН/см ²
	кг	кН						
ДЗ-1	125.0	1.25	-	7.50	2x2	1.33	5.63	-
ДЗ-2	195.5	1.96	1.95	11.73			8.80	8.79
ДЗ-3	204.0	2.04		12.24			9.18	
ДЗ-4	186.4	1.86		11.18			8.39	
ДЗ-5	220.8	2.21	-	13.25			9.94	-

Середнє значення руйнівного навантаження становило 1,95 кН, що створювало в перерізі зразка напруження $f_{m,k} = 8,79$ кН/см², яке і використовувалось для подальших розрахунків.

Таблиця 3.9.

Статистична обробка результатів досліджень зразків на стиск

Середнє квадратичне відхилення S	2,71
Середнє лінійне відхилення вибірки $\rho(x)$	1,1
Коефіцієнт варіації за S , $V_S, \%$	30,79%
Коефіцієнт варіації за $\rho(x)$, $V_\rho, \%$	12,55%

3.3.2. Результати випробування сталевї та композитної арматури на розтяг.

Сталева арматура.

Випробування арматури на розтяг виконувалось згідно ГОСТ 12004-81 [10] на розривній машині марки Р-20. Для дослідження сталевї арматури класу А400С було відібрано по 5-ть стержнів $\varnothing 10$ та $\varnothing 16$ мм довжиною 500 та 600 мм відповідно. Загальний вигляд випробовуваної арматури зображено на рис. 3.39 (а, б).



Рис. 3.39. Випробування сталевї арматури на розрив:

а) $\varnothing 10$ мм; б) $\varnothing 16$ мм.

Деформації арматури були пружними до настання границі текучості, яка становила в середньому 41,5 кН для арматури $\varnothing 10$ мм та 52,9 кН для арматури $\varnothing 16$ мм. При подальшому збільшенні навантаження утворювались залишкові деформації. Результати досліджень фізико-механічних характеристик сталевї арматури наведено в табл. 3.10.

Результати експериментальних досліджень
сталеві арматури класу А400С на розтяг.

Марка зразка	Ø стержня, см	Руйнівне навантаження		Руйнівне напруження	
	Площа поперечного перерізу A_s , $см^2$	На границі текучості F_y , кН	В момент розриву F_b , кН	На границі текучості σ_y , кН/см ²	В момент розриву σ_t , кН/см ²
P10-1	1,0 0,785	41,2	50,0	52,46	63,66
P10-2		41,6	49,4	52,97	62,90
P10-3		41,8	50,2	53,22	63,92
P10-4		41,5	40,0	52,84	63,96
P10-5		41,5	50,2	52,84	63,92
Середнє значення		41,52	50,0	52,86	63,61
P16-1	1,6 2,011	122,4	149,6	60,88	74,40
P16-2		124,8	151,2	62,07	75,20
P16-3		123,6	150,4	61,47	74,80
P16-4		123,6	152,0	61,47	75,60
P16-5		123,8	150,4	61,57	74,80
Середнє значення		123,64	150,72	61,50	75,00

Таблиця 3.11.

Статистична обробка результатів досліджень зразків на стиск

Середнє квадратичне відхилення S	1,8
Середнє лінійне відхилення вибірки $\rho(x)$	0,263
Коефіцієнт варіації за S , V_S , %	2,93%
Коефіцієнт варіації за $\rho(x)$, V_ρ , %	0,43%

На рис. 3.40 зображено діаграми розтягу «навантаження-деформація», записані самописцем розривної машини для арматури Ø10мм та Ø16мм.

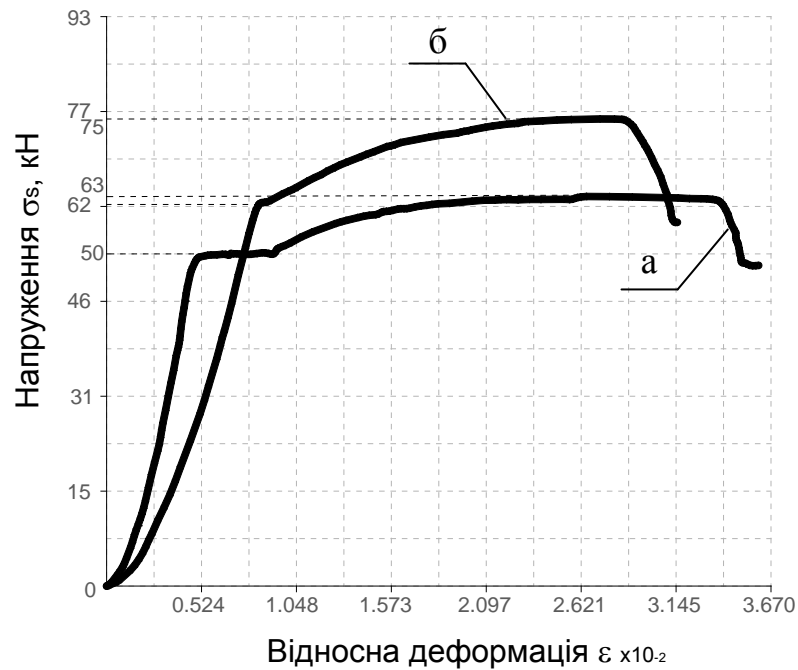


Рис. 3.40. Діаграма «напруження-деформація» розтягу для сталеві арматури класу А400С: а) Ø10мм; б) Ø16мм.

За результатами випробувань визначено:

- модуль пружності $E_s = 218926,5$ МПа;
- міцність арматури на розтяг для Ø10мм $f_{t,k} = 63,61$ кН/см², для Ø16мм $f_{t,k} = 75,0$ кН/см²;
- міцність арматури на границі текучості для Ø10мм $f_{y,k} = 52,86$ кН/см², для Ø16мм $f_{y,k} = 61,5$ кН/см².

Композитна арматура.

Для досліджень міцності та деформативності композитної арматури було відібрано по 5-ть зразків склопластикової марки АКС та базальтопластикової марки АКБ. Руйнування композитної арматури відбувалося в робочій зоні стержня (рис. 3.41). Найбільші і найменші значення відкидалися і для визначення середнього значення міцності не враховувалися. Середнє значення руйнівного навантаження для склопластикової арматури становило 61,4 кН, а для базальтопластикової арматури воно було рівне 72,2 кН (рис. 3.42).

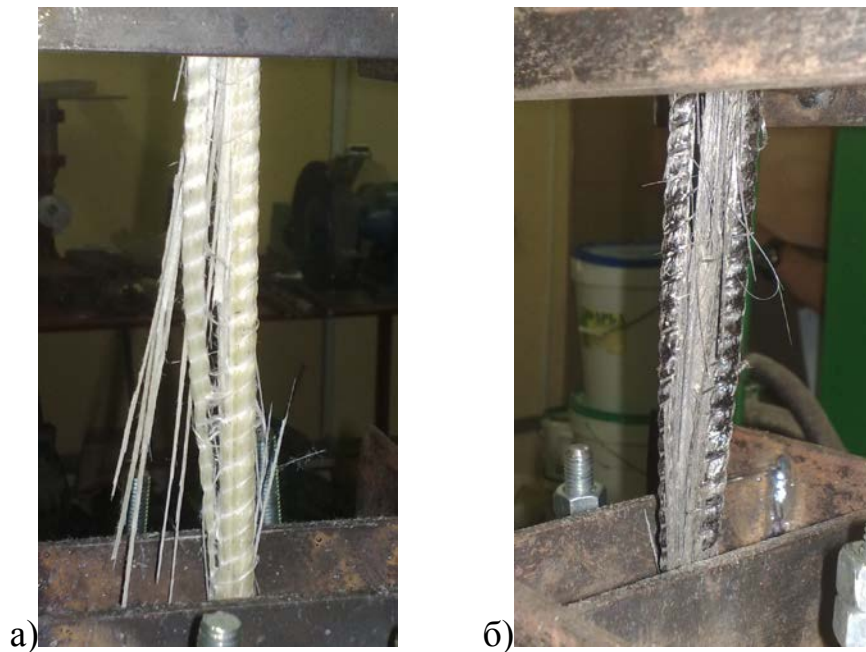


Рис. 3.41. Вигляд руйнування зразків композитної арматури:
а) склопластикової; б) базальтопластикової.

Деформації композитної арматури були пружними, оскільки діаграми розтягу, як склопластикової, так і базальтопластикової арматури, були фактично прямолінійними аж до моменту руйнування. Модуль пружності визначався як середнє арифметичне відношень напруження в арматурі до її деформації в пружній зоні. Результати експериментальних значень руйнуючих зусиль та параметри деформативності арматури, знайдені за результатами проведених випробувань, наведені в табл. 3.12.

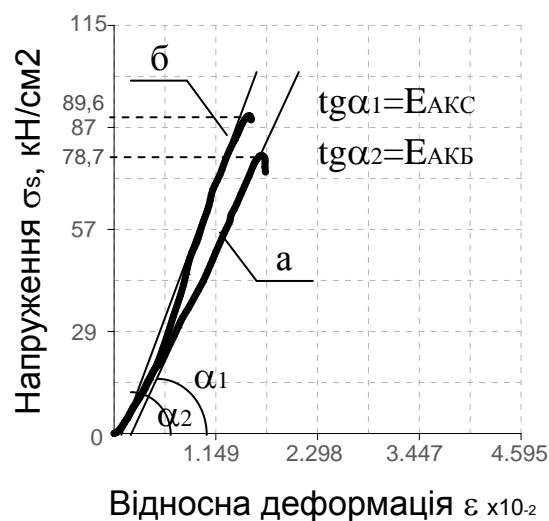


Рис. 3.42. Діаграма «навантаження-деформація» розтягу для композитної арматури: а) АКС Ø10мм; б) АКБ Ø10мм.

Результати експериментальних досліджень
композитної арматури на розтяг.

Марка	Руйнівне навантаження F , кН	Середнє руйнівне навантаження $F_{руйн}$, кН	Середнє руйнівне напруження $\sigma_{руйн}$, кН/см ²	Розрахунковий опір на розтяг $f_{t,d}$, кН/см ²	Модуль пружності арматури E_s , кН/см ²
АКС-1	66,2	-	-	-	-
АКС-2	62,6	61,4	78,18	60,0	5589
АКС-3	61,8				
АКС-4	59,8				
АКС-5	57,4	-	-	-	-
АКБ-1	75,1	-	-	-	-
АКБ-2	73,3	72,2	91,93	80,0	7037
АКБ-3	72,9				
АКБ-4	70,4				
АКБ-5	67,0	-	-	-	-

Таблиця 3.13.

Статистична обробка результатів досліджень зразків на стиск

Середнє квадратичне відхилення S	9,83
Середнє лінійне відхилення вибірки $\rho(x)$	2,37
Коефіцієнт варіації за S , V_S , %	13,7%
Коефіцієнт варіації за $\rho(x)$, V_ρ , %	3,4%

Порівняння характеристик сталеві та композитної арматури наведено на рис. 3.43.

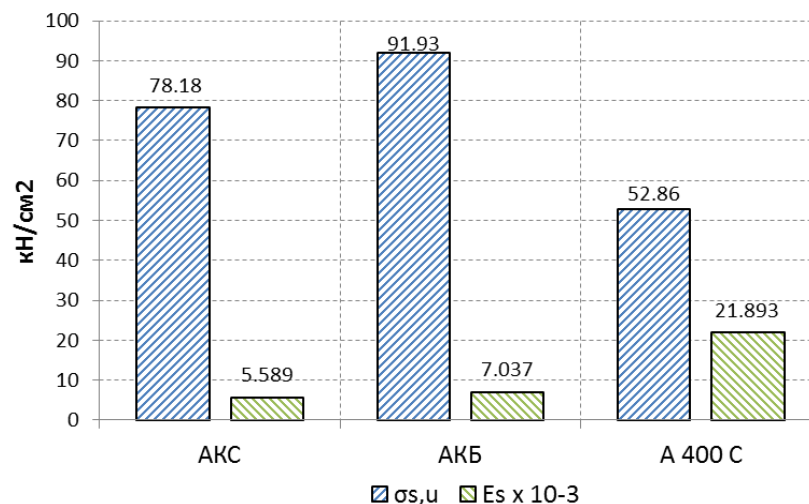


Рис. 3.43. Порівняння характеристик сталеві та композитної арматури.

З графіку видно, що міцність композитної арматури марки АКС та АКБ перевищувала міцність сталеві арматури марки А400С на межі текучості майже в два рази, тоді як модуль пружності менший в 3 – 4 рази.

3.4. Висновки по розділу 3.

1. Прирости несучої здатності та зменшення прогину балок за рахунок армування композитною арматурою знаходились в межах 10-15% у порівнянні з неармованими балками. Такий низький результат зумовлений недовикористанням міцнісних характеристик арматури. Недонапруження композитної арматури відбувалось у зв'язку з її великою деформативністю та недостатнім анкеруванням в деревині. Вирішенням цієї проблеми може бути використання попереднього напруження композитної арматури.

2. Враховуючи те, що руйнування більшості зразків починалося з сучка або шипового з'єднання дошок, необхідно забезпечити відсутність таких дефектів в зоні дії максимального згинального моменту при виробництві клеєних дерев'яних балок.

3. Дослідження зчеплення композитної арматури з деревиною через епоксидний клей, показали необхідність використання додаткових заходів з анкерування та/або зміни поверхні стержнів арматури на більш ефективніші для повного використання міцності арматури в дерев'яних конструкціях.

4. Результати випробовування деревини на розтяг, стиск та згин:

- на розтяг $f_{t,0,k} = 4,94 \text{ кН/см}^2$;
- на стиск $f_{c,0,k} = 4,68 \text{ кН/см}^2$;
- на згин $f_{m,k} = 8,79 \text{ кН/см}^2$.

Модуль пружності деревини для подальших розрахунків можна приймати рівним 972 кН/см^2 .

5. Випробування арматури на розтяг показали близьку збіжність результатів з характеристиками арматури згідно ТУ [110]:

- марка А400С Ø10мм $f_{y,k} = 52,86 \text{ кН/см}^2$, $E_s = 21893 \text{ кН/см}^2$;
- марка А400С Ø16мм $f_{y,k} = 61,5 \text{ кН/см}^2$, $E_s = 21893 \text{ кН/см}^2$;
- марка АКС Ø10мм $f_{t,k} = 78,18 \text{ кН/см}^2$, $E_s = 5589 \text{ кН/см}^2$;
- марка АКБ Ø10мм $f_{t,k} = 91,93 \text{ кН/см}^2$; $E_s = 7037 \text{ кН/см}^2$.

РОЗДІЛ 4

АНАЛІЗ ОТРИМАНИХ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА РОЗРОБЛЕННЯ РЕКОМЕНДАЦІЙ ДЛЯ ПРОЕКТУВАННЯ

4.1. Аналіз досліджень зчеплення арматури з деревиною.

В результаті експериментальних досліджень зчеплення сталевोї та композитної арматури з деревиною через епоксидний клей були отримані дані по зміні нормальних напружень в арматурі σ_s та дотичних напружень τ_{um} на межі «арматура-деревина».

В даному підрозділі наведено порівняння зчеплення сталевої, базальтопластикової та склопластикової арматури між собою при різних довжинах анкерування. Ці порівняння представлені на графіках “ σ_s - δ ” (рис. 4.1, 4.2, 4.3, 4.4). Критичні значення напружень фіксувалися в точках перегину графіків (т. А – арматура марки А400С, т. В - арматура марки АКБ, т. С – арматура марки АКС).

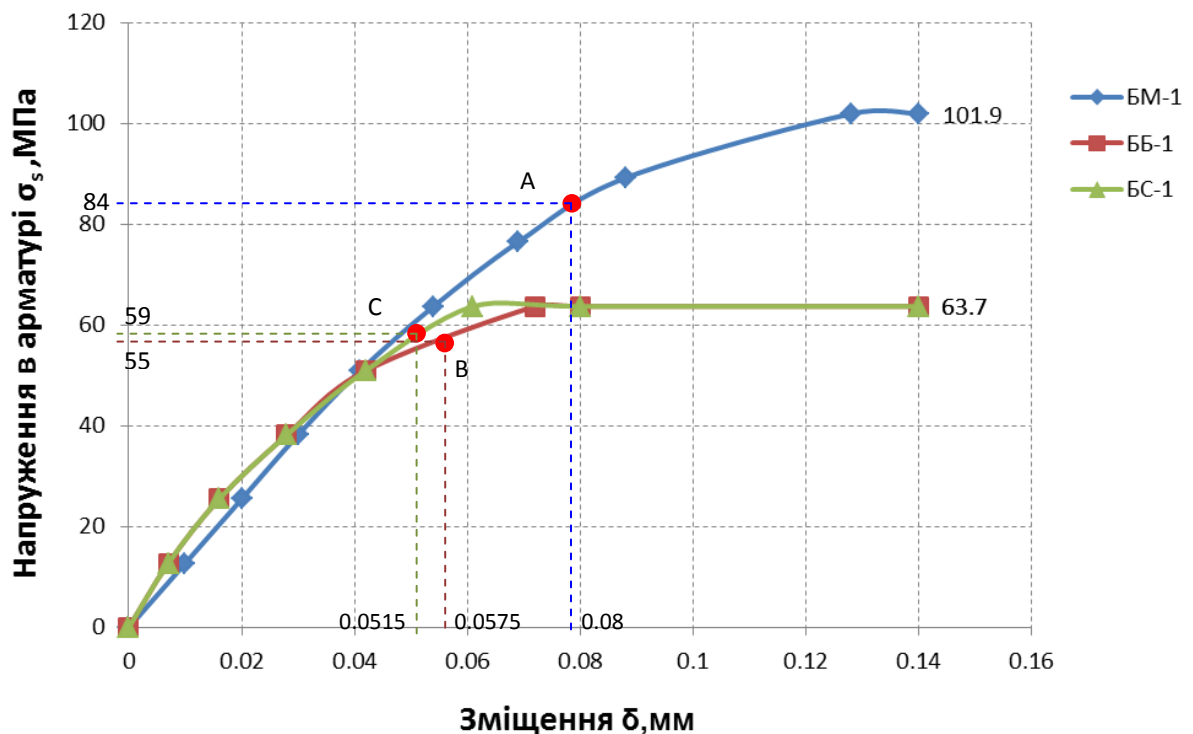


Рис.4.1. Зміщення арматури δ залежно від напруження в арматурі σ_s , при довжині анкерування 100мм.

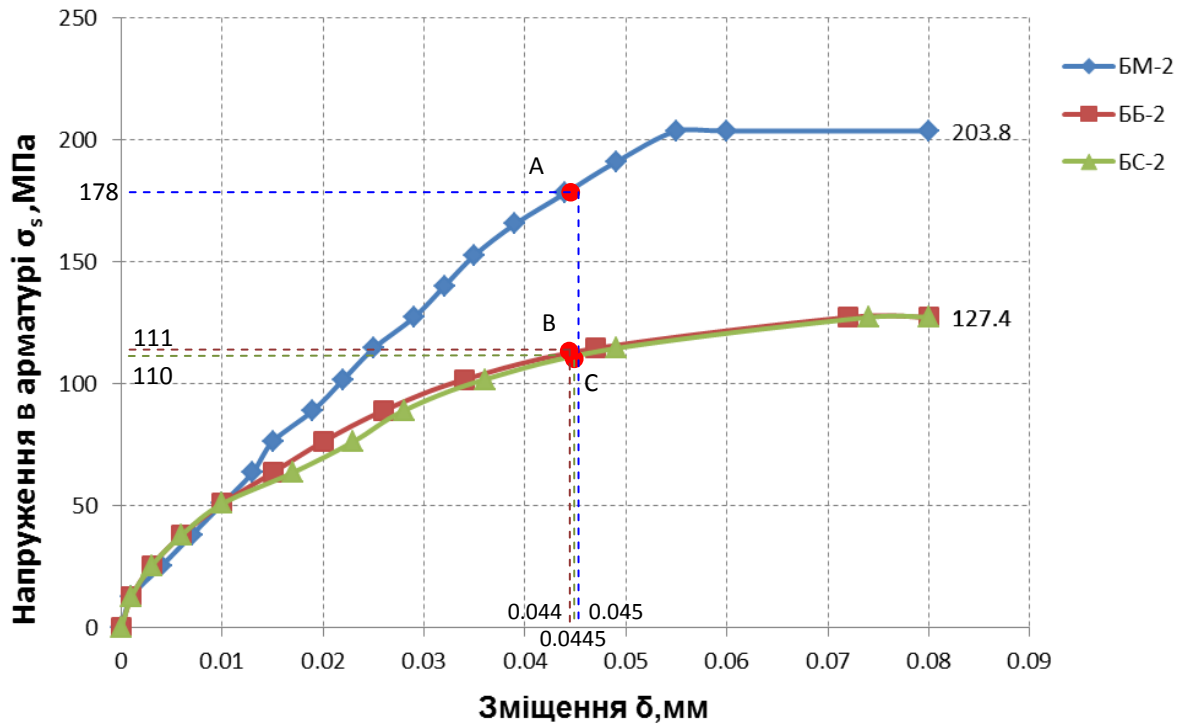


Рис.4.2. Зміщення арматури δ залежно від напруження в арматурі σ_s , при довжині анкерування 200мм.

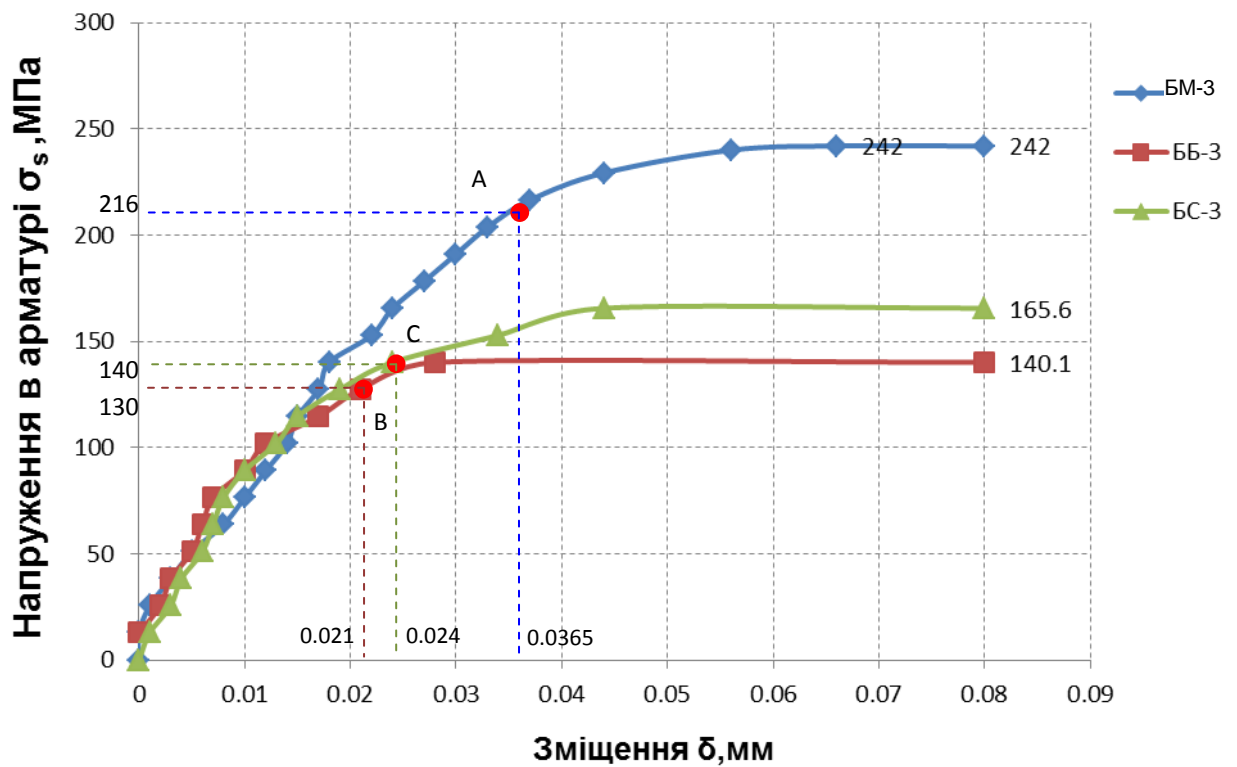


Рис.4.3. Зміщення арматури δ залежно від напруження в арматурі σ_s , при довжині анкерування 300мм.

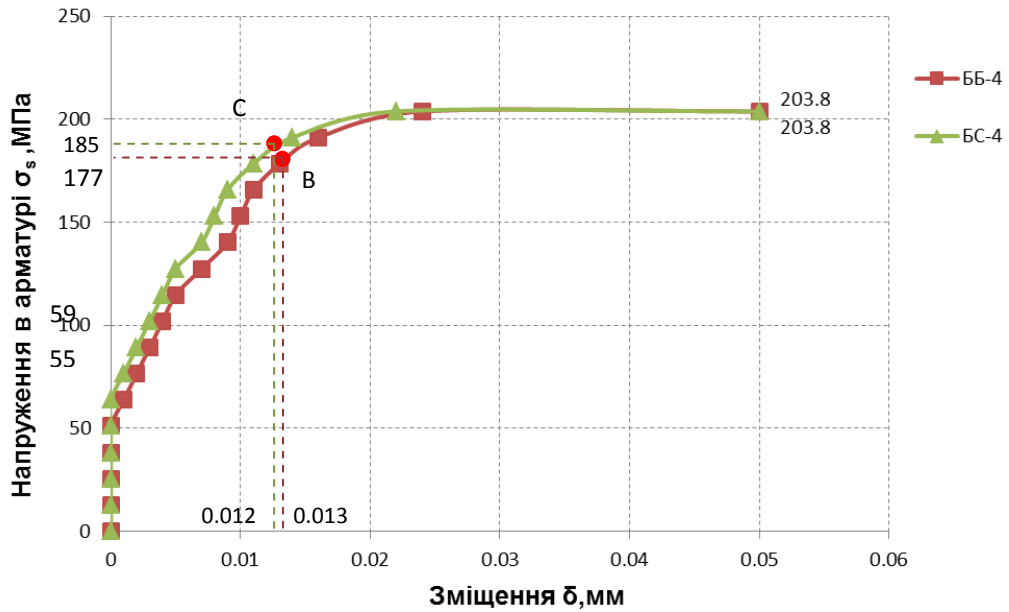


Рис.4.4. Зміщення арматури δ залежно від напруження в арматурі σ_s , при довжині анкерування 400мм.

В жодному випробуванні не відбулося руйнування через розрив арматури. Це підтвердило недовикористання міцності кожного типу арматури (рис. 4.5) для прийнятих варіантів довжини її анкерування за рахунок руйнування зчеплення з деревиною через епоксидний клей ЭД – 1 [21].

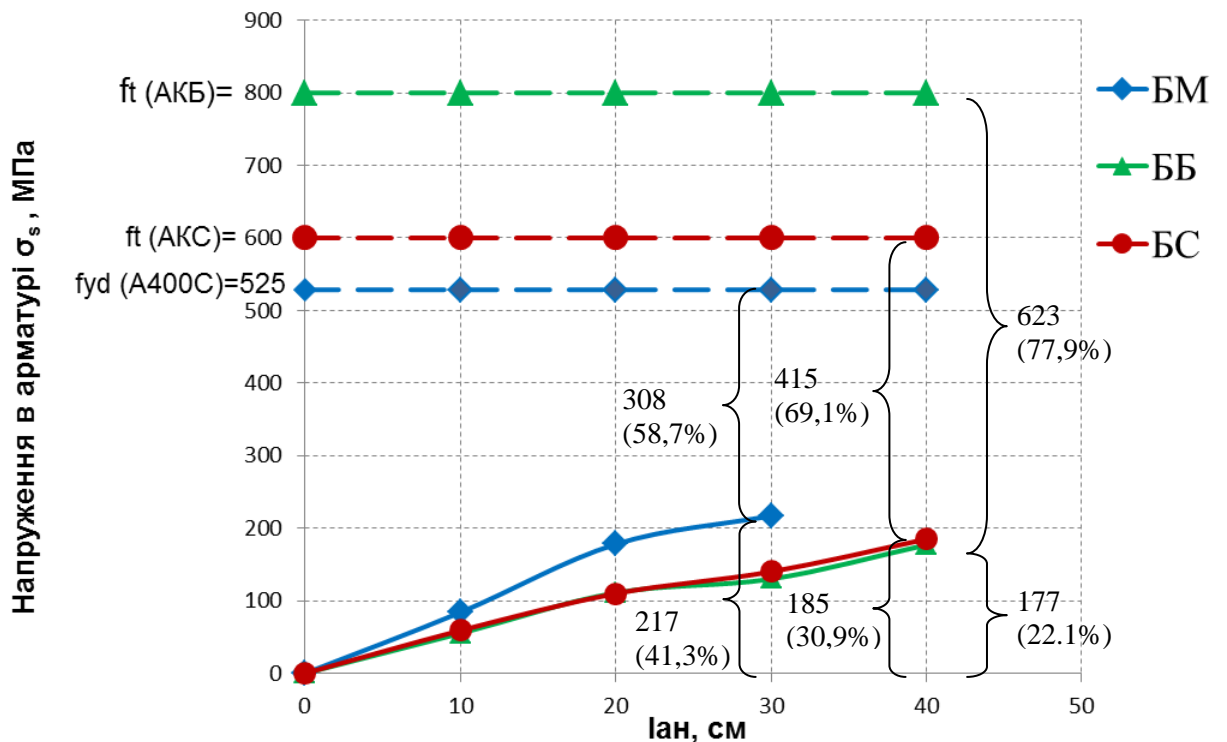


Рис.4.5. Залежність напруження в арматурних стержнях у граничному стані зчеплення від довжини анкерування.

На момент руйнування зчеплення у зразках марки БС з довжиною анкерування 400 мм міцність склопластикової арматури використовувалася лише на 30,9 %, в зразках марки ББ з аналогічною довжиною анкерування базальтопластикова арматура використовувалася на 22,1 %, а в зразках марки БМ при довжині анкерування 300 мм напруження сталеві арматури становило 41,3% від її межі текучості.

Провівши аналіз результатів досліджень за графіками (див. рис. 4.1, ..., 4.5), можна встановити наступне:

- при анкеруванні арматурних стержнів на довжину $l_{bd} = 100$ мм, зусилля, яке потрібно прикласти до арматурного стержня для його висмикування, становило для сталеві арматури класу А400С - 8кН, а для склопластикової, марки АКС, так як і для базальтопластикової, марки АКБ, це зусилля становило 5 кН. Це свідчило про те, що сталева арматура мала краще зчеплення з деревиною в порівнянні з композитною і те, що характер роботи базальтопластикової і склопластикової арматури був однаковим;
- при анкеруванні арматурних стержнів на довжину $l_{bd} = 200, 300$ мм прослідковувалося те, що зчеплення сталеві арматури було кращим в порівнянні зі зчепленням композитної арматури, а також те, що базальтопластикова і склопластикова арматури працювали однаково тільки для зразків БС-3 та ББ-3, критичні значення напруження розходилися максимально до 7%;
- в дослідних зразках при максимальній довжині анкерування композитна арматура значно більше недовикористовувалася ніж сталева(див. рис.4.5): арматура марки АКС недовикористовувалася на 69,1%, марки АКБ – 77,9% при довжині анкерування 400 мм, тоді як арматура марки А 400 С недовикористовувалася на 58,7% при довжині анкерування лише 300 мм.
- огляд композитної арматури після випробувань показав, що йшло руйнування верхньої нитки композитної арматури, яка повинна була

забезпечити її зчеплення по контакту з тілом цієї арматури. У сталевій арматурі руйнування рифів не спостерігалось.

4.1.1. Визначення значень максимальних дотичних напружень τ_{bd} .

За результатами випробувань для кожної групи зразків обчислювались середні значення максимальних дотичних напружень τ_{bd} , приймаючи їх постійними по довжині стержня за рівнянням (2.8). Маючи значення максимальних дотичних напружень для сталеві і композитних арматур, можна було зробити якісний та кількісний висновок про характер передачі навантаження від арматури до деревини за рахунок зчеплення через епоксидний клей.

Результати проведених досліджень були опрацьовані та подані у вигляді графіків (рис.4.6, 4.7, 4.8).

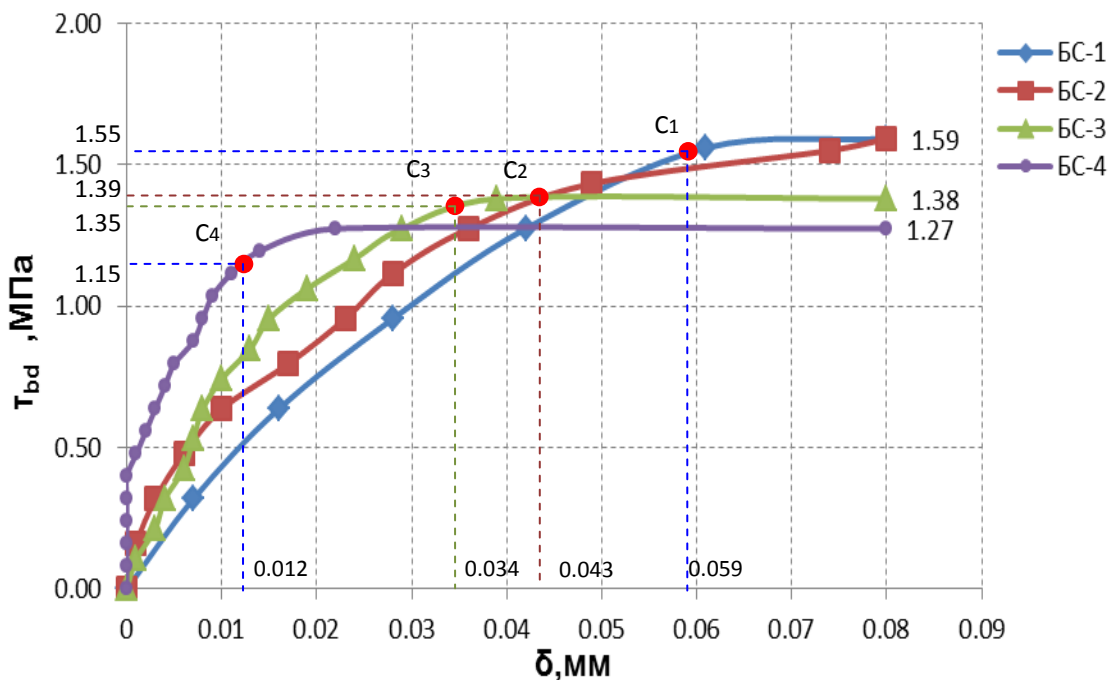


Рис.4.6. Зміщення склопластикової арматури δ залежно від максимальних дотичних напружень τ_{bd} при її анкеруванні 100, 200, 300, 400мм.

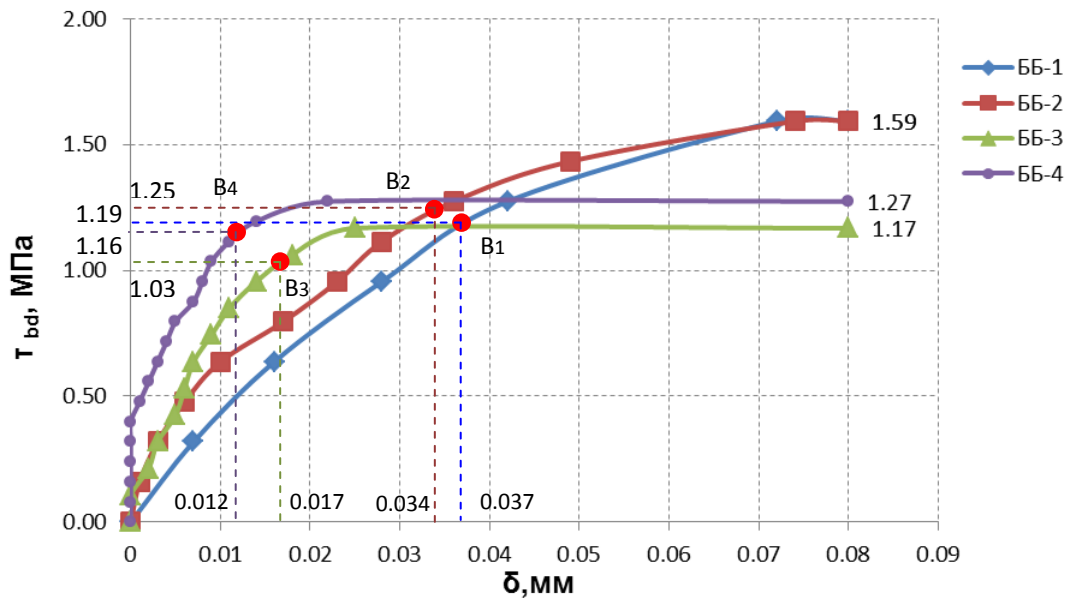


Рис.4.7. Зміщення базальтопластикової арматури δ залежно від максимальних дотичних напружень τ_{bd} при її анкеруванні 100, 200, 300, 400мм.

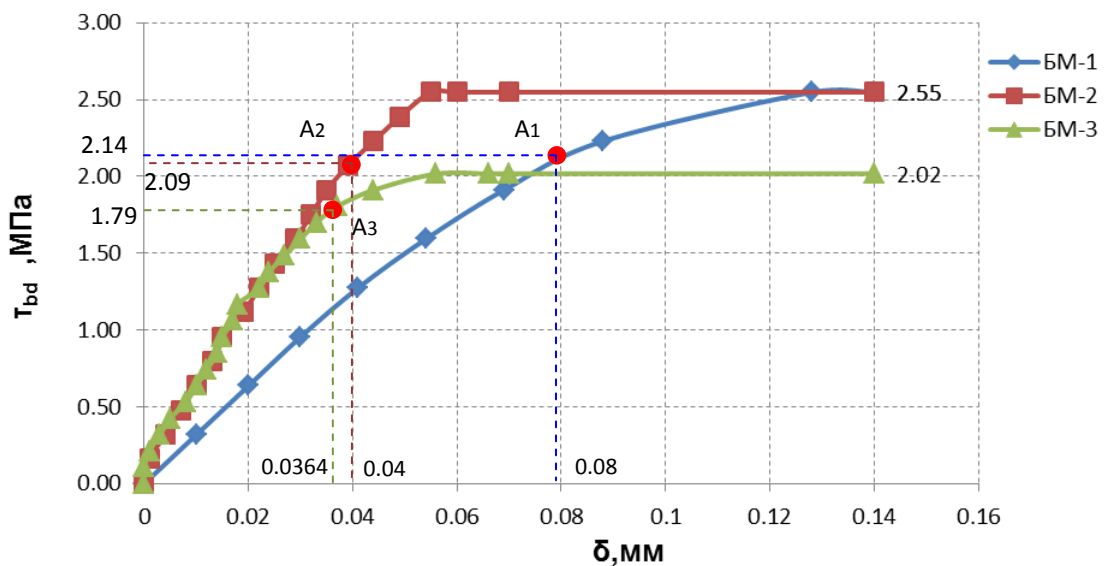


Рис.4.8. Зміщення сталевій арматури δ залежно від максимальних дотичних напружень τ_{bd} при анкеруванні 100, 200, 300мм.

Дослідження зчеплення сталевій арматури $\varnothing 16$ мм з деревиною не проводили, оскільки для порівняння роботи зчеплення сталевій та композитних арматур із деревиною використовували лише стержні з $\varnothing 10$ мм. Проаналізувавши результати досліджень за графіками (див. рис. 4.6, 4.7, 4.8), було встановлено наступне:

- для склопластикової арматури Ø10 мм максимальні дотичні напруження зчеплення коливалися в межах 1.15 – 1.55 МПа;
- для базальтопластикової арматури Ø10 мм максимальні дотичні напруження зчеплення коливалися в межах 1.03 – 1.25 МПа;
- для сталевий арматури Ø10 мм максимальні дотичні напруження зчеплення коливалися в межах 1.79 – 2.14 МПа;
- отримані результати вказували про те, що максимальні дотичні напруження для сталевий арматури були більшими за максимальні дотичні напруження композитної арматури в 1.46 – 1.72 рази, тобто сталевий арматура краще включалася в спільну роботу з деревиною в порівнянні з композитною.

Це вказує на те, що сталевий арматура краще включалася в спільну роботу з деревиною, через її рифлену поверхню, в той час як в композитній арматурі нерівність поверхні утворювалася обмотуванням її основних волокон композитною обмотуючою ниткою по всій довжині стержня, яка приклеювалася до нього при виготовленні цієї арматури. Тому ця арматура була більш гладкою, що зумовило швидке зміщення арматури при меншому зусиллі. Рифли сталевий арматури були більшими, вищими та міцнішими, в той час як в композитній арматурі спостерігалася сповзання обмотуючої нитки з тіла арматури.

За результатами проведених досліджень можна зробити висновки про те, що для повного використання міцності базальтопластикової та склопластикової арматури при її використанні у дерев'яних конструкціях необхідно:

- збільшити довжину анкерування;
- встановити додаткові механічні анкери (типу ЦЗМ-1);
- змінити рифленість композитної арматури з можливим створенням вищих та більш надійних ребер зачеплення.

4.1.2. Встановлення залежності руйнівного напруження зчеплення стержнів від довжини їхнього анкерування.

Аналіз експериментальних досліджень дав можливість стверджувати, що напруження в стержнях, які виникають в граничному стані зчеплення, лінійно залежать від довжини анкерування (рис. 4.9) і можуть бути визначені за емпіричною формулою:

$$\sigma_u = k_M \times l_{bd} \quad (4.1)$$

де σ_u – граничне напруження в арматурі, МПа;

k_M – коефіцієнт, який визначається експериментальним шляхом, МПа/см;

l_{bd} – довжина анкерування стержнів, см.

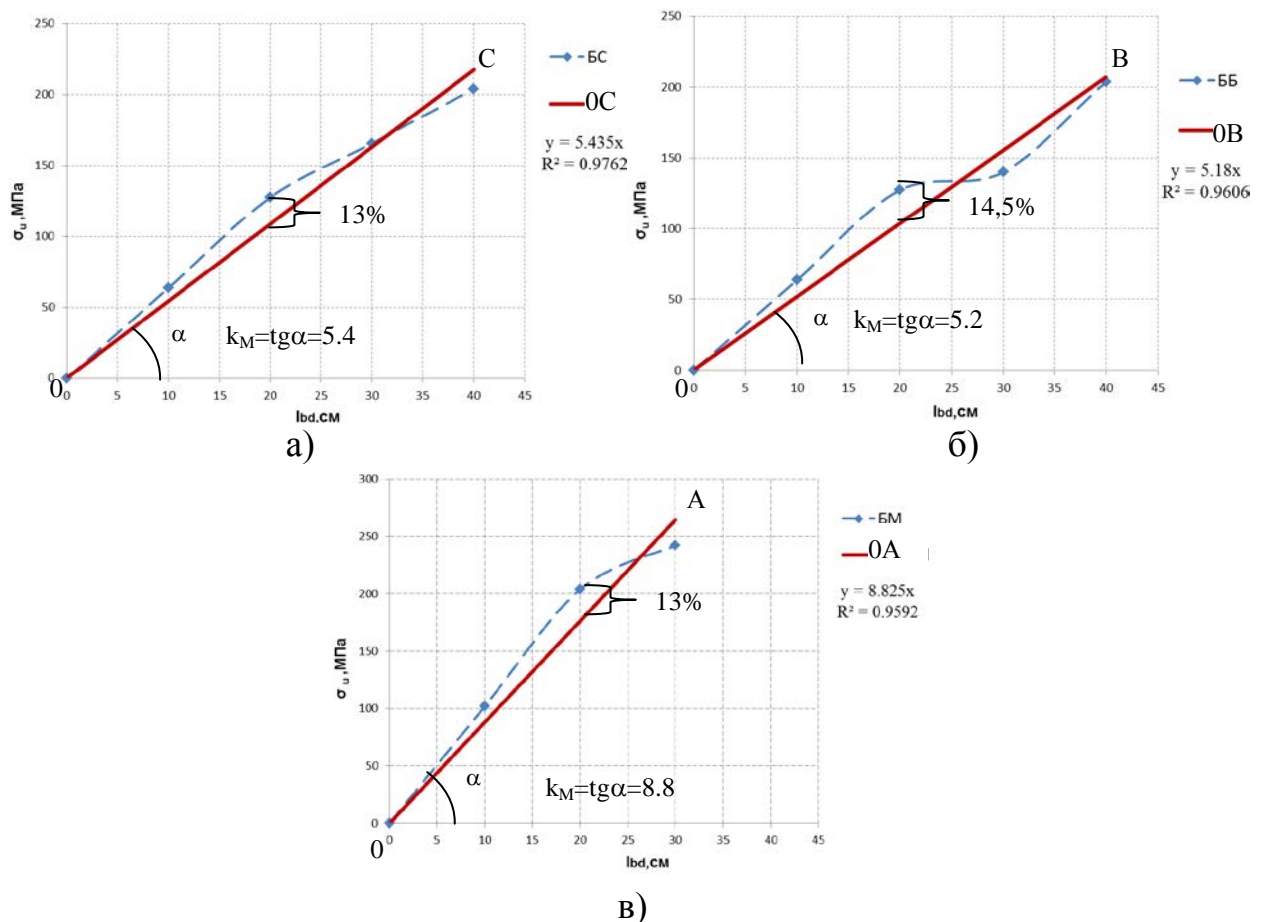


Рис.4.9. Залежність напруження в арматурних стержнях σ_u в граничному стані зчеплення від довжини анкерування l_{bd} в зразках зі склопластиковою (а), базальтопластиковою (б) та сталевією (в) арматурою; БС, ББ, БМ - експериментальні значення, ОС, ОВ, ОА – апроксимуючі прямі.

Для кожного типу арматури були побудовані графіки залежності між довжиною анкерування стержня та максимальними напруженнями (див. рис. 4.9), які виникали на момент руйнування зчеплення між арматурою та деревиною. Після цього були побудовані апроксимуючі криві за лінійними функціями, тангенси кутів нахилу яких до осі абсцис являлися емпіричними коефіцієнтами k_M .

$$k_M = \operatorname{tg} \alpha. \quad (4.2)$$

Для склопластикової арматури залежність максимального напруження зчеплення в стержнях в граничному стані зчеплення від довжини анкерування показана кривою БС на рис. 4.9,а. Апроксимація цієї кривої лінійною функцією (пряма ОС) показала максимальне розходження з кривою до 13%, що є в межах допустимого. Проведено апроксимуючу пряму ОС, яка описується рівнянням:

$$\sigma_u = 5.4 \times l_{bd}. \quad (4.3)$$

де $k_M = 5.4 \text{ МПа/см}$ – отриманий з графіка (див. рис. 4.9,а) емпіричний коефіцієнт для зразків зі склопластиковою арматурою.

Величина достовірності апроксимації при цьому становить $R^2=0.947$, що дає підставу стверджувати про достатню збіжність побудови апроксимуючої прямої.

З рівняння (4.3) можна визначити необхідну довжину анкерування l_{bd} склопластикової арматури марки АКС в деревині для випадку анкерування її в деревині за допомогою епоксидного клею. Ця довжина буде складати:

$$l_{bd, \min} = 145 \text{ см}, \text{ при } \sigma_u = 782 \text{ МПа}.$$

Для базальтопластикової арматури ця залежність показана кривою ББ на рис.4.9,б. Проведено апроксимуючу пряму ОВ, яка описується рівнянням:

$$\sigma_u = 5.2 \times l_{bd}. \quad (4.4)$$

де $k_M = 5.2 \text{ МПа/см}$ – отриманий з графіка (див. рис. 4.9,б) емпіричний коефіцієнт для зразків з базальтопластиковою арматурою.

Величина достовірності апроксимації при цьому становить $R^2=0.947$, отже побудова апроксимуючої прямої є достовірною.

З рівняння (4.4) можна визначити необхідну довжину анкерування базальтопластикової арматури марки АКБ в деревині для випадку анкерування її в деревині за допомогою епоксидного клею. Вона буде становити:

$$l_{bd, min} = 177 \text{ см, при } \sigma_u = 919,3 \text{ МПа.}$$

Для сталевий арматури залежність напруження в арматурних стержнях в граничному стані зчеплення від довжини анкерування показана кривою БМ на рис.4.9,в. Проведено апроксимуючу пряму ОА, яка описується рівнянням:

$$\sigma_u = 8.8 \times l_{bd}. \quad (4.5)$$

де $k_M = 8.8 \text{ МПа/см}$ – виведений з графіка (див. рис. 4.9,в) емпіричний коефіцієнт для зразків зі сталевий арматурою.

Величина достовірності апроксимації при цьому становить $R^2=0.935$, отже достовірність побудови апроксимуючої прямої підтверджується.

З рівняння (4.5) можна визначити необхідну довжину анкерування сталевий арматури марки А400С:

$$l_{bd, min} = 60 \text{ см, при } \sigma_u = 528,6 \text{ МПа.}$$

За результатами проведених досліджень встановлено емпіричні коефіцієнти для знаходження розрахунковий довжини анкерування кожного з розглянутих типів арматури при умові їх анкерування в деревині за допомогою епоксидного клею за наведеною у п. 2.1.2 методикою.

4.1.3. Визначення необхідної довжини анкерування.

Проаналізувавши графіки залежностей зміщення торця арматури δ від напруження в її перерізі σ_s (див. рис. 3.30, 3.32а, 3.34) встановлено точки критичного зміщення для кожного типу арматури та довжини анкерування. Як виявилось, ці точки, для кожного типу арматури, розташовувалися на одній прямій (рис. 4.10), для яких були побудовані апроксимуючі криві за

лінійними функціями, що відображали залежності між напруженням в стержнях арматури та зміщенням ненавантаженого торця.

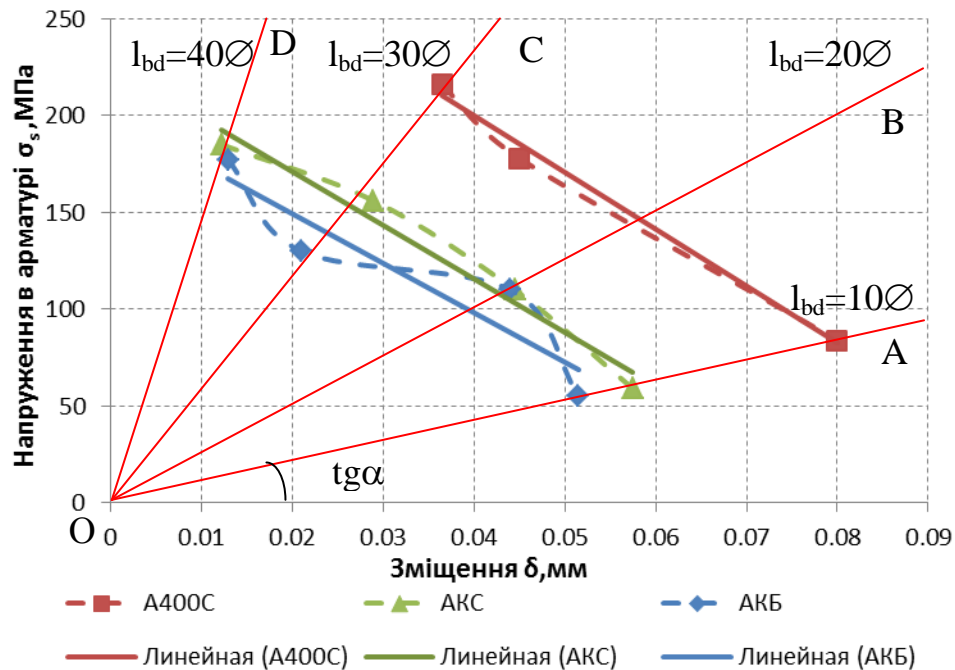


Рис. 4.10. Графік залежності зміщень ненавантажених торців кожного типу арматури від довжини анкерування та напруження в перерізі σ_s .

З рис. 4.10 також встановлено, що співвідношення σ_s/δ , за винятком зразка БМ-2, не залежно від типу арматури, були сталими для кожної довжини анкерування і знаходились на лінії OA при довжині анкерування $l_{bd}=10$ см, на лінії OB при довжині анкерування $l_{bd}=20$ см, OC при довжині анкерування $l_{bd}=30$ см та OD при довжині анкерування $l_{bd}=40$ см.

Експериментальні значення залежності між співвідношенням σ_s/δ та довжиною анкерування l_{bd} зображено на рис. 4.11. З цього графіка прослідковувалась експоненціальна функція кривої. Провівши математичний аналіз графіка на рис. 4.11, встановлено формулу для даної функції:

$$\frac{\sigma_s}{\delta} = 1050 \cdot \xi, \quad (4.6)$$

де ξ - коефіцієнт, що знаходився за формулою

$$\xi = 1.077^{(l_{bd}-4.56)} - 0.5. \quad (4.7)$$

Порівнявши експериментальні значення із теоретичними, встановлено достатню збіжність. Розходження графіків становило всього 4,6%.

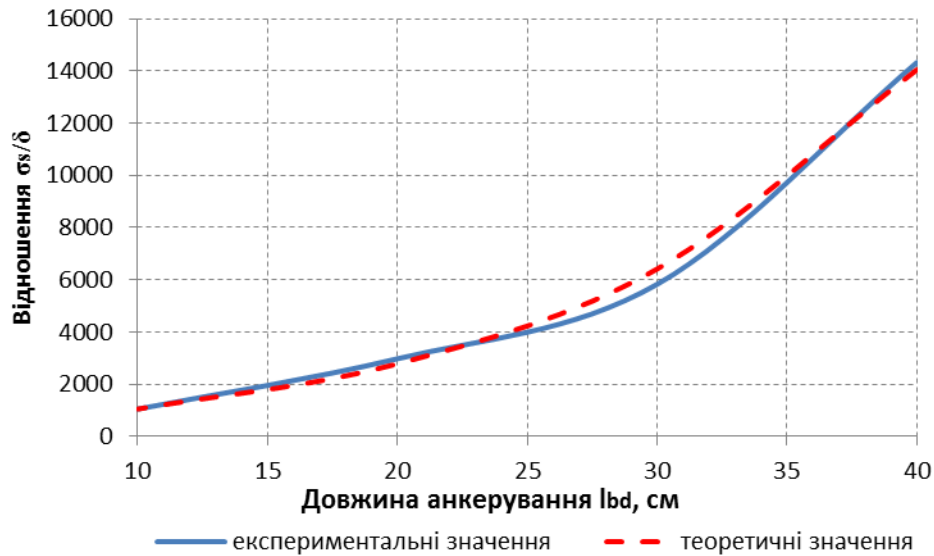


Рис. 4.11. Експериментальні значення залежності між співвідношенням σ_s/δ та довжиною анкерування l_{bd} і порівняння із теоретичними значеннями.

З формул (4.6) та (4.7) отримано рівняння

$$\frac{\sigma_s}{1050 \cdot \delta} = 1.077^{(l_{bd}-4.56)} - 0.5,$$

звідки виведено формулу для знаходження необхідної довжини анкерування в залежності від напруження в арматурі σ_s :

$$l_{bd} = 4,56 + \log_{1.077} \left(\frac{\sigma_s}{1050 \cdot \delta} + 0.5 \right). \quad (4.8)$$

Отже, для знаходження мінімальної довжини анкерування стержня арматури через епоксидний клей в деревині, необхідно використовувати наступну формулу, яка враховує напруження в арматурі σ_s та міцність деревини на сколювання $f_{v,k}$:

$$l_{bd} = \max \left\{ \begin{array}{l} 4,56 + \log_{1.077} \left(\frac{\sigma_s}{1050 \cdot \delta} + 0.5 \right) \\ \frac{\sigma_s \cdot d}{2f_{v,k}} \end{array} \right. \quad (4.9)$$

4.2. Аналіз результатів дослідження армованих дерев'яних балок.

Порівняння експериментальних несучих здатностей балок кожної серії ($F_{ex,fi}$) та співставлення їх з розрахунковим значенням, виходячи з граничної міцності ($F_{cr,f}$), зображено на рис. 4.12.

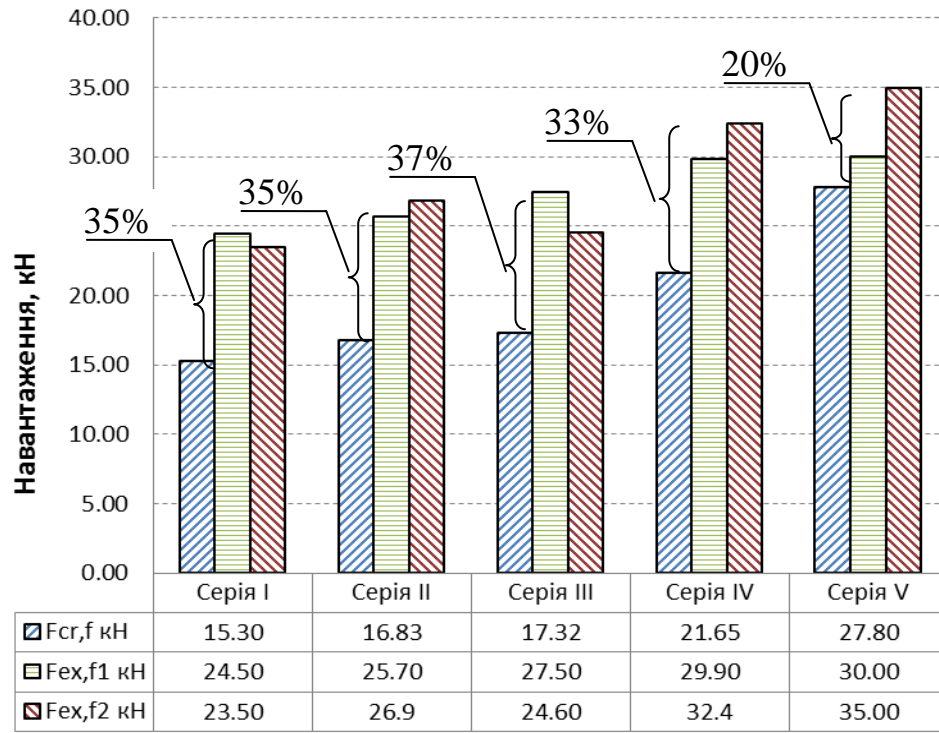


Рис. 4.12. Порівняння розрахункових та експериментальних несучих здатностей для балок серій I-V.

Як бачимо з діаграми, руйнівне навантаження $F_{ex,fi}$ перевищило розрахункове значення несучої здатності $F_{cr,f}$ у середньому на 35%. Винятком були балки серії V, запас міцності яких становив 7...20%, оскільки армування стержнями $\varnothing 16$ мм зумовлює значні дотичні напруження у клейових швах між двома нижніми дошками, що може призвести до їхнього руйнування.

За результатами експериментальних досліджень були визначені розрахункові та експериментальні коефіцієнти приросту несучої здатності балок за рахунок армування (рис. 4.13). Ці коефіцієнти знаходились за формулою (4.10) як відношення несучої здатності армованих балок до несучої здатності балок без армування, це давало можливість оцінити наскільки ефективним був кожен з прийнятих видів армування.

$$k_{II} = \frac{F_i}{F_I}, \quad (4.10)$$

де F_i – експериментальна або розрахункова несуча здатність балок серій II...V, F_I – експериментальна або розрахункова несуча здатність балок серії I.

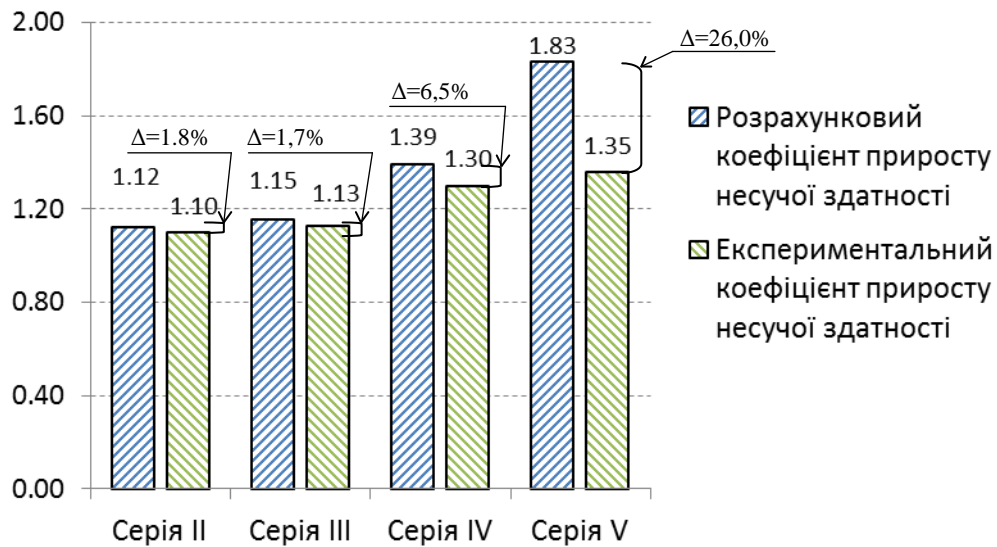


Рис. 4.13. Порівняння коефіцієнтів приросту несучої здатності випробуваних балок.

Як можна побачити з діаграми, розходження розрахункових та експериментальних значень приростів несучої здатності армованих балок серій I-IV знаходилося в межах до 7%. Це дає підстави стверджувати, що методика розрахунку несучої здатності армованих балок (п. 1.3) була вибрана правильно. Для балок серії V експериментальне значення було менше за розрахункове на 26%, що більше допустимого розходження на 15%.

Збільшення несучої здатності в дерев'яних балках за рахунок армування склопластиковою та базальтопластиковою арматурою становило 12% та 15% відповідно (див. рис. 4.13). Невеликий приріст несучої здатності балок армованих композитною арматурою зумовлено недостатнім зчепленням її з деревиною, про що свідчать аналізи результатів дослідження сумісної роботи деревини та арматури через епоксидний клей (п. 4.1).

Порівняння прогинів балок серій I-V та співставлення їх з розрахунковими значеннями зображено на рис. 4.14.

Як бачимо з графіків, розходження експериментальних і теоретичних прогинів балок серій I-V при відповідному розрахунковому навантаженні знаходилося в межах до 8%, що не перевищувало допустимого значення 15%. Це дає підстави стверджувати, що методика розрахунку прогинів армованих балок, яка описана в п. 2.2.1, була вибрана правильно.

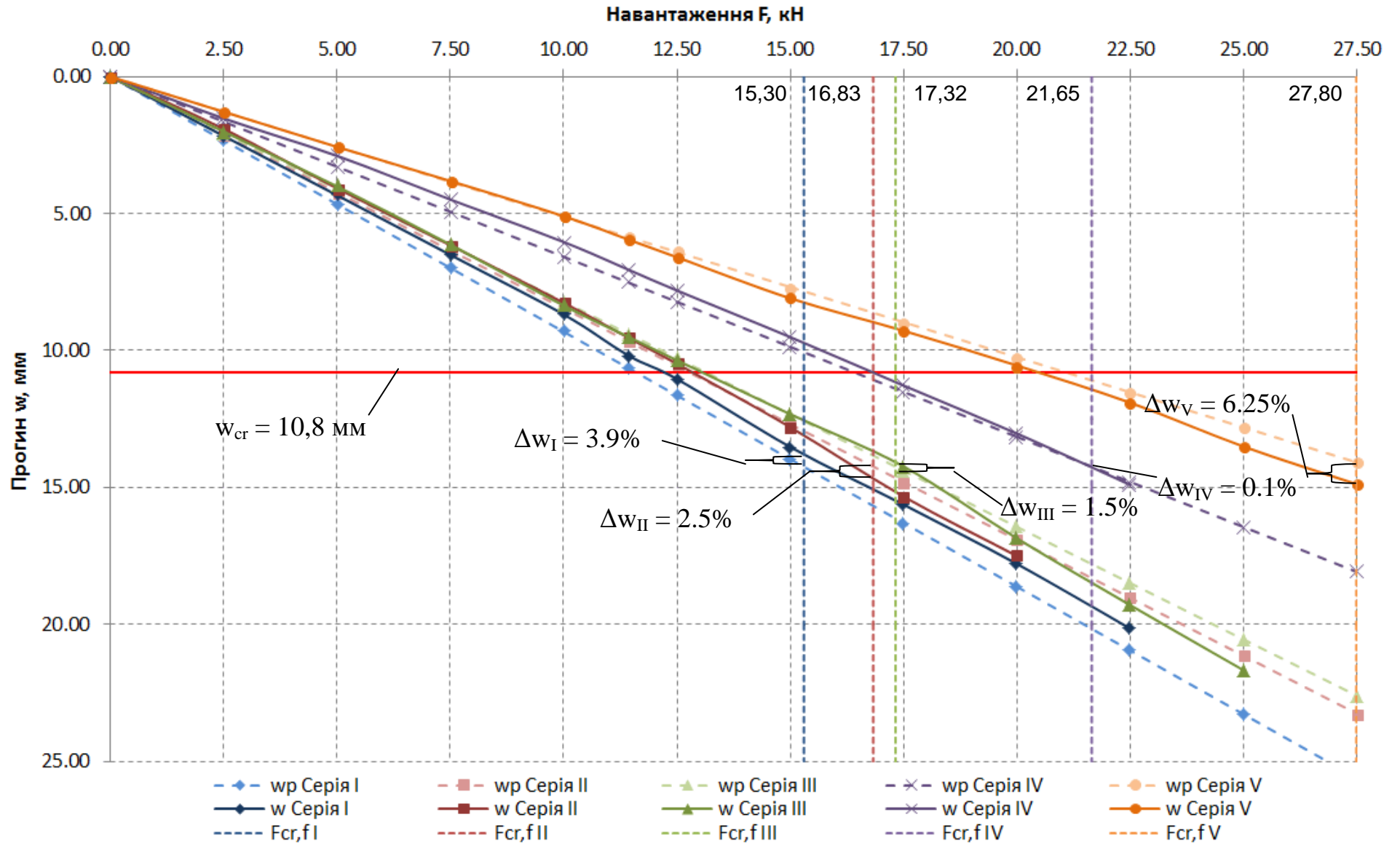


Рис. 4.14. Порівняння прогинів балок серій I-V.

За результатами експериментальних досліджень був визначений коефіцієнт зменшення прогину k_f армованих балок відносно неармованих (рис. 4.15) в момент навантаження балок силою $F = 15,3$ кН, що відповідала розрахунковій несучій здатності неармованих балок першої серії. Цей коефіцієнт вказував на відношення прогину армованих балок до прогину балок такого ж перерізу, але без армування.

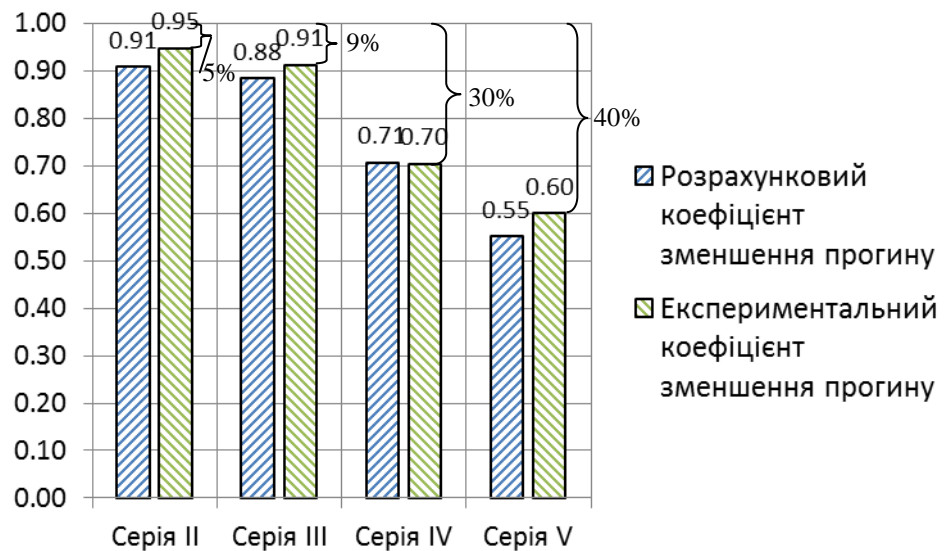


Рис. 4.15. Порівняння коефіцієнтів зменшення прогинів k_f балок серій I-V.

Як бачимо з наведеної вище діаграми, розрахунковий прогин балок, армованих склопластиковою та базальтопластиковою арматурою, зменшився порівняно з неармованими на 5% та 9% відповідно. Такий невеликий показник зумовлений низьким модулем пружності композитної арматури, а саме 5000 кН/см² та 7000 кН/см². Для порівняння, в балках армованих сталеву арматурою $\varnothing 10$ мм та $\varnothing 16$ мм, для якої модуль пружності становив 21000 кН/см², зменшення прогину становило 30% та 40%.

Для порівняння експериментальних та теоретичних значень прогинів балок було проведено розрахунки за допомогою ПК «ЛІРА». Загальна кількість кінцевих елементів по деревині становила 10640 ке, а по арматурі – 304 ке. Прийнято наступні характеристики матеріалів: модуль пружності деревини $E_d = 972$ кН/см², склопластикової арматури - $E_{АКС} = 5589$ кН/см², базальтопластикової арматури – $E_{АКБ} = 7037$ кН/см², сталеві арматури – $E_c = 21892$ кН/см². Ізополя переміщень балок та порівняння прогинів для

кожної серії балок показано на рис. 4.16 - 4.25 відповідно. Процент розходження розрахункових та експериментальних даних приймався в точці досягнення балками граничнодопустимого прогину (w_{cr}). Експериментальні значення прогинів балок бралися як середні значення прогинів обох балок кожної серії. Ізополя нормальних напружень в балках кожної серії представлено в додатку Є.

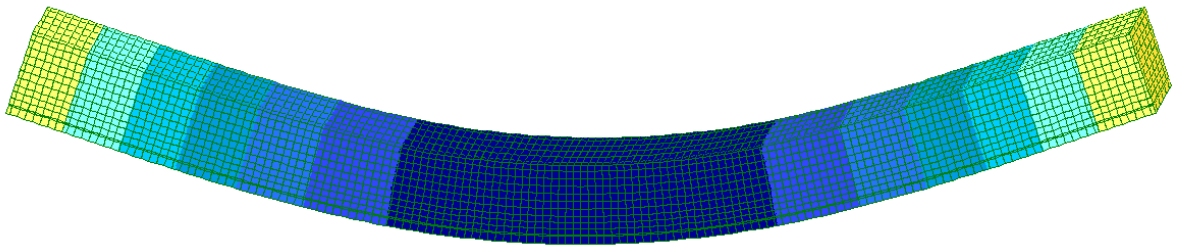


Рис. 4.16. Ізополя переміщень балок серії I, обчислені в ПК «ЛІРА».

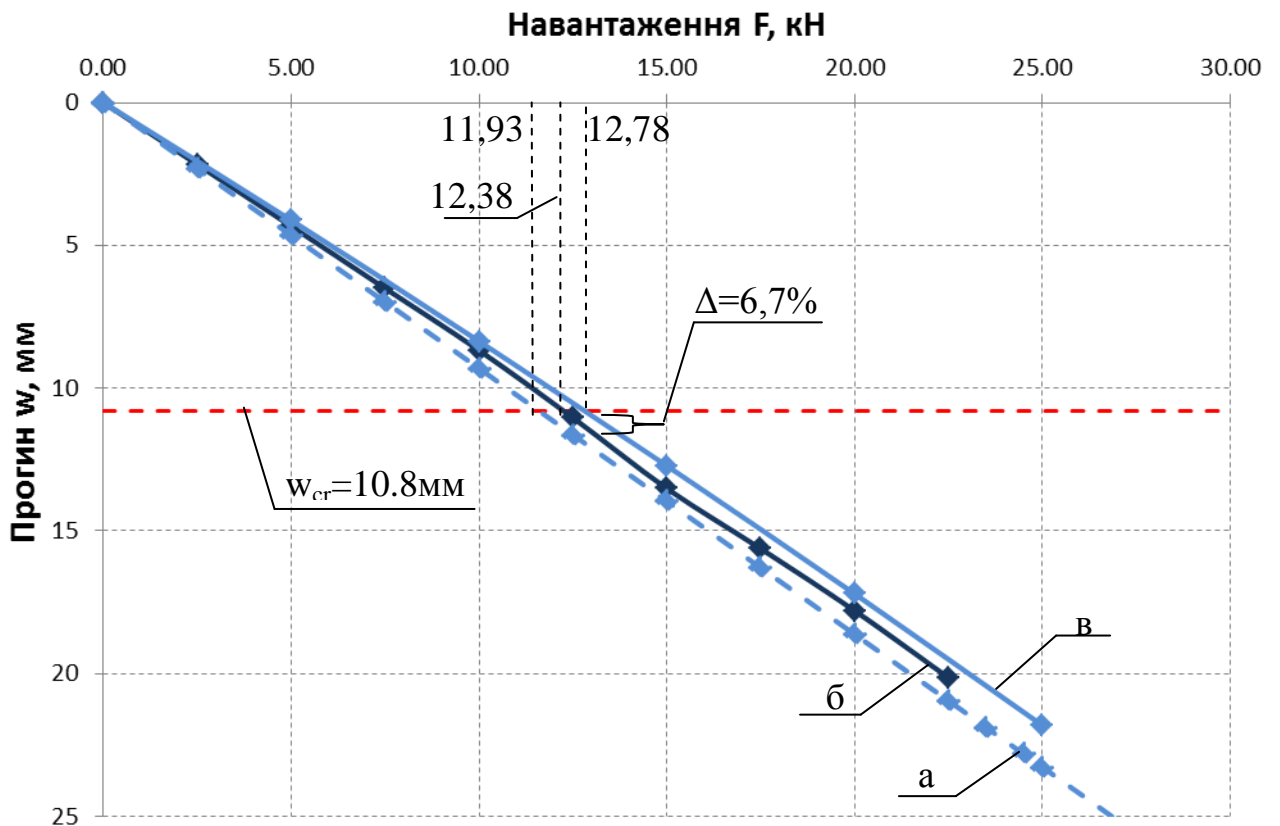


Рис. 4.17. Порівняння прогинів балок серії I: а) теоретичний; б) експериментальний, в) прогин, обчислений в ПК «ЛІРА».

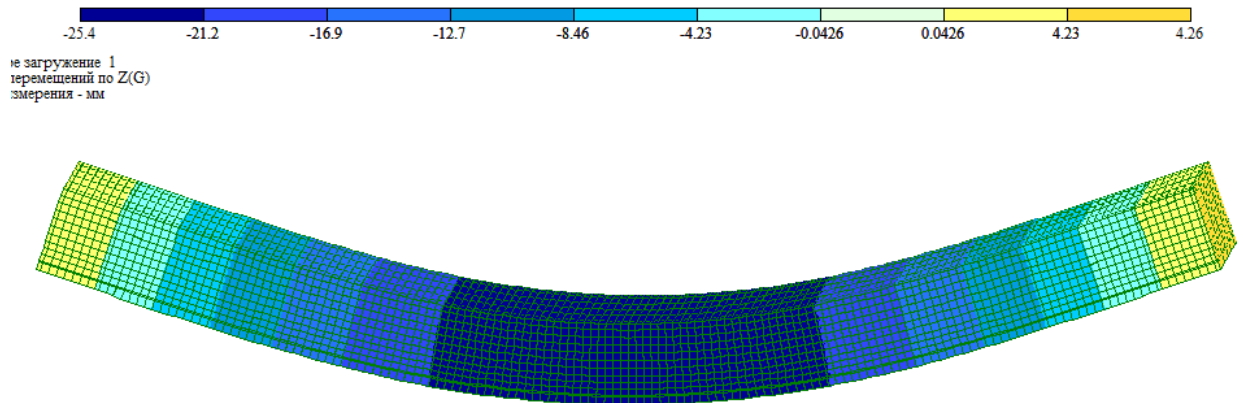


Рис. 4.18. Ізополя переміщень балки серії II, обчислені в ПК «ЛІРА».

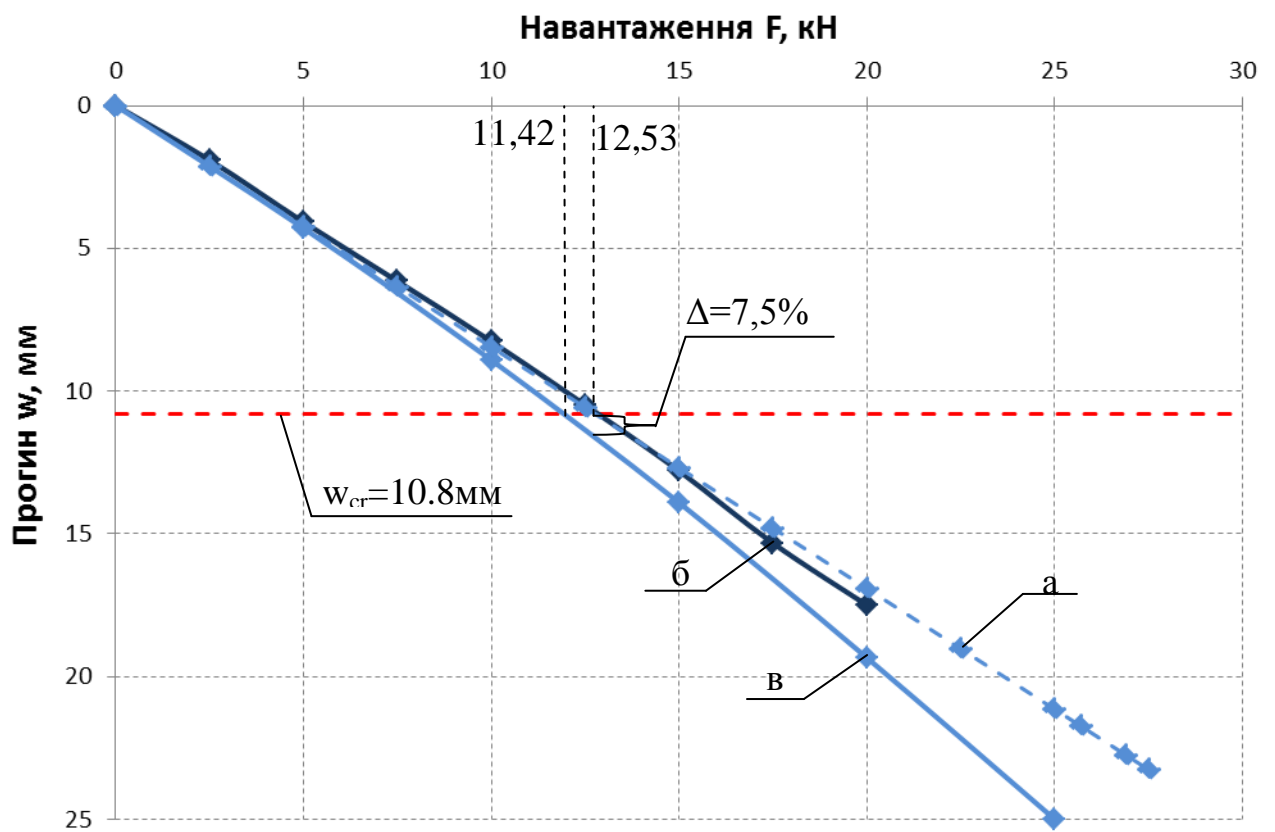


Рис. 4.19. Порівняння прогинів балок серії II: а) теоретичний; б) експериментальний, в) прогин, обчислений в ПК «ЛІРА».

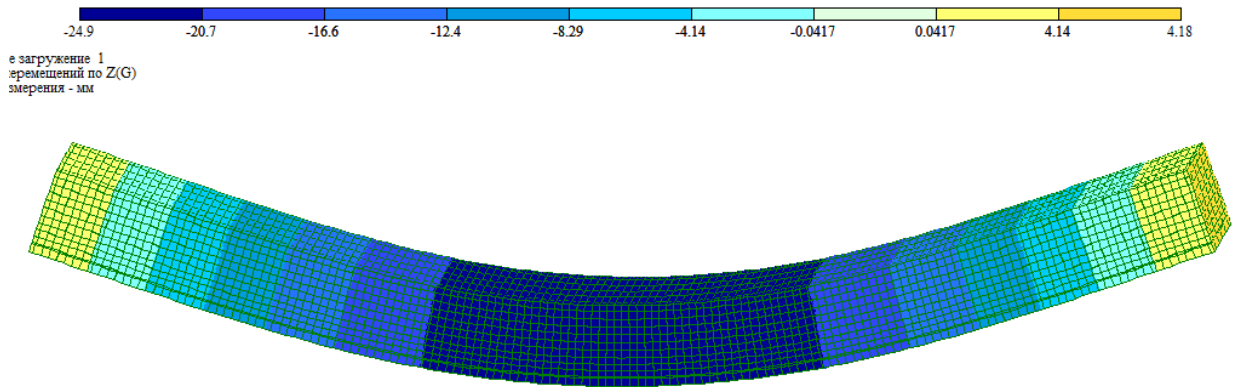


Рис. 4.20. Изополя перемещень балки серіі III, обчислені в ПК «ЛІРА».

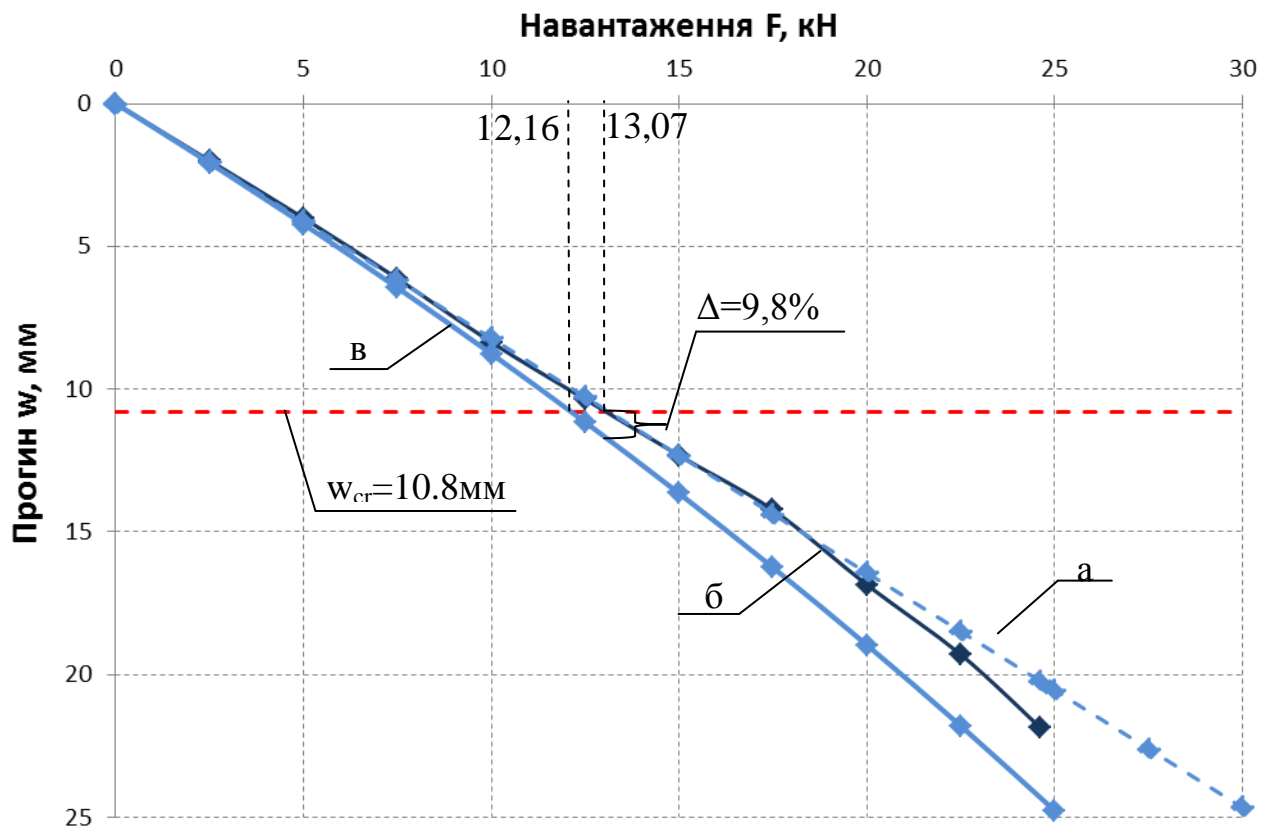


Рис. 4.21. Порівняння прогинів балок серіі III: а) теоретичний; б) експериментальний, в) прогин, обчислений в ПК «ЛІРА».

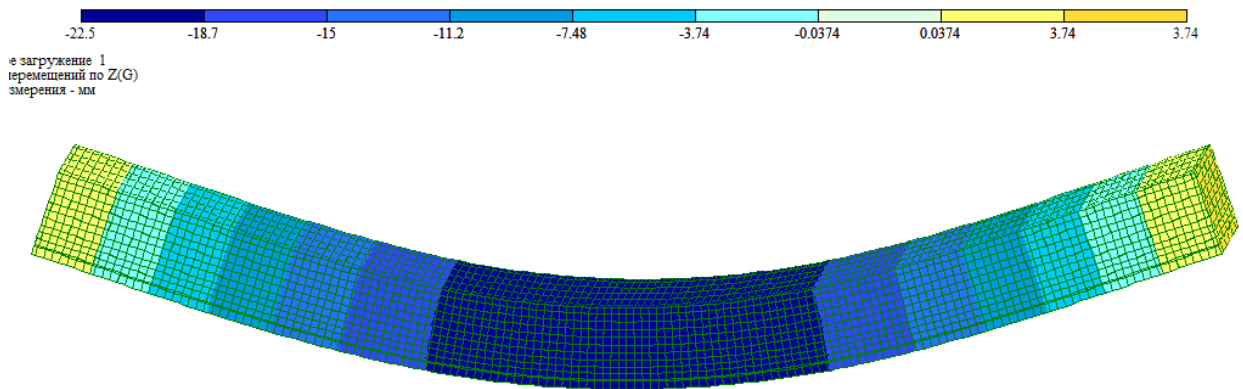


Рис. 4.22. Изополя перемещень балки серіі IV, обчислені в ПК «ЛІРА».

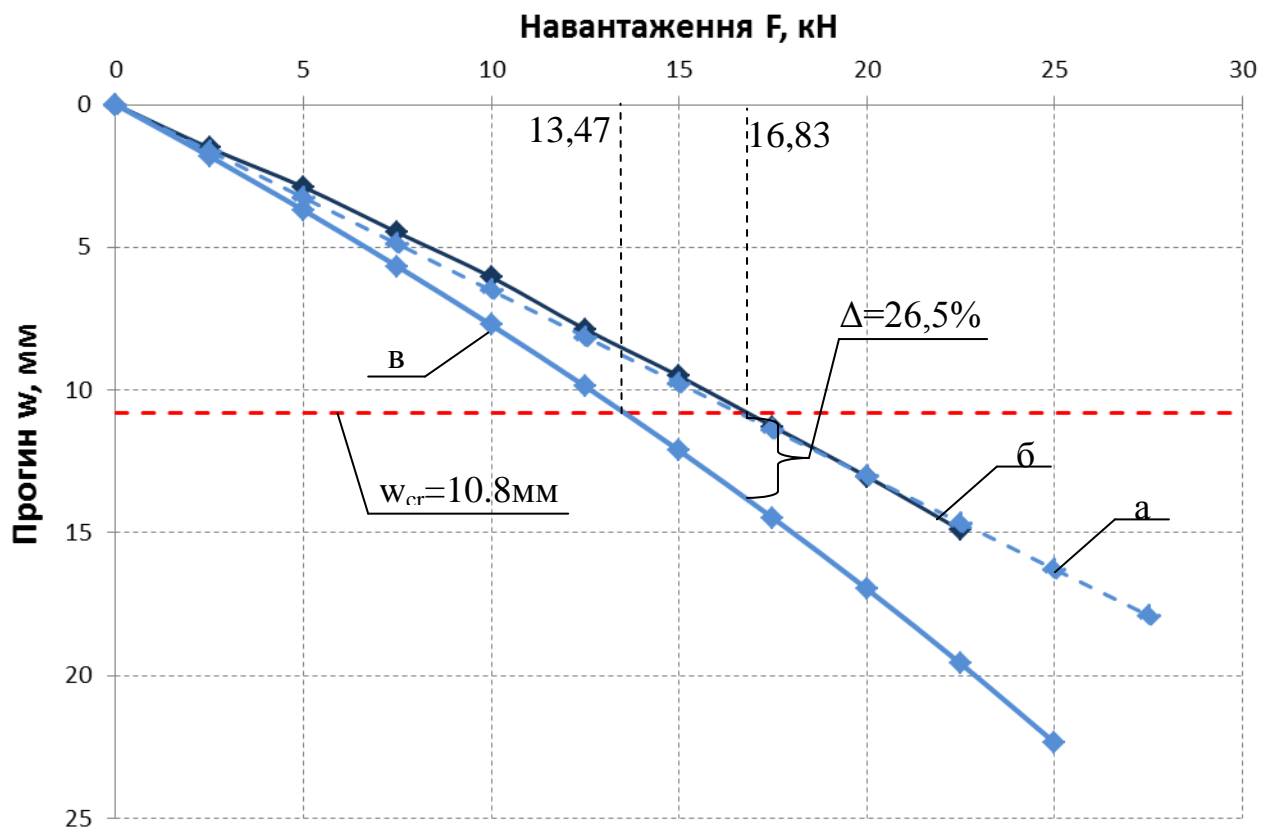


Рис. 4.23. Порівняння прогинів балок серіі IV: а) теоретичний;
б) експериментальний, в) прогин, обчислений в ПК «ЛІРА».

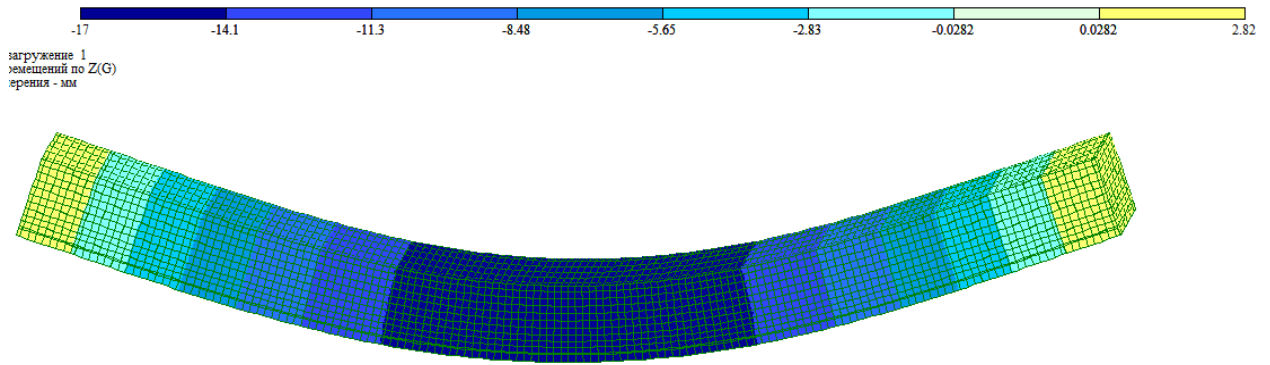


Рис. 4.24. Ізополя переміщень балки серії V, обчислені в ПК «ЛІРА».

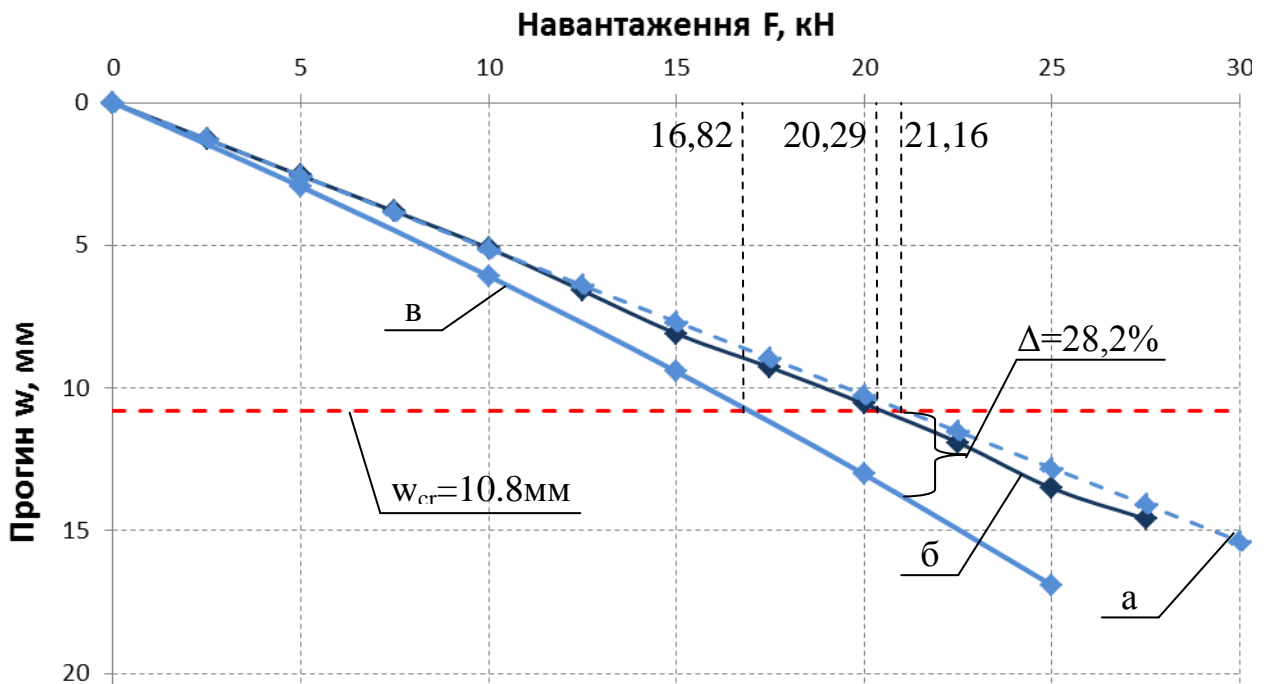


Рис. 4.25. Порівняння прогинів балок серії V: а) теоретичний; б) експериментальний, в) прогин, обчислений в ПК «ЛІРА».

Для балок серій I, II та III розрахунок прогинів у ПК «ЛІРА» показав задовільну збіжність із теоретичними та експериментальними значеннями прогинів для балок цих серій (див. рис. 4.17, 4.19, 4.21). Розбіжність значень в момент навантаження балок критичним розрахунковим навантаженням $F_{cr,w}$ за II групою граничних станів становила 6,7 – 9,8 % , що є допустимим. Прогини балок VI та V серій, обчислені в ПК «ЛІРА» (див. рис. 4.23, 4.25), значно перевищували значення експериментальних та теоретичних прогинів

для цих балок. Розбіжність значень в момент навантаження балок критичним розрахунковим навантаженням $F_{cr,w}$ становила 26,5% та 28,2% відповідно.

Проаналізувавши графіки прогинів балок VI та V серій, рекомендовано враховувати коефіцієнт k_w при обчисленні прогинів w за допомогою ПК «ЛПА» за наступною формулою

$$w = k_w \cdot w' \quad (4.11)$$

де w' – прогин балки армованої сталеву арматурою, обчислений за допомогою ПК «ЛПА», k_w – коефіцієнт зменшення прогину.

Коефіцієнт k_w для кожної серії балок визначався наступним чином. Було побудовано кілька графіків прогину балки, обчислених за допомогою ПК «ЛПА», із врахуванням різних значень коефіцієнта k_w (в межах від 0,5 до 1,0). Для кожного графіка прогину будувалася апроксимуюча пряма і визначалася її величина достовірності апроксимації R^2 відносно розрахункового прогину армованої балки. Найбільше значення величини достовірності апроксимації R^2 відповідало дійсному значенню коефіцієнта k_w (рис. 4.26).

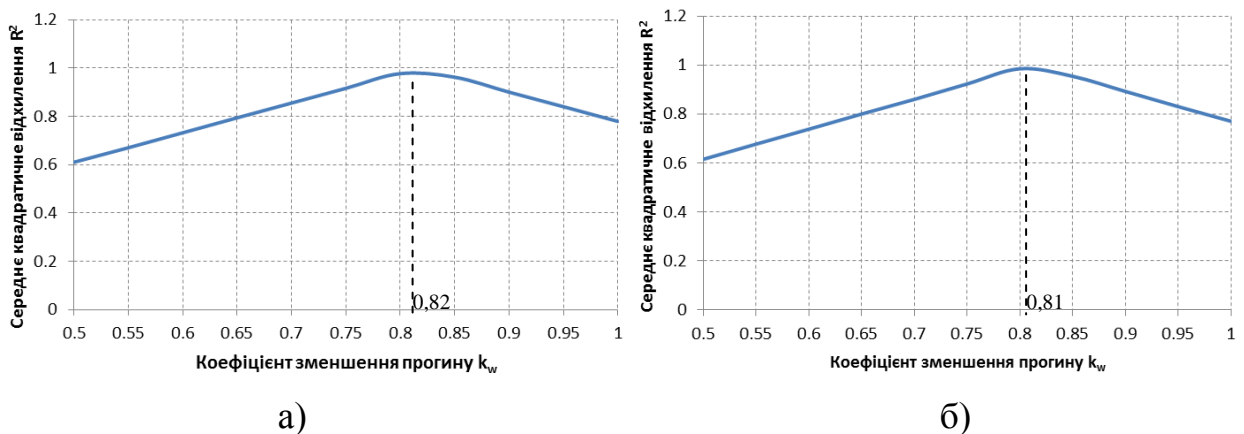


Рис. 4.26. Визначення коефіцієнта зменшення прогину k_w для балок армованих сталеву арматурою

а) серія IV - Ø 10мм; б) серія V - Ø 16мм.

При значенні коефіцієнта $k_w = 0,82$ для балок серії IV зі стержнями арматури Ø10мм розбіжність отриманих даних з теоретичними, при досягненні граничного розрахункового прогину, становила 0,2% (рис. 4.27,а).

Для балок серії V зі стержнями арматури $\varnothing 16\text{мм}$, при значенні коефіцієнта $k_w = 0,81$ розбіжність становила 0,3% (рис. 4.27,б).

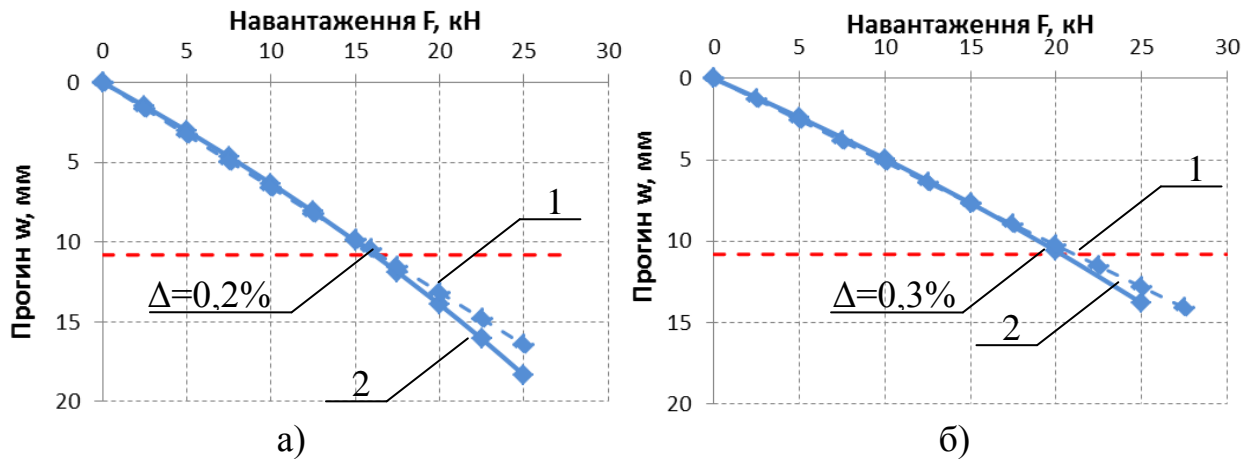


Рис. 4.27. Порівняння прогинів балок, обчислених теоретично (1) та в ПК

«ЛІРА» (2) з врахуванням коефіцієнта k_w :

а) серія IV; б) серія V.

Також було проведено розрахунки порівняння прогинів, обчислених теоретично та з допомогою ПК «ЛІРА», для дощатоклеєних балок з арматурою $\varnothing 6, 8, 14$ та 20 мм. Для кожного діаметру арматури встановлено коефіцієнт зменшення прогину k_w (табл. 4.1).

Таблиця 4.1.

Визначення коефіцієнта зменшення прогину k_w для різних діаметрів арматури при обчисленні прогинів у ПК «ЛІРА».

№ п/п	Діаметр арматури, мм	Коефіцієнт зменшення прогину k_w	Загальний коефіцієнт зменшення прогину k_w	Похибка %
1	6	0,864	0,82	5,0
2	8	0,843		2,7
3	10	0,82		0,1
4	14	0,791		3,6
5	16	0,812		0,9
6	20	0,792		3,5

Розходження графіків прогинів, визначених теоретично і з допомогою ПК «ЛІРА», знаходились в межах 0,1-5,0 %. Це дало підстави рекомендувати використання коефіцієнта зменшення прогину $k_w = 0,82$ при розрахунку у ПК «ЛІРА» прогинів для балок армованих сталевую арматурою. Для балок з композитною арматурою коефіцієнт зменшення прогину $k_w = 1,0$.

4.3. Розрахунок нормальних напружень в арматурі згинаних дощатоклесіних балок.

Для визначення напружень в стержнях арматури балок було побудовано розрахункову епюру нормальних напружень в перерізі балок (рис. 4.28).

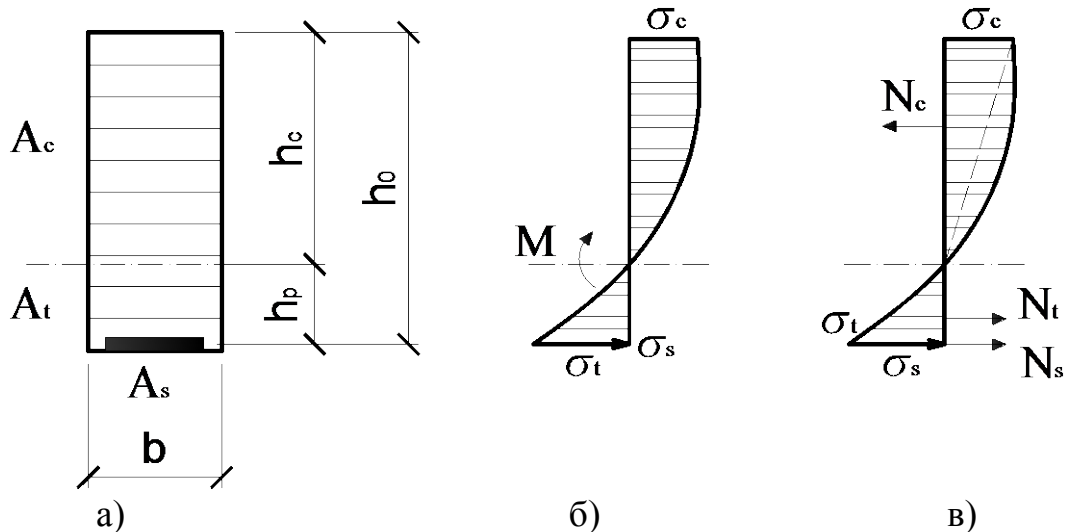


Рис. 4.28. Розподіл нормальних напружень σ по висоті поперечного перерізу згинаної армованої балки: а) схема перерізу; б) епюра нормальних напружень при дії моменту; в) схема зусиль в арматурі, стиснутій та розтягнутій зонах балки.

Напруження в арматурі знаходилося з умови рівноваги:

$$N_c = N_t + N_s. \quad (4.12)$$

Оскільки $N = \sigma \cdot A$ то рівняння (4.12) набувало вигляду

$$\sigma_c \cdot A_c \cdot \chi_c - \sigma_t \cdot A_t \cdot \chi_t = \sigma_s \cdot A_s, \quad (4.13)$$

де χ - коефіцієнт, що враховував окреслення епюри. Для епюри прямокутної форми $\chi = 1$, так як напруження були розподілені рівномірно по всій площі перерізу; для трикутної - $\chi_t = 0,5$, оскільки з одного краю напруження досягали значення σ , а з протилежного вони були рівні нулю; для епюри нормальних напружень стиснутої зони $\chi_c = \frac{2}{3} = 0,67$, оскільки епюра напружень мала опуклу трикутну форму (див. рис. 4.28,в).

Підставивши в рівняння (4.13) значення нормальних напружень на крайніх гранях стиснутої та розтягнутої зон, і врахувавши зниження нейтральної осі балки, знаходили значення напруження в арматурних стержнях σ_s . Порівняння експериментальних значень напруження в стержнях арматури, визначених згідно п. 2.2.1, із значеннями, обчисленими теоретично по формулі (4.13), наведено на рис. 4.29 – 4.32.

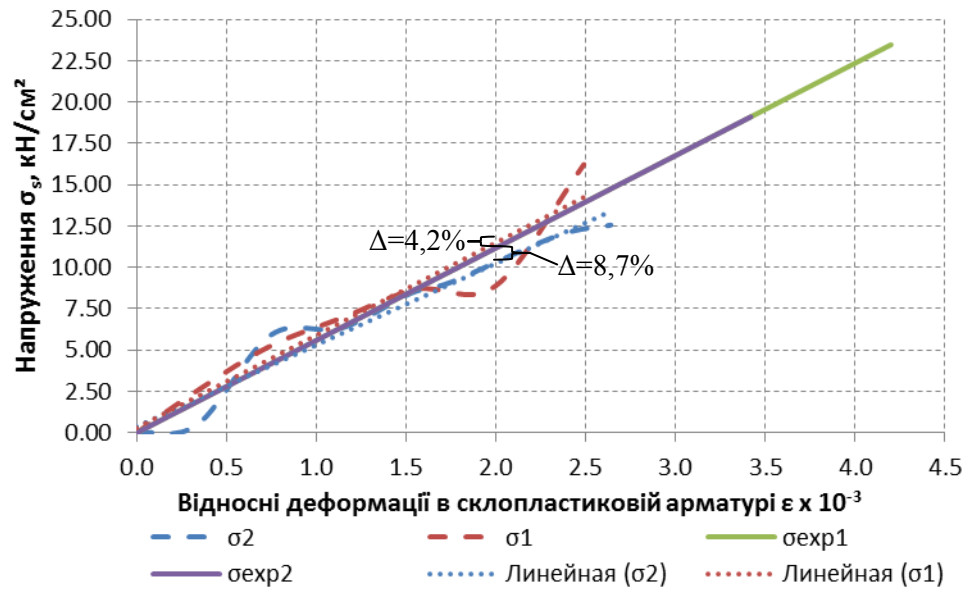


Рис. 4.29. Залежність відносних деформацій ϵ склопластикової арматури від напруження σ_s у балках серії II.

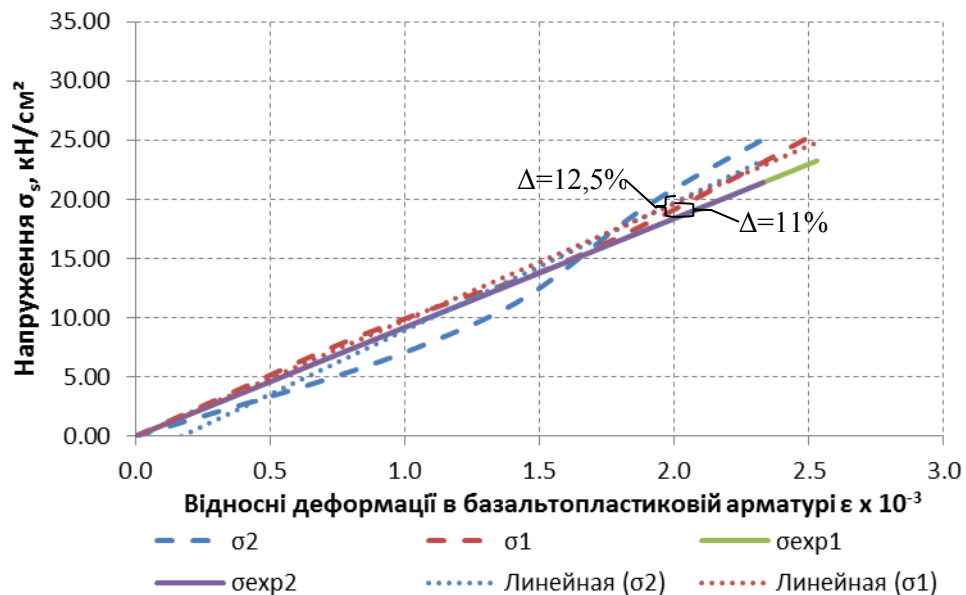


Рис. 4.30. Залежність відносних деформацій ϵ базальтопластикової арматури від напруження σ_s у балках серії III.

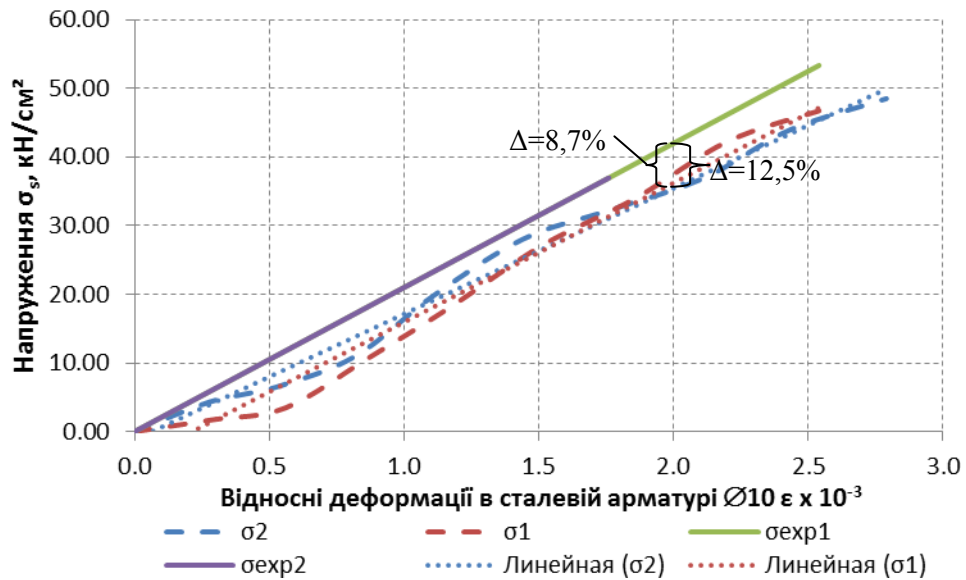


Рис. 4.31. Залежність відносних деформацій ϵ сталевій арматурі $\text{Ø}10$ мм від напруження σ_s у балках серії IV.

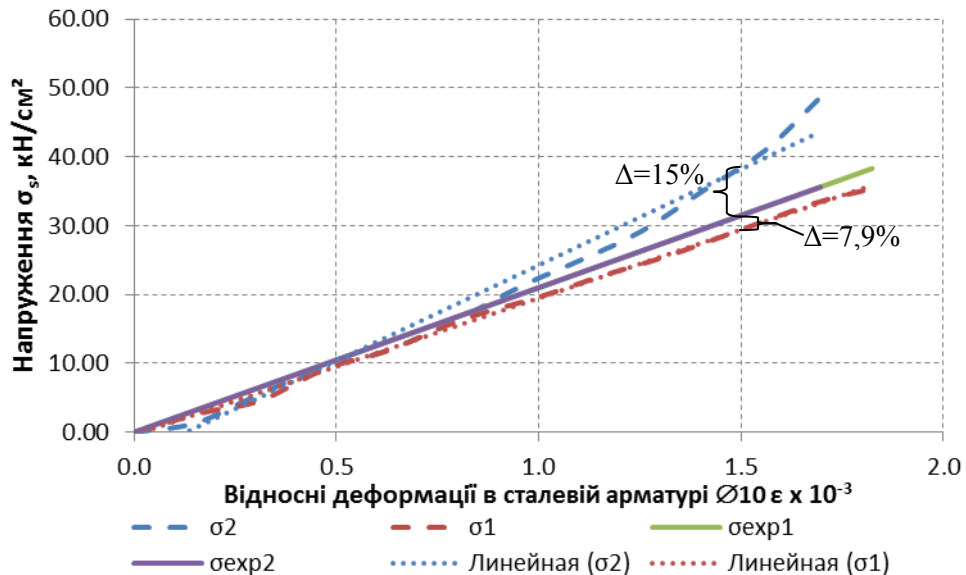


Рис. 4.32. Залежність відносних деформацій ϵ сталевій арматурі $\text{Ø}16$ мм від напруження σ_s у балках серії V.

Побудовані апроксимуючі криві лінійних функцій для теоретичних значень напружень показали достатню збіжність із експериментальними значеннями. Розходження даних знаходились в межах 4,2...15,0 %. З графіків видно, що граничних напружень арматури, при яких відбувалось руйнування зчеплення з деревиною, на момент зняття приладів досягнуто не було. Це свідчить про достатню довжину анкерування стержнів арматури в деревині клеєних балок.

4.4. Порівняння економічної ефективності армування дерев'яних конструкцій різними видами арматури.

Науково-технічний прогрес в розробці нових технічних рішень, пов'язаних із армуванням дерев'яних конструкцій, забезпечує ефективніші та більш економічні конструктивні рішення в порівнянні з аналогічними існуючими, та зменшує вартість і терміни будівництва.

Мета досліджень та вихідні дані для розрахунку.

Метою техніко-економічного розрахунку є:

- визначення показника економічної ефективності армування дерев'яних конструкцій;
- порівняння показника економічної ефективності для різних типів армування дерев'яних балок: базальтопластиковою, склопластиковою та сталеву арматурою;
- визначення напрямків економічно-доцільного використання склопластикової та базальтопластикової арматури в дерев'яних конструкціях.

Вихідними даними для порівняння економічної ефективності армування були ціни на матеріали та сировину і динаміка їх зміни. Вартість матеріалів взято станом на 27 травня 2010 року (рис. 4.33). Основними затратами на виробництво армованих клеєних дерев'яних конструкцій були витрати на виготовлення клеєного бруса. Прийmemo їх однаковими для армованих та неармованих балок і рівними відпускній вартості конструкційного бруса на підприємстві $V_{к.б.}=6500\text{грн/м}^3$. До додаткових витрат належали: вартість арматури (V_a , грн/м), епоксидного клею (V_k , грн/мл) та затрати на виконання робіт по армуванню конструкцій (V_p , грн). В дослідних зразках використовувалася композитна та сталева арматура $\varnothing 10$ мм та сталева арматура $\varnothing 16$ мм.

При плануванні виробництва армованих дерев'яних конструкцій слід враховувати динаміку зміни вартості на композитну та сталеву арматуру. В Україні виробництво композитної арматури розпочалося не так давно, тому на сьогодні її вартість є високою в порівнянні зі сталеву. Для прикладу, в США композитна арматура є дешевшою за сталеву. Протягом останніх років спостерігалася негативна динаміка зміни вартості на сталеву арматуру [52]. Так, за період з листопада 2006 по листопад 2010 вона зросла на 80%.

Вартість основних та додаткових матеріалів, які були використані для виготовлення армованих клеєних дерев'яних балок наведені в табл. 4.2.

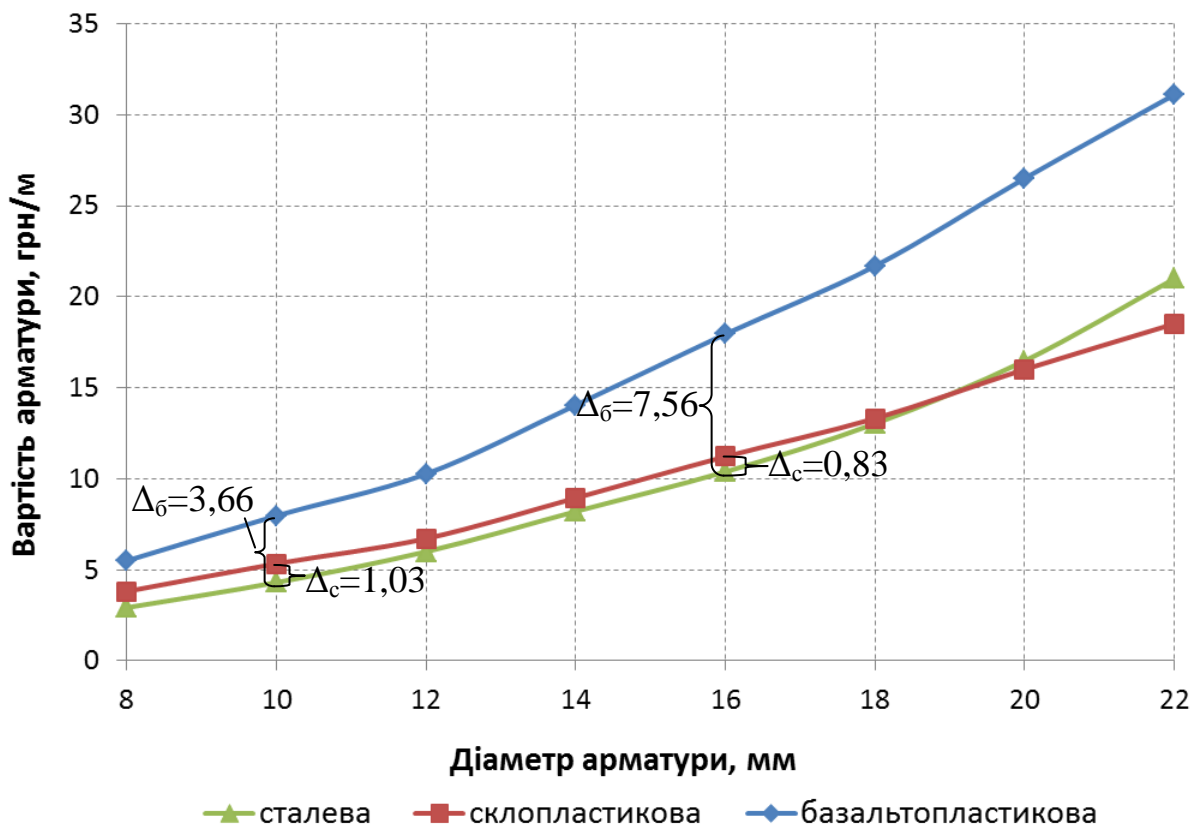


Рис. 4.33. Залежність вартості арматури (1 мп) станом на 27 травня 2010 р від її діаметру для різних типів арматури.

Таблиця 4.2.

Вартість основних та додаткових матеріалів.

Назва матеріалу	Клеєний брус, грн/м ³	Арматура				Епоксидний клей, грн/л	Трудо-ресурси, грн/люд·год
		Скло-пластикова Ø 10мм, грн/м	Базальто-пластикова Ø 10мм, грн/м	Сталева Ø 10мм, грн/м	Сталева Ø 16мм, грн/м		
Вартість	6500	5,34	7,97	4,31	10,39	32,6	18,5

Затрати основних та додаткових матеріалів на виготовлення однієї балки (розміри та армування відповідно до п. 2.1, табл. 2.1) наведені в табл. 4.3.

Таблиця 4.3.

Затрати основних та додаткових матеріалів

Серія	Клеєний брус, м ³	Арматура, м	Епоксидний клей, л	Трудозатрати, люд/год
II,III,IV	0.0567	2.7	0.187	0,3*
V	0.0567	2.7	0.288	0,48*

*дані отримані при виготовленні дослідних балок.

Методика розрахунку техніко-економічних показників.

Для оцінки економічної привабливості армування дерев'яних конструкцій, введемо показник економічної ефективності $k_{e.e.}$. Він визначався як відношення приросту несучої здатності армованих балок до приросту вартості їх виробництва.

$$k_{e.e.} = \frac{\Delta F}{\Delta B}; \quad (4.14)$$

де ΔF – приріст несучої здатності кожної серії армованих балок відносно I серії неармованих балок. Визначався для кожного виду армування, $i = (II, III, VI, V)$:

$$\Delta F_i = \frac{F_i - F_I}{F_I} \cdot 100, \%; \quad (4.15)$$

ΔB – приріст вартості кожної серії балок. Розраховується як відношення додаткових витрат на армування до основних витрат, та визначався для кожного виду армування, $i = (II, III, VI, V)$:

$$\Delta B_i = \frac{B_{i,a}}{B_0} \cdot 100, \% ; \quad (4.16)$$

$$B_0 = B_a \cdot O_a + B_k \cdot O_k + B_p \cdot T_z, \text{ грн}; \quad (4.17)$$

де $B_{i,a}$ - додаткові витрати на армування балки, B_0 - основні витрати,

B_a, B_k, B_p - вартість арматури, клею та робіт по армуванню балки,

O_a, O_k - кількість арматури та епоксидного клею, T_z - трудозатрати на армування балки.

Розрахункові величини приростів несучої здатності та вартості виробництва балок, а також показники економічної ефективності наведені в табл. 4.4.

На графіку (рис. 4.34) зображено прирости несучої здатності та вартості виробництва балок для різного типу армування. На рис. 4.35 показано рівень показника економічної ефективності для II-V серій балок.

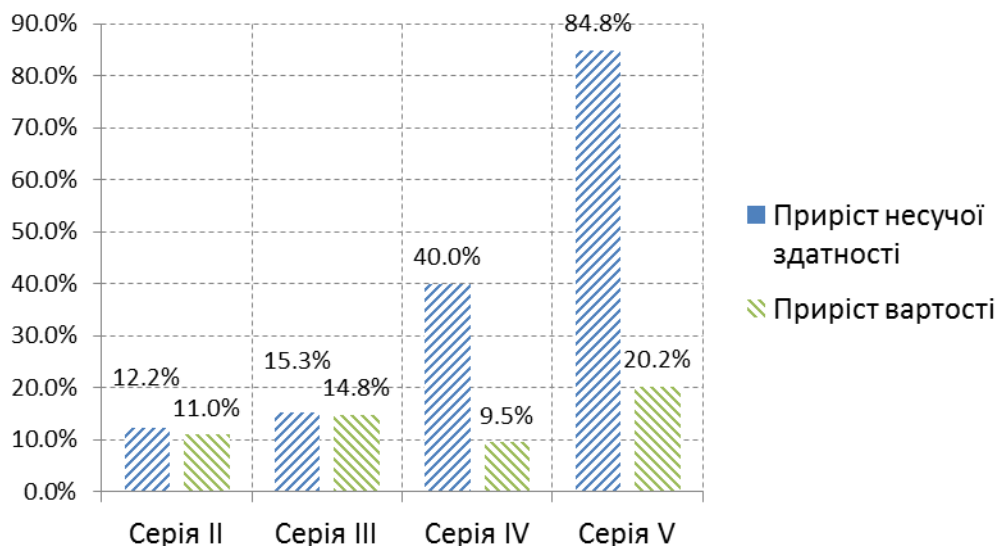


Рис. 4.34. Прирости несучої здатності та вартості виробництва балок.

Таблиця 4.4.

Розрахункові величини приростів несучої здатності та вартості виробництва балок.

Серія балок	Несуча здатність $F_{розр}$, кН	Приріст несучої здатності ΔF_i , %	Витрати на виготовлення балки					Приріст вартості ΔB_i , %	Показник економічної ефективності $k_{e.e.}$
			Основні B_0 , грн	додаткові					
				арматура $B_a \cdot O_a$, грн	клей $B_k \cdot O_k$, грн	робота $B_p \cdot T_z$, грн	$\Sigma B_{i,a}$, грн		
I	15,3	0.0%	368.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0%	-
II	16,83	12,2%	368.55	28.84	6.08	5.55	40.47	11.0%	1.11
III	17,32	15,3%	368.55	43.04	6.08	5.55	54.67	14.8%	1.03
IV	21,65	40.0%	368.55	23.27	6.08	5.55	34.91	9.5%	4.22
V	27,8	84,8%	368.55	56.11	9.40	8.88	74.39	20.2%	4.20

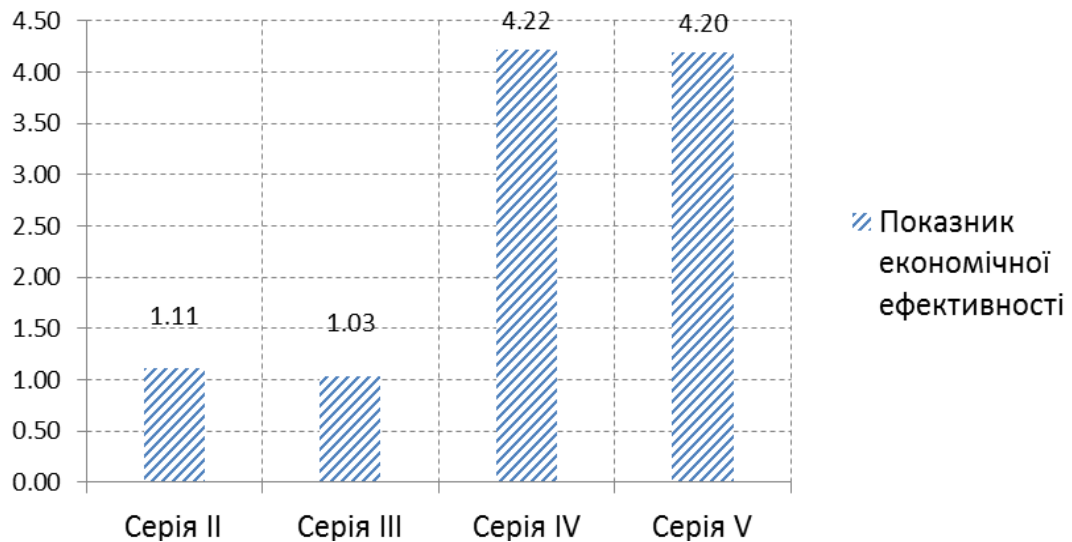


Рис. 4.35. Показник економічної ефективності армування балок.

Проведений аналіз розрахункових показників економічної ефективності дав змогу стверджувати про доцільність використання склопластикової та базальтопластикової арматури в дерев'яних конструкціях, яка збільшує їх ефективність у порівнянні з неармованими дерев'яними балками в 1,03...1,11 рази.

Можна стверджувати, що після вжиття заходів зі зміни рифленості поверхні композитної арматури, або ж встановлення додаткових анкерних пристроїв типу ЦЗМ-1, економічний ефект від армування балок склопластиковою та базальтопластиковою арматурами буде зростати. В той же час економічний ефект від армування сталевую арматурою є вищий і складає 4,20-4,22 рази.

Враховуючи те, що сталевая арматура у вологому середовищі дерев'яних балок, в яких вологість може досягати 12%, буде піддаватись корозії [33], використання композитної арматури є набагато ефективнішим і необхідним. Це збільшить термін експлуатації таких конструкцій, а також дозволить використовувати їх у спорудах з вимогами до радіопрозорості та безперешкодної електромагнітної проникності.

4.5. Рекомендації з проектування балочних згинаних армованих дощатоклесіних конструкцій з композитною арматурою та їх впровадження.

Виготовлення балочних згинаних армованих дощатоклесіних конструкцій з композитною арматурою.

При виготовленні дощатоклесіних елементів армованих композитною арматурою, рекомендовано дотримуватись наступних положень:

- для ефективнішого вклеювання арматури в пази використовувати епоксидний клей із співвідношенням смола/наповнювач як 1/ 3;
- для запобігання змішування епоксидного клею з поліуретановим необхідно склеювати армовану дошку з пакетом інших дошок після повного висихання епоксидного клею, перед цим необхідно зашліфувати поверхню дошки зі сторони вкладання арматури;
- з умов збереження цілісності деревини під час пресування пакету дошок, максимальна глибина пазу під арматуру повинна бути менша за половину товщини дошки;
- не рекомендовано вклеювати арматурні стержні в крайні дошки пакету балки, доцільніше вклеювати їх в передостанні дошки;
- для збереження проектного розміщення арматури по висоті та ширині перерізу елемента, а також для отримання проектних розмірів балок необхідно контролювати глибину ножів гемблювального верстату;
- для виготовлення армованих балок використовувати деревину I сорту.

Розрахунок балочних згинаних армованих дощатоклесіних конструкцій з композитною арматурою.

Оскільки розходження розрахункових та експериментальних значень приростів несучої здатності балок армованих композитною арматурою знаходилося в межах 7%, то це дає підстави стверджувати, що існуюча методика розрахунку несучої здатності балок армованих сталевую арматурою, яка описана в п. 2.2.1, може використовуватись для розрахунку елементів зі склопластиковою та базальтовою арматурою. Узагальнена блок-

схема розрахунку армування згинаних дерев'яних елементів наведена на рис. 1.25. Текст програми для розрахунку армування згинаних дерев'яних елементів написано в середовищі Microsoft Visual Basic [159] та наведено в додатку Д.

При розрахунку дощатоклеєних балок армованих сталеву арматурою в ПК «ЛІРА» рекомендовано використовувати коефіцієнт зменшення прогину $k_w = 0,82$. Для балок з композитною арматурою коефіцієнт зменшення прогину $k_w = 1,0$.

Впровадження результатів дисертаційного дослідження.

Рекомендації щодо розрахунку та виготовлення дощатоклеєних армованих балок були використані проектною групою ТМ ПГ «БудТім» при проектуванні несучих балок Бм-1 прольотом 10 м, дерев'яних балконів на відм. +2,550 в проекті 50-15 «Будівництво релігійною громадою УГКЦ парафії Пресвятої Трійці у Сихівському р-ні церкви Свмч. Андрія Ішака по вул. Садибній 1а у м. Львові.

Результати дисертаційного дослідження впроваджені підприємством ПП «КБ Конструктив» при проектуванні перекриття під час реставрації та перепланування під магазин одягу з відновленням офіцин будинку на проспекті Свободи 21. В результаті заміни дерев'яних балок суцільного перерізу на серійні балки БС-1 підвищено надійність елементів перекриття, зменшено витрати деревини, а відповідно отримано економічний ефект в розмірі $1,17 \text{ м}^3$ деревини на 100 м^2 перекриття будинку.

Також дисертаційне дослідження дощатоклеєних балок армованих склопластиковою та базальтовою арматурою використано при викладанні дисциплін «Конструкції з дерева та пластмас» (згідно освітньо-професійної програми підготовки бакалаврів за напрямом 6.060101 галузі знань 0601 «Будівництво та архітектура») та «Проектування конструкцій з дерева та пластмас» (згідно освітньо-професійної програми підготовки магістрів за напрямом 8.06010101 галузі знань 0601 «Будівництво та архітектура»).

4.6. Висновки по розділу 4.

1. Проаналізувавши дані експериментальних досліджень зчеплення арматури з деревиною через епоксидний клей, встановлено значне недовикористання міцнісних характеристик композитної арматури, зумовлене її великою міцністю, деформативністю в порівнянні зі сталевією арматурою. Для повного використання міцності склопластикової та базальтопластикової арматури необхідно використовувати додаткові анкерні заходи, такі як механічні анкери типу ЦЗМ-1 або ж збільшення рифленості поверхні композитної арматури та надійним кріпленням цих рифів до тіла арматури.

2. Приріст несучої здатності в балках армованих склопластиковою та базальтопластиковою арматурою становив 12% та 15% відповідно до балок такого ж перерізу без армування. Такий невисокий приріст несучої здатності зумовлений недовикористанням міцнісних характеристик композитної арматури за рахунок її недостатнього зчеплення з деревиною. Для ефективнішого використання армованих дощатоклеєних згинаних елементів необхідно застосовувати додаткове анкерування.

3. Рекомендовано використовувати коефіцієнт зменшення прогинів $k_w = 0,82$ для розрахунку дерев'яних балок армованих сталевією арматурою за допомогою ПК «ЛІРА», що дає розходження з експериментальними даними прогинів до 5%.

4. Тенденція збільшення вартості сталевієї арматури, а також неможливість використання її в конструкціях споруд з агресивним середовищем або специфікою умов роботи технологічного обладнання, яке пов'язано із забезпеченням радіопрозорості, безперешкодного доступу електромагнітних хвиль та ін., сприяє ширшому застосуванню армованих дощатоклеєних конструкцій із неметалевою композитною арматурою в будівництві.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

В результаті досліджень спільної роботи сталеві та композитної арматури з деревиною, а також армованих ними дощатоклеєних згинаних балок можна зробити наступні висновки:

1. Розроблено та реалізовано методику експериментального дослідження міцності зчеплення сталеві та композитної арматури з дощатоклеєною деревиною та розроблені рекомендації із забезпечення спільної роботи з деревиною.

2. Розроблено та запатентовано спеціальний цангово-затискний пристрій ЦЗМ-1 для анкерування композитної арматури, за допомогою якого отримано результати випробування композитної арматури на розтяг та експериментальні дані її фізико-механічних характеристик.

3. Вперше розроблено методику визначення фізико-механічних властивостей деревини неруйнівним методом за допомогою спеціально сконструйованого пристрою ДБ-1, який працює за принципом заміру зусилля висмикування гвинта (шурупа) з деревини.

4. Розроблено методику і обладнання для експериментальних досліджень міцності та деформативності дощатоклеєних балок армованих склопластиковою і базальтопластиковою арматурою, досліджено характер сумісної роботи такої арматури та деревини в балках та їх напружено-деформований стан. За результатами проведених експериментальних досліджень встановлено, що приріст несучої здатності в балках армованих склопластиковою та базальтопластиковою арматурою становив 12% та 15% відповідно у порівнянні з дощатоклеєними балками такого ж перерізу без армування.

5. Рекомендовано застосовувати для розрахунку прогинів дощатоклеєних балок армованих сталеві арматурою при використанні ПК «ЛІРА» коефіцієнт зменшення прогинів $k_w = 0,82$. Для розрахунку прогинів

доштокклеєних балок армованих композитною арматурою приймати цей коефіцієнт $k_w = 1,0$.

6. Розроблено рекомендації щодо виготовлення та проектування доштокклеєних балок армованих склопластиковою та базальтопластиковою арматурою, які пройшли апробацію при проектуванні реальних доштокклеєних конструкцій у ПП «КБ Конструктив» та ТМ ПГ «БудТім».

7. На основі проведеного аналізу розрахункових показників економічної ефективності встановлено доцільність використання склопластикової та базальтопластикової арматури в дерев'яних конструкціях, які експлуатуються в спорудах з агресивним середовищем або зі специфічними умовами роботи технологічного обладнання, що забезпечує їхню корозійну стійкість, довший термін експлуатації, безперешкодне проникнення радіо- та електро-магнітних хвиль до обладнання.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Андрианов А. Р. Огнестойкие клеевые композиции / А. Р. Андрианов, В. В. Козлов, Е. И. Холодовская. // Пластические массы. – 1973. – №5.– С. 53–54.
2. Атлас деревянных конструкций / К.-Г.Гётц, Д. Хоор, К. Мёлер, Ю. Наттерер. – Москва: Стройиздат, 1985. – 272 с.
3. Ашкенази Е. К. Анизотропия древесины и древесных материалов / Е. К. Ашкенази. – Москва: Лесная промышленность, 1978. – 224 с.
4. Ашкенази Е. К. Анизотропия конструкционных материалов / Е. К. Ашкенази, Э. В. Ганов. – Л.: Машиностроение, 1980. – 247 с.
5. Байков В. Н. Железобетонные конструкции / В. Н. Байков, Э. Е. Сигалов. – Москва: Стройиздат, 1984. – 728 с.
6. Боднарчук Т.Б. Дослідження несучої здатності дерев'яних балок, армованих зовнішньою стрічковою арматурою / Т. Боднарчук, С. Нікіфоряк, М. Івчук // Вісник ЛНАУ. Архітектура і сільськогосподарське будівництво. - №15. – 2014. – С. 68-74.
7. Боднарчук Т.Б. Несуча здатність та вогнестійкість дерев'яних балок армованих зовнішньою стрічковою арматурою / О.І. Башинський, Т.Б. Боднарчук, М.З. Пелешко // Вісник ЛДУБЖД. – №9. –2014.–С.184-189.
8. Верба В. Б. Анкерування сталеві арматури в безавтоклавному пінобетоні за рахунок зчеплення та пластинкових анкерів : дис. канд. техн. наук : 05.23.01 / Верба В. Б. – Львів, 2012. – 195 с.
9. Горгола О. М. Дерев'яні конструкції, що згинаються, з пошаровим армуванням високомодульним матеріалом : дис. канд. техн. наук : 05.23.01 / Горгола О. М. – Одеса, 2006. – 276 с.
10. ГОСТ 12004-81. Сталь арматурная. Методы испытания на растяжение – Москва: Издательство стандартов, 1986. – 15 с.
11. ГОСТ 16483.27-73. Древесина. Метод определения модуля упругости при растяжении поперек волокон – Москва: Издательство стандартов, 1975. – 6 с.

12. ГОСТ 16483.3-84. Древесина. Методы определения предела прочности при статическом изгибе – Москва: Издательство стандартов, 1999. – 7 с.
13. ГОСТ 16483.7-71. Древесина. Методы определения влажности – Москва: Издательство стандартов, 1973. – 6 с.
14. ГОСТ 9620 – 94 Древесина слоистая клееная. Отбор образцов и общие требования при испытании. Комитет РФ по стандартизации, метрологии и сертификации – Москва: Издательство стандартов, 1995. – 7 с.
15. ГОСТ 9622 – 87 Древесина слоистая клееная. Методы определения предела прочности и модуля упругости при растяжении. Государственный комитет СССР по стандартам – Москва: Издательство стандартов, 1987. – 7 с.
16. ГОСТ 9623 – 87 Древесина слоистая клееная. Методы определения предела прочности и модуля упругости при сжатии. Государственный комитет СССР по стандартам – Москва: Издательство стандартов, 1987. – 7 с.
17. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування – Київ: Мінбуд України, 2006. – 75 с.
18. ДБН В.2.6-161:2010. Конструкції будинків і споруд. Дерев'яні конструкції. Основні положення – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 106 с.
19. Демчина Б. Г. Підходи до визначення критеріїв меж вогнестійкості вертикальних конструкцій / Б. Г. Демчина, М. І. Сурмай, А. Б. Пелех. // Вісник НУЛП: Теорія і практика будівництва. – 2010. – №662. – С. 155–160.
20. Демчина Б. Г. Поведінка дощатоклеєних колон за місцевого впливу високої температури / Б. Г. Демчина, А. Б. Пелех, Г. М. Олексин, М. І. Сурмай. // Вісник НУЛП: Теорія і практика будівництва. – 2009. – №655. – С. 71–74.

21. Демчина Б.Г., Олексин Г.М., Сурмай М.І. Попередньо напружені дерев'яні конструкції з неметалевою арматурою // Вісник НУЛП: Теорія і практика будівництва. - №737, т. І. – Львів, НУЛП, 2012. – С. 87-92.
22. Демчина Б.Г., Орешкин Д.О., Сурмай М.І., Кравз А.Р., Бляхар Т.Й. Експериментальне дослідження роботи дощатоклеєних балок армованих металевою та неметалевою арматурою // Вісник НУЛП: Теорія і практика будівництва. - №697. – Львів, НУЛП, 2010. –С.87-92.
23. Демчина Б.Г., Орешкин Д.О., Сурмай М.І., Пелех А.Б., Бляхар Т.Й., Країнський П.І. Визначення максимальних дотичних напружень металевої та неметалевої арматури в дощатоклеєних призмах // Современные строительные конструкции из металла и древесины: Сборник научных трудов / Одесская государственная академия строительства и архитектуры. – № 15: В 3-х част.: Часть 3. – Одесса, ООО «Внешрекламсервис», 2011. – С. 34-39.
24. Демчина Б.Г., Сурмай М.І., Кравз А.Р., Бляхар Т.Й. Досвід виготовлення дощатоклеєних балок армованих неметалевою арматурою // Сучасні будівельні матеріали, конструкції та інноваційні технології зведення будівель і споруд: Вісник ДонНАБА. – Вип. 5 (85): т. II. – Макіївка, ДонНАБА, 2010. – С.193-197.
25. Демчина Б.Г., Сурмай М.І., Олексин Г.М., Кравз А.Р., Бляхар Т.Й. Встановлення залежності руйнівного напруження зчеплення стержнів металевої та неметалевої арматури від довжини анкерування в дощатоклеєних призмах // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво) / Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» Міністерства регіонального розвитку та будівництва України. – Вип. 74: В 2-х кн.: Книга 1. – Київ, ДП НДІБК, 2011. – С. 277-284.

26. Демчина Б.Г., Сурмай М.І., Олексин Г.М., Кравз А.Р., Бляхар Т.Й. Експериментальне дослідження зчеплення металевої та неметалевої арматури з клеєною деревиною // Вісник НУВГП: Збірник наукових праць. – Вип. 4 (52): Серія «Технічні науки». – Рівне, НУВГП, 2010. – С. 112-119.
27. Дерев'яні клеєні конструкції: інформаційно-довідковий супровід [Електронний ресурс] // Будівельний портал. – 2012. – Режим доступу до ресурсу: <http://ukr3.com/derevjani-kleeni-konstrukcii-informacijno>.
28. Деревянные конструкции / Г. Г.Карлсен, А. И. Фоломин, Е. М. Знаменский, В. Н. Силин. – Москва: ВИА, 1956. – 327 с.
29. Деревянные конструкции в строительстве / [Л. М. Ковальчук, С. Б. Турковский, Ю. В. Пискунов та ін.]. – Москва: Стройиздат, 1995. – 246 с.
30. Деревянные конструкции. Правила производства и приемки работ. СНИП – III-19-75. – М. – 1976. – 48 с.
31. Домрина Н. Деревянные конструкции - это современно [Електронний ресурс] / Н. Домрина // Наука и жизнь. – 2010. – Режим доступу до ресурсу: <http://www.nkj.ru/archive/articles/6962/>.
32. ДСТУ 3760-2006. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови – Київ: Держспоживстандарт України, 2007. – 28 с.
33. ДСТУ Б В.2.6-145:2010. Захист бетонних і залізобетонних конструкцій від корозії. Загальні технічні вимоги – Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. – 56 с.
34. Звягельский М. А. Трехшарнирные металлодеревянные арки с клееным армированным верхним поясом / М. А. Звягельский, А. Я. Козулин, В. Ю. Щуко // Развитие производства клееных деревянных конструкций в Сибири / М. А. Звягельский, А. Я. Козулин, В. Ю. Щуко. – Новосибирск: Новосиб. строит, институт, 1973. – (Сб. тр.). – С. 33–36.
35. Иванов В. А. Конструкции из дерева и пластмасс / В. А. Иванов, В. З. Клименко. – Киев: Вища школа. Головное изд-во, 1983. – 279 с. –

(Учебник для вузов).

36. Иванов В. Ф. Деревянные конструкции / В. Ф. Иванов. – Москва: Госстройиздат, 1956. – 318 с.
37. Иванов Ю. М. Влияние масштабного фактора на длительную прочность изгибаемых элементов деревянных конструкций / Ю. М. Иванов. // Известия вузов Строительство. – 1986. – №1. – С. 9–12.
38. Иванов Ю. М. Внутренние напряжения в древесине при ее сушке (рецензии на книгу Б.Н. Уголева) / Ю. М. Иванов. // Деревообрабатывающая промышленность. – 1961. – №1.
39. Иванов Ю. М. Длительная прочность древесины при растяжении поперек волокон / Ю. М. Иванов, Ю. Ю. Славик. // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1986. – №10. – С. 22–26.
40. Иванов Ю. М. Исследования влияния армирования на прочность и жесткость клееных деревянных изгибаемых элементов / Ю. М. Иванов, И. М. Линьков, В. М. Соротокин. // Разработка и исследование клееных деревянных и фанерных армированных конструкций. – 1972. – №24. – С. 13–39.
41. Иванов Ю. М. Исследования фактических свойств древесины / Ю. М. Иванов, В. А. Баженов. – Москва: Изд. АН СССР, 1959. – 74 с.
42. Иванов Ю. М. К вопросу застеклования природной целлюлозы в древесине / Ю. М. Иванов // Труды Института леса и древесины АН СССР, т. LI / Ю. М. Иванов., 1962.
43. Иванов Ю. М. К выяснению причин расслаивания клееных конструкций в условиях эксплуатации / Ю. М. Иванов // Сб. науч. трудов / Ю. М. Иванов. – Москва: ЦНИИСК, 1989. – С. 48–53.
44. Иванов Ю. М. К исследованию высокоэластического состояния древесины / Ю. М. Иванов // Труды Института леса и древесины АН СССР, т. LI / Ю. М. Иванов., 1962.
45. Иванов Ю. М. К классификации разрушений в элементах деревянных конструкций / Ю. М. Иванов. // Известия вузов Строительство. – 1992.

- №1. – С. 11–13.
46. Иванов Ю. М. К уточнению масштабного эффекта при длительном изгибе деревянных конструкций / Ю. М. Иванов. // Известия вузов Строительство. – 1995. – №7. – С. 14–17.
47. Иванов Ю. М. Надежность деревянных конструкций и темп накопления повреждений в материале / Ю. М. Иванов, А. В. Мальчиков, Ю. Ю. Славик. // Известия вузов Строительство. – 1992. – №3. – С. 16–20.
48. Иванов Ю. М. О длительной прочности древесины / Ю. М. Иванов. // Изв. вузов. Лесн. журн.. – 1981. – №5. – С. 71–75.
49. Иванов Ю. М. Определение несущей способности деревянных конструкций методом ЦНИПС / Ю. М. Иванов. – Москва: Стройиздат Наркомстроя, 1943. – 20 с.
50. Иванов Ю. М. Предел пластического течения древесины / Ю. М. Иванов. – Москва: Госиздат стройлитературы, 1948. – 200 с.
51. Инструкция по проектированию деревянных конструкций (к ОСТ 90001-38) – Москва: ГИСЛ, 1940. – 191 с.
52. Індекси цін виробників промислової продукції у 2003 - 2011рр. Металургія та оброблення металу [Електронний ресурс] // Держ. ком. статистики України. – 2011. – Режим доступу до ресурсу: http://www.ukrstat.gov.ua/operativ/operativ2006/ct/cn_rik/icv/icv_u/icvpr_u.html.
53. Касаткин В. Б. Эффективность применения армированной древесины для изготовления панельных покрытий / В. Б. Касаткин, Ю. Б. Вылегжанин // Развитие производства клееных деревянных конструкций в Сибири / В. Б. Касаткин, Ю. Б. Вылегжанин. – Новосибирск: Новосиб. строит, институт, 1975. – (Сб. тр.). – С. 120–123.

54. Клименко В.З. Развитие методики расчета сжато-изогнутых элементов в историческом аспекте / Збірник наукових праць УкрНДПСК ім. В. М. Шимановського. Вип. 5. – К. – 2010. – С. 130-139.
55. Клименко В.З. Философическая и методологическая основы расчета сжато-изогнутых элементов деревянных конструкций / В сб. научных трудах Международного симпозиума. – Брест. – 2009. – С.119-122.
56. Кліменко В. З. Еволюційний характер сучасної концепції проектування конструкцій з клеєної деревини / В. З. Кліменко. // Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. – 2011.–№8.–С.5–14.
57. Кліменко В. З. Розрахунок елементів із клеєної деревини на поздовжньо-поперечний згин / В. З. Кліменко. // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2013. – №3. – С. 39–45.
58. Кліменко В.З. Конструкції з клеєної деревини Світовий досвід // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2009. – 1. С. 39 – 43.
59. Ковальчук Л. М. Производство деревянных клееных конструкций / Л. М. Ковальчук. – Москва: ООО РИФ «Стройматериалы», 2005. – 334 с.
60. Конструкции из дерева и пластмасс / [Г. Г. Карлсен, В. В. Большаков, М. Е. Каган та ін.]. – Москва: Стройиздат, 1975. – 688 с.
61. Конструкции из дерева и пластмасс / [Д. К. Арленинов, Ю. Н. Буслаев, В. П. Игнатъев та ін.]. – Москва: АСВ, 2002. – 280 с.
62. Конструкции из дерева и пластмасс / [Ю. В. Слицкоухов, Д. В. Буданов, М. М. Гаппоев та ін.]. – Москва: Стройиздат, 1986. – 543 с. – (Учебн. для вузов).
63. Леденев В. В. Проектирование конструкций специальных инженерных сооружений / В. В. Леденев, В. П. Ярцев, В. Г. Однолько. – Тамбов: ТИХМ, 1991. – 99 с. – (Учеб. пособие).
64. Леденев В. В. Проектирование конструкций специальных инженерных сооружений / В. В. Леденев, В. П. Ярцев, В. Г. Однолько. – Тамбов: ТИХМ, 1991. – 99 с. – (Учеб. пособие).

65. Линьков И. М. Армированные клееные деревянные конструкции / И. М. Линьков. // МОД, реф. информация ЦНИИТЭИЛеспрома. – 1987. – №4.
66. Линьков И. М. К вопросу повышения жесткости панелей путем армирования стальной арматурой / И. М. Линьков, В. М. Соротокин. // Панельные конструкции с деревянным каркасом для стен и покрытий зданий. Труды ЦНИИСК. – 1970. – №7.
67. Линьков И. М. Особенности деформирования клееных армированных деревянных балок при циклическом действии длительной нагрузки / И. М. Линьков, С. А. Щуко. // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1972. – №11. – С. 39–41.
68. Линьков И. М. Снижение материалоемкости конструкций / И. М. Линьков. – Москва: Стройиздат, 1974. – 48 с.
69. Линьков И. М. Состояние исследования клееных армированных деревянных конструкций / И. М. Линьков. // Разработка и исследование клееных деревянных и фанерных армированных конструкций. – 1972. – №24.
70. Линьков И. М. Сцепление арматуры с древесиной при склеивании эпоксидноцементным клеем / И. М. Линьков, В. М. Соротокин. // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура – 1969. – №10.
71. Лисенко Л. М. Дерево в архитектуре / Л. М. Лисенко. – Москва: Стройиздат, 1984. – 176 с.
72. Лисенко Л. М. Дерево в архитектуре / Л. М. Лисенко. – Москва: Стройиздат, 1984. – 176 с.
73. Михайловський Д. В. Аналіз техніко-технологічних властивостей клеєної деревини як перспективного матеріалу для будівельних конструкцій / Д. В. Михайловський, М. С. Коваленко, Д. М. Матющенко. // Чернігівський науковий часопис. Серія 2, Техніка і природа. – 2011. – №2. – С. 122–127.

74. Молотовщиков С. Л. Прочность и деформативность армированных деревянных балок при длительном действии нагрузки / С. Л. Молотовщиков // Материалы областной конф / С. Л. Молотовщиков. – Владимир, 1999. – С. 28–31.
75. Монасевич А. Д. Составные деревянные и железо-деревянные оболочки / А. Д. Монасевич. // Вестник инженеров и техников. – 1937. – №1. – С. 12 – 17.
76. Найчук А. Я. К вопросу о несущей способности деревянных клееных балок со сквозными трещинами / А. Я. Найчук. // Промышленное и гражданское строительство. – 2004. – №6. – С. 38–40.
77. Найчук А. Я. К вопросу оценки хрупкого разрушения древесины / А. Я. Найчук, А. Г. Федоров // Совершенствование материалов, конструкций и технологии строительства, Тез. докл / А. Я. Найчук, А. Г. Федоров. – Новосибирск: НИСИ им.В.В.Куйбышева, 1987. – С. 21.
78. Найчук А. Я. Некоторые особенности расчета клееных деревянных конструкций / А. Я. Найчук, Е. Н. Серов, И. Ф. Захаркевич // Современные металлические и деревянные конструкции : сб. науч. трудов. – Брест, 2009. – С. 212–218.
79. Найчук А. Я. О вязкости разрушения древесины сосны при кратковременном действии статической нагрузки / А. Я. Найчук, А. Н. Петрукович // Вестник БГТУ. Строительство и архитектура № 2(32) / А. Я. Найчук, А. Н. Петрукович. – Брест, 2005. – С. 60–63.
80. Найчук А. Я. Опорные и коньковые узлы деревянных клееных трехшарнирных арок : автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук : спец. 05.23.01 "Строительные конструкции, здания и сооружения" / Найчук А. Я. – Киев, 1985. – 22 с.
81. Найчук А. Я. Оценка прочности древесины методами механики разрушения / А. Я. Найчук, Р. Б. Орлович // Совершенствование строительных конструкций из дерева и пластмасс. Межвуз. темат. сб. трудов / А. Я. Найчук, Р. Б. Орлович. – СПб.: СПБИСИ, 1992.–С.43–48.

82. Накашидзе Б. В. Использование стеклопластиковой арматуры в клееных деревянных балках : автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук : спец. 05.23.01 "Строительные конструкции, здания и сооружения" / Накашидзе Б. В. – Минск, 1973. – 22 с.
83. Пат. 100804 Україна, МПК E04C 2/14, E04C 3/02, E04C 3/12. Дерев'яна балка. / Демчина Б.Г., Сурмай М.І.; заявник і патентовласник НУЛП. – u 2015 01757; заявл. 27.02.15; опубл. 10.08.15, Бюл. № 15.
84. Пат. 64102 Україна, МПК G01N 3/08, G01N 33/46. Пристрій для визначення питомого опору висмикуванню сталевих нагелів з деревини. / Демчина Б.Г., Демчина Х.Б., Пелех А.Б., Сурмай М.І.; заявник і патентовласник НУЛП. – u 2011 04827; заявл. 19.04.11; опубл. 25.10.11, Бюл. № 20.
85. Пат. 64192 Україна, МПК G01N 3/08. Пристрій для визначення фізико-механічних характеристик арматури. / Демчина Б.Г., Сурмай М.І., Сурмай Б.І.; заявник і патентовласник НУЛП. – u 2011 06535; заявл. 24.05.11; опубл. 25.10.11, Бюл. № 20.
86. Пат. 73955 Україна, МПК B23B 31/20, E04G 21/00, G01N 3/08. Цангово-затискний механізм. / Демчина Б.Г., Сурмай М.І., Бляхар Т.Й.; заявник і патентовласник НУЛП. – u 2011 04397; заявл. 09.04.12; опубл. 10.10.12, Бюл. № 19
87. Пермяков В.А., Клименко В.З. Состояние и перспективы применения строительных деревянных конструкций в Украине // Економіка будівництва. – № 4. – 2005. – С. 36 – 41.
88. Повышение надежности деревянных клееных конструкций поперечным армированием / С. Б.Турковский, Л. М. Ковальчук, Г. Р. Баранов, А. А. Погорельцев. // Изв. вузов «Строительство и архитектура». – 1988. – №7. – С. 17–20.
89. Погорельцев А. А. Поперечное армирование деревянных конструкций вклеенными стержнями из древесных материалов / А. А. Погорельцев. // Экспериментальные и теоретические исследования строительных

- конструкцій/Тр. ЦНИИСК. – 1987. – С. 41–47.
90. Попельнух В. М. Проектування дерев'яних конструкцій / В. М. Попельнух. – Харків: ХНАМГ, 2008. – 207 с. – (Навч. посібник).
91. Пособие по проектированию деревянных конструкций / [А. К. Шенгелия, В. И. Аганин, А. Я. Дривинг та ін.]. – Москва: Стройиздат, 1986. – 216 с.
92. Результати дослідження зчеплення металевої, базальтопластикової та склопластикової арматури з клеєною деревиною / [М. І. Сурмай, Б. І. Сурмай, А. Р. Кравз та ін.] // Геодезія, архітектура та будівництво: Матеріали IV Міжнародної конференції молодих вчених GAC-2011 / [М. І. Сурмай, Б. І. Сурмай, А. Р. Кравз та ін.]. – Львів: Видавництво Львівської політехніки, 2011. – С. 90–91.
93. Рощина С. И. Длительная прочность и деформативность треугольных арок с клееным армированным верхним поясом : дис. канд. техн. наук : 05.23.01 / Рощина С. И. – Владимир, 1999. – 233 с.
94. Рощина С. И. Повышение надежности несущих армированных деревянных конструкций / С. И. Рощина, В. А. Репин, М. В. Лукин. // Деревообрабатывающая промышленность. – 2008. – №2. – С. 11.
95. Рощина С. И. Прочность и деформативность клееных армированных деревянных конструкций при длительном действии нагрузки : дис. докт. техн. наук : 05.23.01 / Рощина С. И. – Москва, 2009. – 330 с.
96. Рощина С. И. Экспериментальные исследования треугольных армированных деревянных арок при длительных силовых воздействиях / С. И. Рощина. // Промышленное и гражданское строительство. – 2008. – №12. – С. 18–21.
97. Смирнов А. Ф. Соппротивление материалов / А. Ф. Смирнов. – Москва: Высш. шк., 1975. – 82 с.
98. СНиП II-25-80. Деревянные конструкции – Москва: Стройиздат, 1982. – 66 с.

99. Соединения деревянных конструкций / [С. Б. Турковский, Г. Г. Баранов, И. М. Зотова та ін.]. – Москва: ВНИИС, 1988. – 43 с.
100. Соротокин В. М. Исследование работы предварительно напряженных деревянных изгибаемых элементов под длительной нагрузкой / В. М. Соротокин. // Разработка и исследование клееных деревянных и фанерных армированных конструкций. – 1972. – №24.
101. Соротокин В. М. Некоторые вопросы расчета предварительно напряженных изгибаемых элементов / В. М. Соротокин. // Труды института ЦНИИСК. – 1970. – №12.
102. Соротокин В. М. О прочности и деформативности клееного соединения арматуры с древесиной / В. М. Соротокин, А. Б. Шолохова, А. С. Фрейлин. // Разработка и исследование клееных деревянных и фанерных армированных конструкций; Тр. ЦНИИСК. – 1972. – №24. – С. 40–46.
103. Соротокин В. М. Работа предварительно напряженных деревянных изгибаемых элементов под длительной нагрузкой / В. М. Соротокин. // Материалы V Научно-технической Конференции ЦНИИСК. – 1970.
104. Стоянов В. В. Конструкции из дерева и пластмасс: Конспект лекций / В. В. Стоянов. – Одесса: ОГАСА, 2005. – 157 с.
105. Стоянов В. В. Модифицированная древесина в зоне послойного армирования деревянных конструкций / В. В. Стоянов. // Современные строительные конструкции из металла и древесины. – 2004. – №5. – С.11–14.
106. Стоянов В. В. Некоторые проблемы проектирования двутавровых балок с деревянными поясами / В. В. Стоянов, Е. В. Масляненко, О. М. Горгола. // Современные строительные конструкции из металла и древесины. – 2008. – №10. – С. 56–61.
107. Стоянов В. В. Проблемы совершенствования комбинированных строительных конструкций с целью повышения их несущей способности / В. В. Стоянов. // Современные строительные

- конструкции из металла и древесины. – 2004. – №5. – С. 4–11.
108. Стоянов В. В. Усиление балочных конструкций методом послойного армирования / В. В. Стоянов. // Известия вузов Строительство. – 2013. – №11. – С. 44–47.
109. Сурмай М. І. Методика досліджень зчеплення неметалевої арматури з клеєною деревиною / М. І. Сурмай, А. Р. Кравз, Т. Й. Бляхар // Геодезія, архітектура та будівництво: Матеріали III Міжнародної конференції молодих вчених GAC-2010 / М. І. Сурмай, А. Р. Кравз, Т. Й. Бляхар. – Львів: Видавництво Львівської політехніки, 2010. – С. 72–73.
110. ТУ У В.2.7-25.2-34323267-001:2009 Арматура неметалева композитна базальтова періодичного профілю. Технічні умови, 2009. – 13 с.
111. Турковский С. Б. Внешнее армирование изгибаемых элементов из клееной древесины / С. Б. Турковский, Е. И. Лукьянов // Теоретические и экспериментальные исследования строительных конструкций / С. Б. Турковский, Е. И. Лукьянов., 1991. – (Тр. Ин-та / ЦНИИСК им. Кучеренко).
112. Турковский С. Б. Деревянные конструкции на основе наклонно вклеенных стержней. Система ЦНИИСК / С. Б. Турковский, А. А. Погорельцев. // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. – 2008. – №6. – С. 26–28.
113. Турковский С. Б. Деревянные конструкции с жесткими стыками в сооружениях с агрессивной средой / С. Б. Турковский, А. А. Погорельцев. // Промышленное и гражданское строительство. – 2001. – №10. – С. 10–13.
114. Турковский С. Б. Деревянные конструкции с соединениями на вклеенных связях в современном строительстве / С. Б. Турковский, А. А. Погорельцев, М. А. Филимонов. // Промышленное и гражданское строительство. – 1997. – №12. – С. 22–24.

115. Турковский С. Б. и др. Опыт применения клееных деревянных конструкций в Московской области / С. Б. Турковский. – Москва: Стройиздат, 1987. – 54 с.
116. Турковский С. Б. Использование клееных деревянных конструкций в строительстве / С. Б. Турковский, А. А. Погорельцев, Т. К. Скворцова. // Промышленное и гражданское строительство. – 1999. – №9. – С. 30–32.
117. Турковский С. Б. Исследование надежности несущих клееных деревянных конструкций покрытий в условиях эксплуатации : автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук : спец. 05.23.01 "Строительные конструкции, здания и сооружения" / Турковский С. Б. – Москва, 1970. – 18 с.
118. Турковский С. Б. Исследование нового способа анкеровки внешней арматуры в деревянных конструкциях / С. Б. Турковский, Е. И. Лукьянов // Совершенствование технологии изготовления деревянных конструкций / С. Б. Турковский, Е. И. Лукьянов., 1991. – (Тр. Ин-та ЦНИИСК им. Кучеренко).
119. Турковский С. Б. Опыт применения клееных деревянных конструкций в Московской области / С. Б. Турковский, В. Г. Курганский, Б. Г. Почерняев. – Москва: Стройиздат, 1987. – 102 с.
120. Турковский С. Б. Результаты натурных обследований деревянных конструкций / С. Б. Турковский, Ю. А. Варфоломеев. // Промышленное строительство. – 1984. – №6. – С. 19–20.
121. Турковский С. Б. Создание деревянных конструкций системы ЦНИИСК на основе наклонно клеенных стержней / С. Б. Турковский, А. А. Погорельцев. // Промышленное и гражданское строительство. – 2007. – №3. – С. 6–8.
122. Турковский С. Б. Экспериментальные исследования карнизного узла на клеенных стержнях сборной деревянной рамы / С. Б. Турковский, В. И. Фролов, А. Н. Белова // Разработки и совершенствования

- деревянных конструкций / С. Б. Турковский, В. И. Фролов, А. Н. Белова. – Москва: ЦНИИСК, 1989. – С. 147–159.
123. Уголев Б. Н. Древесиноведение и лесное товароведение / Б. Н. Уголев. – Москва: Издательский центр "Академия", 2011. – 272 с.
124. Фролов А. Ю. Деформативность соединений на клеенных стальных стержнях, работающих на продавливание / А. Ю. Фролов, Б. М. Пранов, А. Я. Найчук. // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1990. – №8. – С. 17–20.
125. Фролов Н. П. Стеклопластиковая арматура и стеклопластбетонные конструкции / Н. П. Фролов. – Москва: Стройиздат, 1980. – 104 с.
126. Фурсов В. В. Клеефанерная балочная конструкция с х-образной фанерной стенкой и пазловыми соединениями фанеры / В. В. Фурсов, А. Н. Бидаков. // Збірник наукових праць Української державної академії залізничного транспорту. – 2014. – №148(2). – С. 130–138.
127. Фурсов В. В. Проектирование и реконструкция спортивных арен различного назначения в г. Харькове / В. В. Фурсов, Н. Д. Кошмай, А. Ю. Васильев. // Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. – 2010. – №5. – С. 25–31.
128. Фурсов В. В. Работоспособность деревянных конструкций при различных загрузках и эксплуатационных воздействиях : дис. докт. техн. наук : 05.23.01 / Фурсов В. В. – Харків, 1996. – 438 с.
129. Фурсов В. В. Современные конструкции из клееной древесины / В. В. Фурсов, Н. Н. Ковлев, А. Ю. Васильев. // ПБІС. – 2010. – №2. – С. 34–41.
130. Фурсов В. В. Экспериментальное исследование металлодеревянной фермы культового здания в г. Харькове / В. В. Фурсов, Н. Д. Кошмай, А. Ю. Васильев. // Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. – 2010. – №6. – С. 133–138.

131. Фурсов В. В. Экспериментальное исследование натуральных балок из клееной древесины / В. В. Фурсов, М. Пурызданхах. // Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. – 2013. – №12. – С. 71–77.
132. Фурсов В.В. К расчету клееной древесины в условиях сложно напряженного состояния / Сб. Современные строительные конструкции из металла и древесины» – Одесса. – 1999. – С. 216 – 222.
133. Шестаков С. А. Деревянные конструкции / С. А. Шестаков. – Москва: Госстройиздат, 1933. – 366 с.
134. Шналь Т. М. Вогнестійкість та вогнезахист дерев'яних конструкцій: Навч. посібник / Т. М. Шналь. – Львів: Видавництво Національного університету "Львівська політехніка", 2006. – 220 с.
135. Щуко В. Ю. Армированные деревянные балки для покрытий и перекрытий жилых зданий / В. Ю. Щуко, Е. А. Смирнов, С. В. Климков // Развитие малоэтажного домостроения из древесного сырья: Материалы Всесоюзного сов. / В. Ю. Щуко, Е. А. Смирнов, С. В. Климков. – Москва, 1989. – С. 40–45.
136. Щуко В. Ю. Исследования несущей способности армированных деревянных балок / В. Ю. Щуко. // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1969. – №2. – С. 22–28.
137. Щуко В. Ю. Клееные армированные балки переменной жесткости / В. Ю. Щуко, И. Л. Смирнов // // Совершенствование материалов, конструкций и производство работ в строительстве / В. Ю. Щуко, И. Л. Смирнов. – Рязань, 1976. – С. 48–52.
138. Щуко В. Ю. Клееные армированные деревянные конструкции в сельскохозяйственном строительстве / В. Ю. Щуко. – Москва: ВНИИС, 1984. – 64 с. – (Сельскохозяйств. комплексы, здания и сооружения. Агропромышл. комплексы). – (6; вып. 4).

139. Щуко В. Ю. Клееные армированные деревянные конструкции: Учебное пособие / В. Ю. Щуко, С. И. Рощина. – СПб: ГИОРД, 2009. – 128 с.
140. Щуко В. Ю. Клееные деревянные конструкции с рациональным армированием / В. Ю. Щуко, С. И. Рощина, В. А. Репин // Современные проблемы совершенствования и развития металлических, деревянных и пластмассовых конструкций: Материалы междунар. симп. / В. Ю. Щуко, С. И. Рощина, В. А. Репин. – Самара, 1996. – С. 72–76.
141. Щуко В. Ю. Оптимальное проектирование армированных деревянных конструкций / В. Ю. Щуко, С. Л. Молотовщиков, С. И. Рощина // Расчет и оптимальное проектирование строительных конструкций: Материалы междунар. симп / В. Ю. Щуко, С. Л. Молотовщиков, С. И. Рощина. – Владимир: ВлГУ, 1996. - С.26-29.
142. Щуко С. А. Влияние многократно повторной нагрузки на работу армированных балок / С. А. Щуко // Разработка и исследование клееных деревянных и фанерных армированных конструкций: Тр. ЦНИИСК / С. А. Щуко. – Москва: ЦНИИСК, 1972. – С. 36–39.
143. Щуко С. А. Деревянные балки, армированные стальными стержнями / С. А. Щуко // Повышение эффективности конструкционного использования древесины в строительстве / С. А. Щуко., 1968. – (Материалы Всесоюзного совещания).
144. Щуко С. А. Техничко-экономическая оценка эффективности клееных армированных деревянных конструкций / С. А. Щуко, А. Н. Козулин. // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1972. – №11. – С. 124–126.
145. Щуко С. А. Узловое соединение деревянных колонн с фундаментом / С. А. Щуко, С. В. Климов, А. Д. Ломакин. // Экспресс-информация. Механическая обработка древесины. – 1987. – №1. – С. 5–7.

146. Экспериментальные исследования двутавровых деревянных балок / [В. Стоянов, Е. В. Масляненко, А. А. Михайлов та ін.]. // Современные строительные конструкции из металла и древесины. – 2005. – №6. – С. 209–213.
147. Эффективное использование древесины и древесных материалов в современном строительстве – Москва, 1980. – 432 с. – (Материалы Всесоюзного совещания).
148. Ярцев В. П. Проектирование и испытание деревянных конструкций / В. П. Ярцев, О. А. Киселева. – Тамбов: Изд-во Тамб. гос. техн. ун-та, 2005. – 128 с. – (Учебное пособие).
149. ACI 440.1R-06 Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars. — American Concrete Institute, 2006. — 44 p.
150. Barret J. D. Duration of load and probability of failure of wood. Part 1. Modelling creep rupture / J. D. Barret, R. O. Foschi. // Can. J. Of Civil Engineerin. – 1978. – №4. – С. 505–514.
151. Campredon J. Le Bois : Matériau de construction moderne / J. Campredon, M. Leloup. – Paris: Dunod, 1946. – (1 vol.).
152. Carbon steel bars for the reinforcement of concrete: BS 4449:1997 – London: BSI, 1997. – 9 с.
153. Čížek L. Mechanické zkoušky Dřev / Čížek. – Praha, 1932.
154. Dutko P. Drevené konštrukcie / Dutko. – Bratislava: ALFA, 1976. – 460 с.
155. EN 1995-1-2:2004. Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1.1: General rules and rules for buildings – London: BSI, 2004. – 102 с.
156. FIB Bulletin 40: FRP reinforcement in RC structures. – International Federation for Structural Concrete 2007. – 160 p.
157. Günter Steck, Nikolaus Nebgen. Holzbau kompakt nach DIN 1052 neu, Bauwerk.
158. Herzog T., Natterer J., Schweitzer R., Volz M., Winter W. Timber

- Construction Manual. – Munich: Birkhäuser, 2004. - 374 c.
159. Learning to program with visual basic and net gadgeteer / [S. Sentance, S. Johnston, S. Hodges та ін.]. – California: Creative Commons, 2013. – 125 c.
160. Mönck W. Bewerte Holzträger / Mönck. // Holzindustrie 21. – 1967. – №9. – С. 292–267.
161. Mönck W. Holzbau / W. Mönck, W. Rug. – Berlin, 2000. – (Verlag für Bauwesen).
162. Reiterer A. Fracture characteristics of different wood species under mode I loading perpendicular to the grain / A. Reiterer, G. Sinn, S. E. Stanzl-Tschegg. // Materials Science and Engineering. – 2002. – №332. – С. 29–36.
163. Timber structures. Structural timber and glued laminated timber. Determination of some physical and mechanical properties : EN 408:2010. – Brussels : Management Centre, 2012. – 39 p. – (European Standard).

ДОДАТОК А

Випробування дерев'яних зразків на розтяг та стиск вздовж волокон.

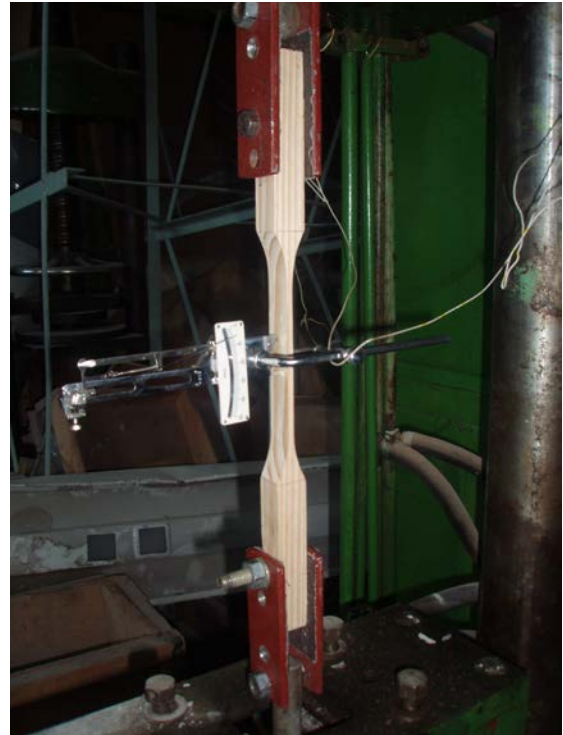


Рис. А.1. Вигляд зразків на розтяг до і після випробувань

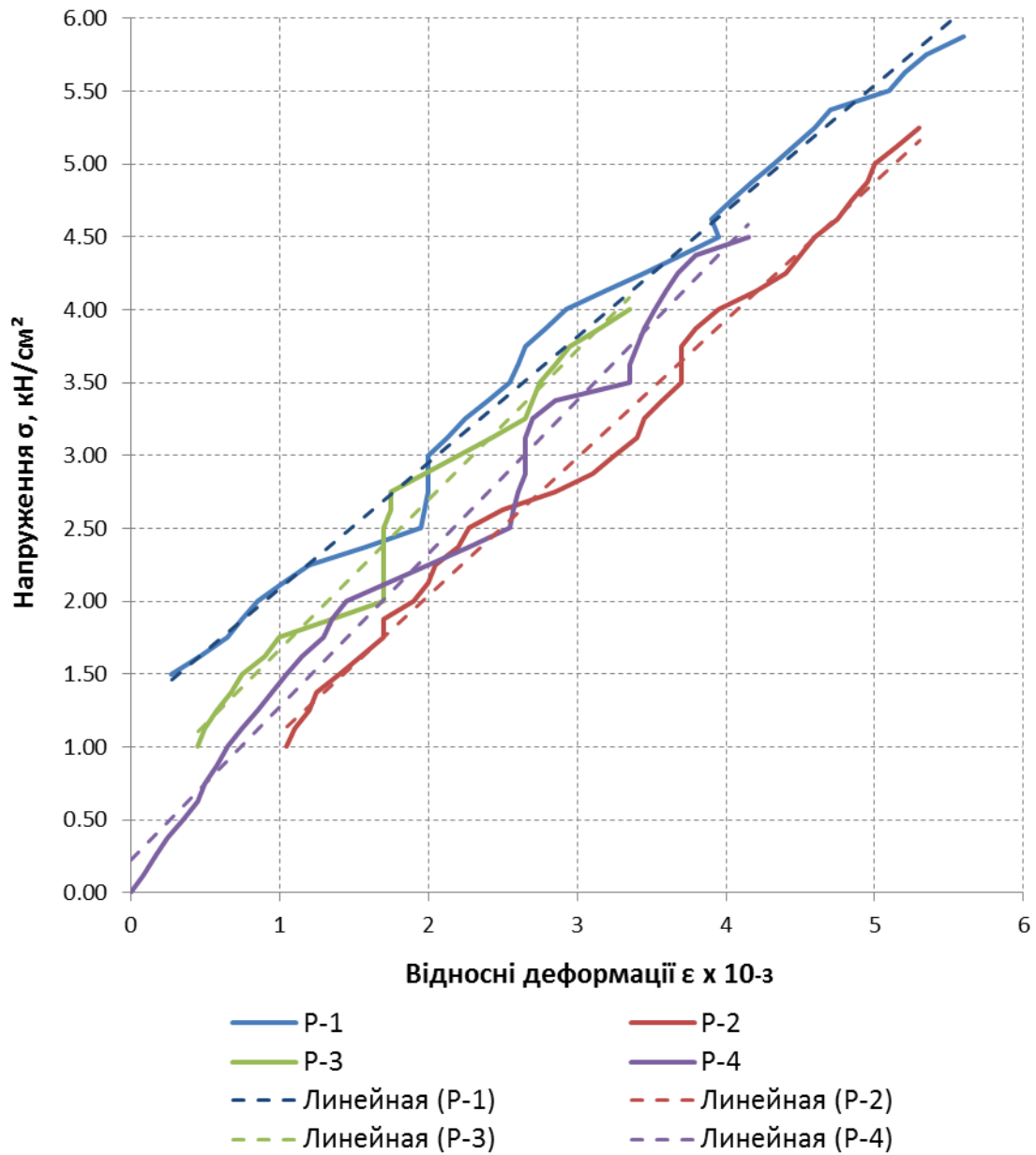


Рис. А.2. Залежність відносних деформацій ϵ від напруження в перерізі σ , кН/см^2 для зразків серії P-1...4.



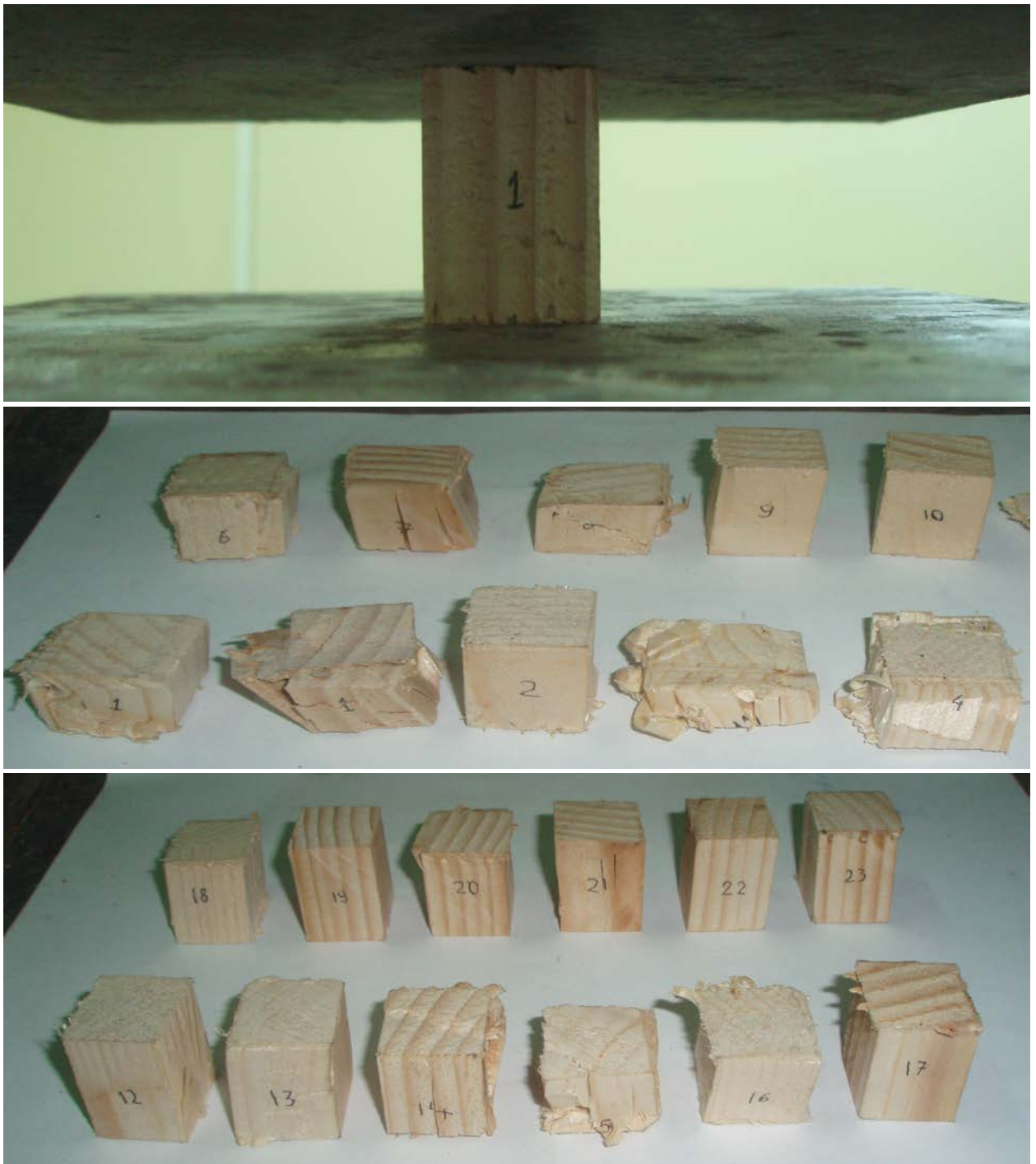


Рис. А.3. Вигляд зразків на стиск до і після випробовувань

ДОДАТОК Б

Фотофіксація випробувань зразків на висмикування арматури



Рис. Б.1. Дослідні зразки з металевою арматурою



Рис. Б.2. Дослідні зразки з склопластиковою арматурою



Рис. Б.3. Дослідні зразки з базальтопластиковою арматурою

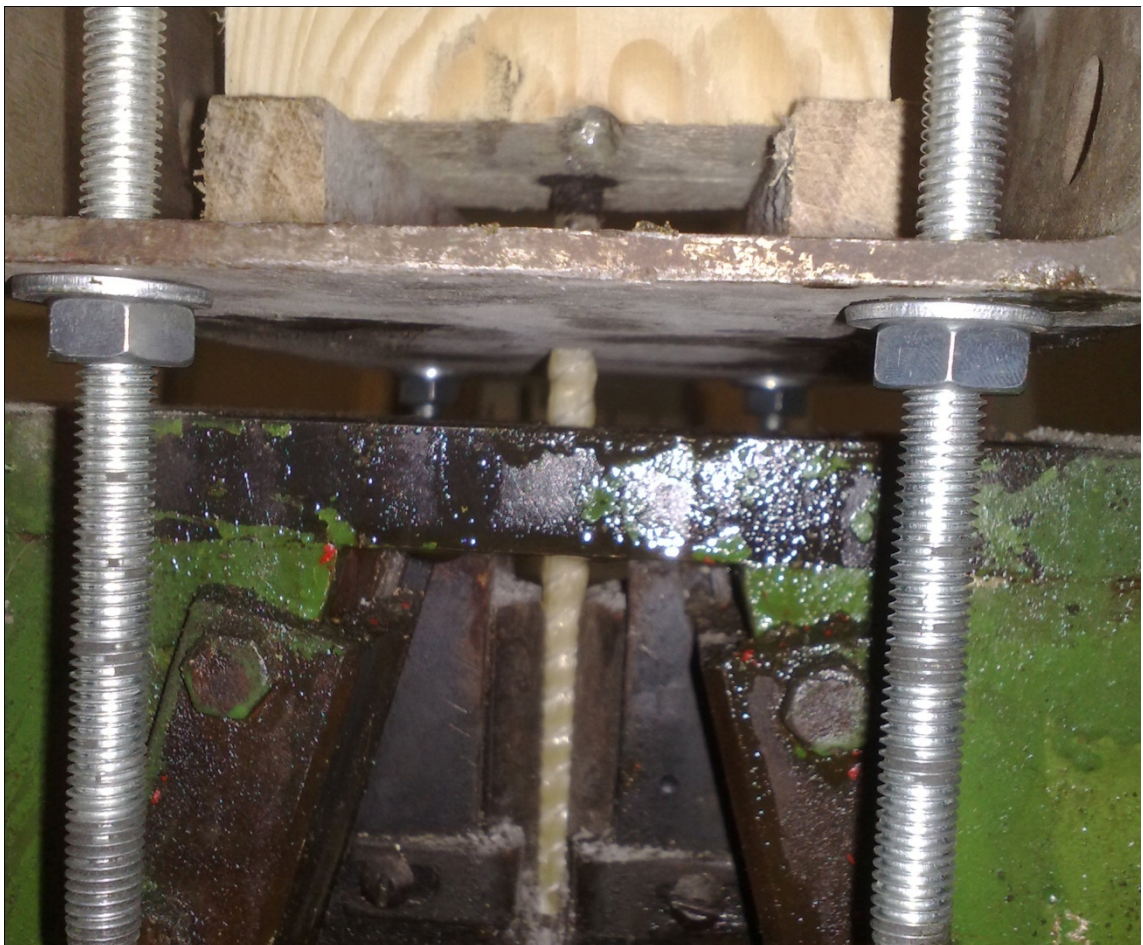


Рис. Б.4. Кріплення арматури в губках розривної машини

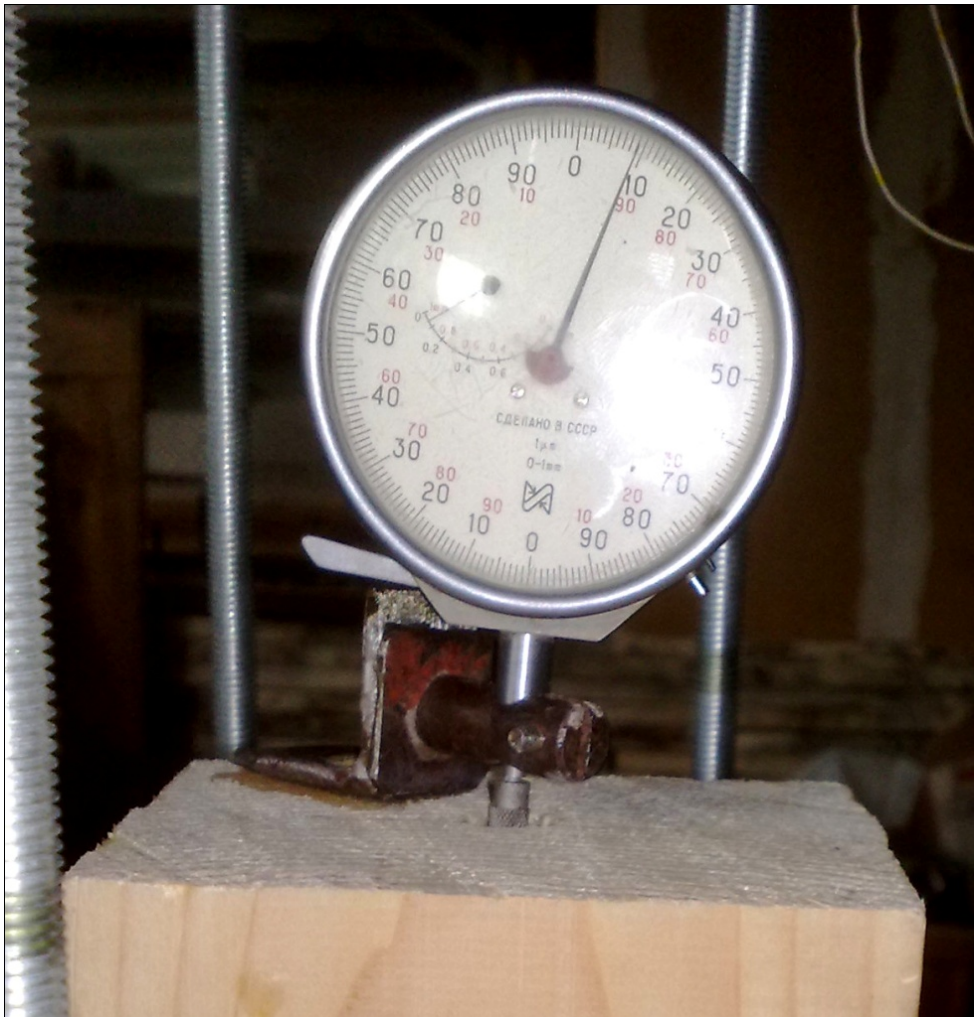


Рис. Б.5.Кріплення мікроіндикатора до дерев'яної призми



Рис. Б.6.Контакт арматури зі штоком мікроіндикатора

ДОДАТОК В

Зміщення торців арматури відносно торців балки.

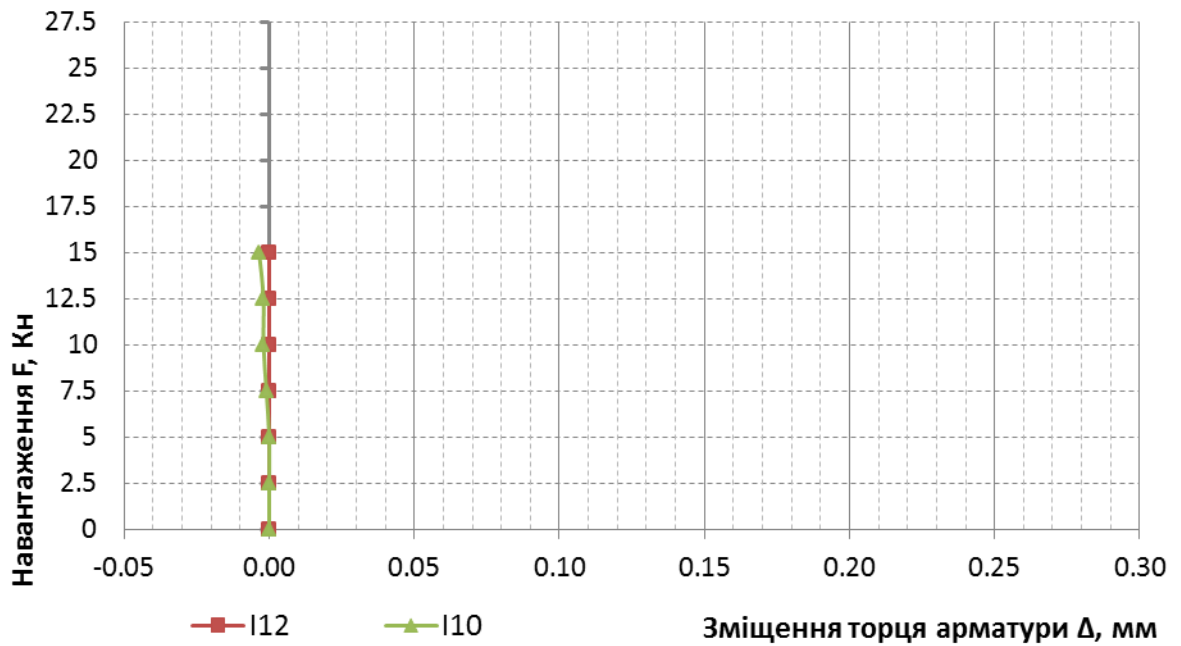


Рис. В.1. Зміщення торців арматури відносно торців балки марки БС-1

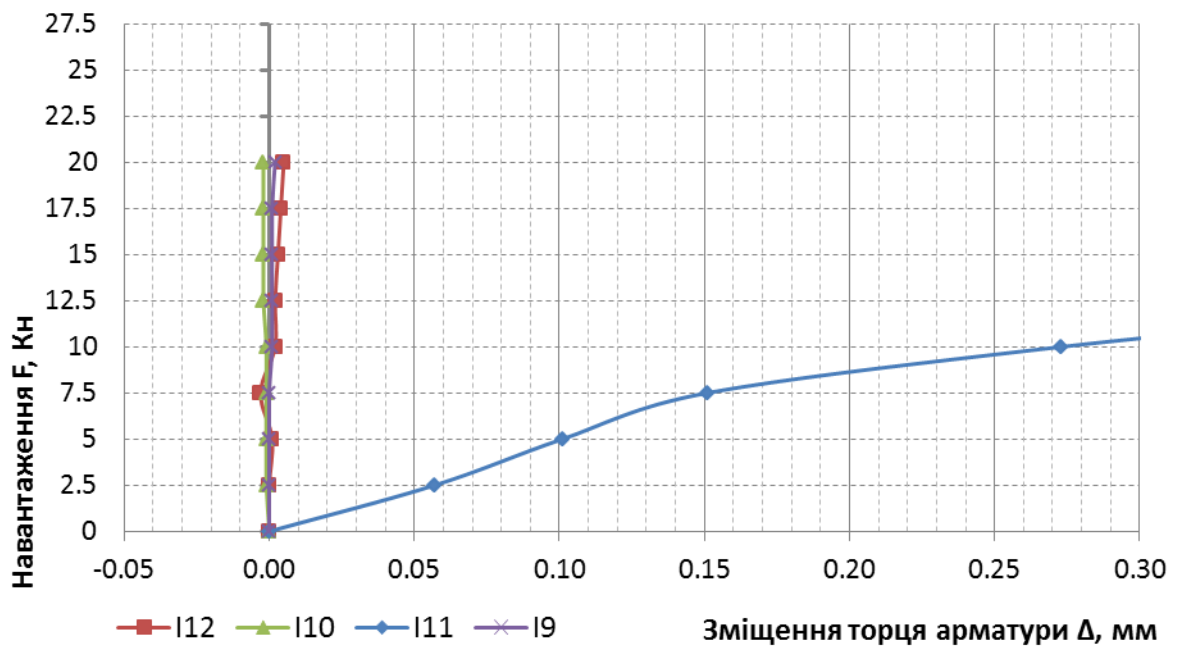


Рис. В.2. Зміщення торців арматури відносно торців балки марки БС-2

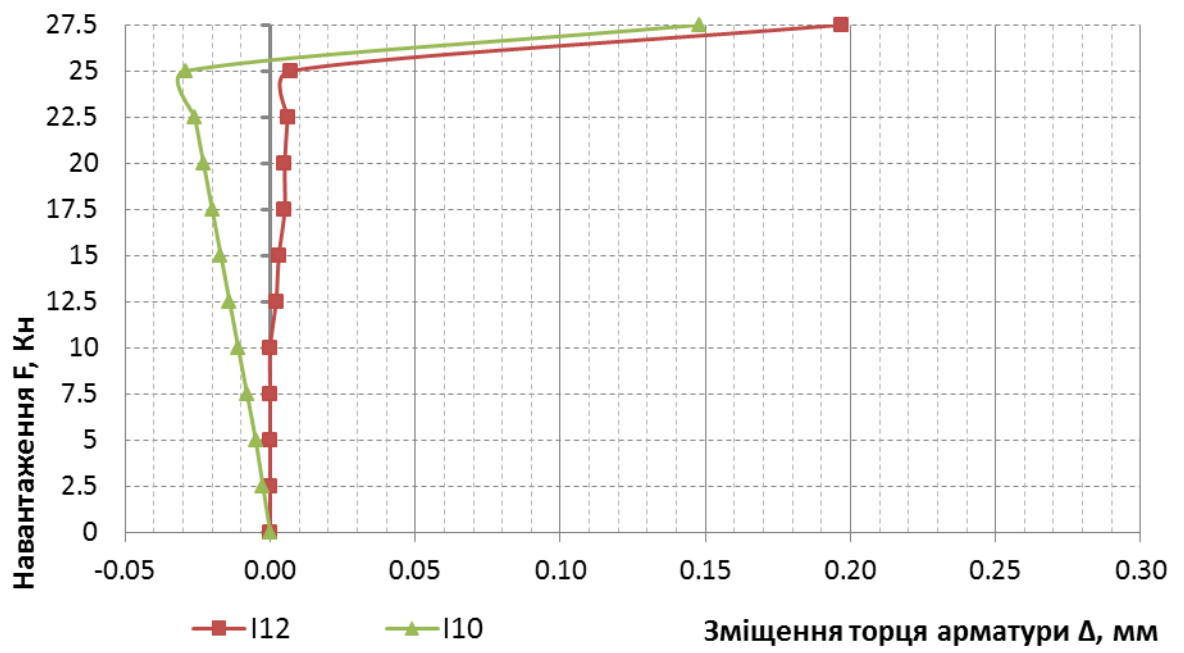


Рис. В.3. Зміщення торців арматури відносно торців балки марки ББ-1

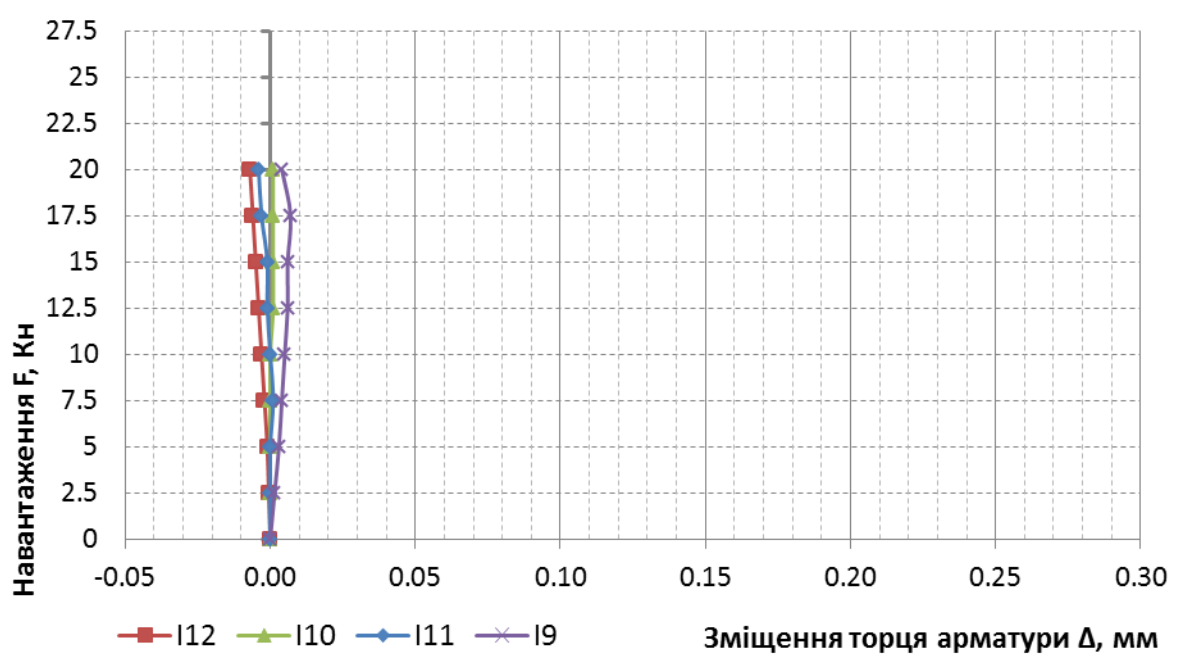


Рис. В.4. Зміщення торців арматури відносно торців балки марки ББ-2

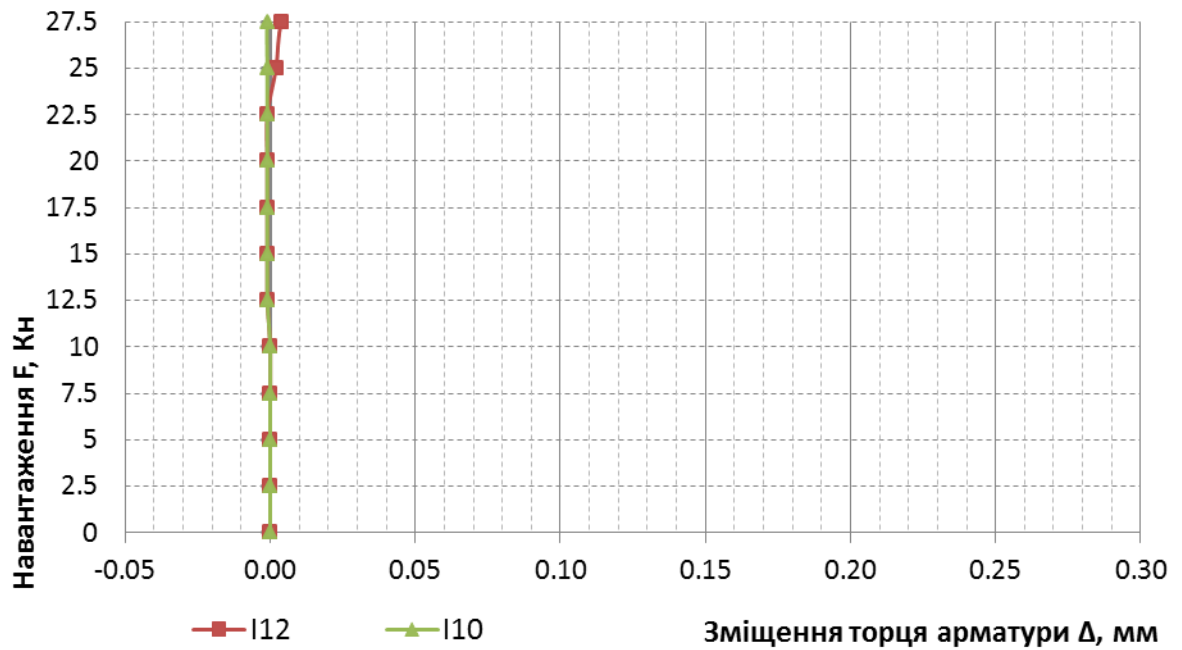


Рис. В.5. Зміщення торців арматури відносно торців балки марки БМ-1

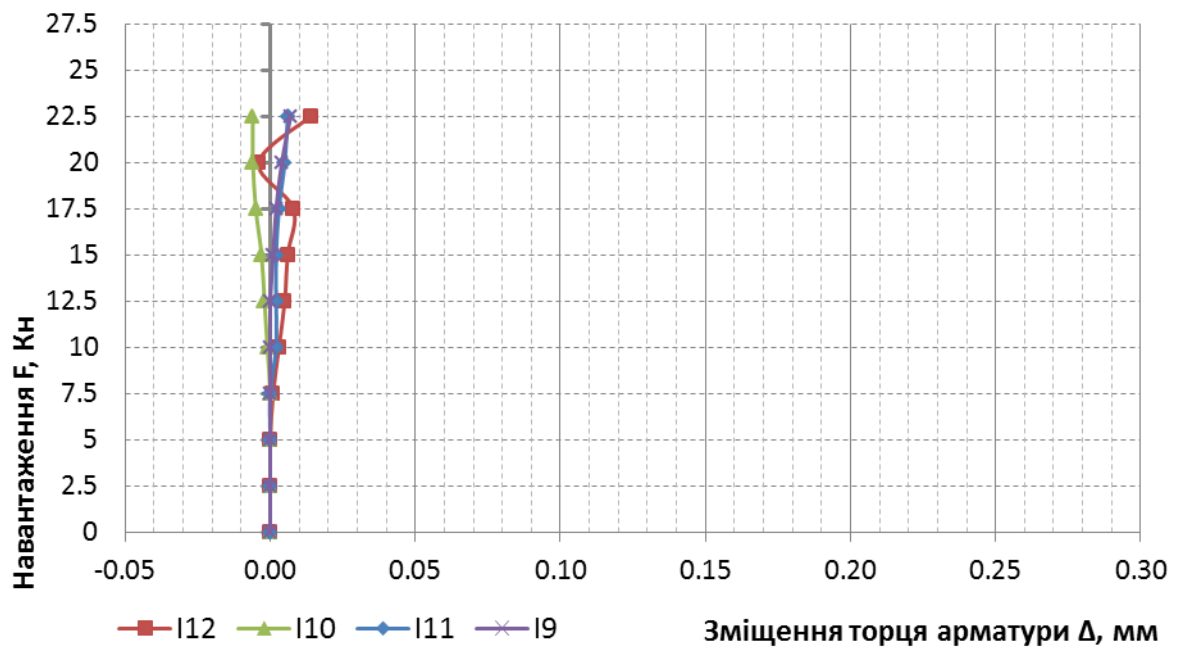


Рис. В.6. Зміщення торців арматури відносно торців балки марки БМ-2

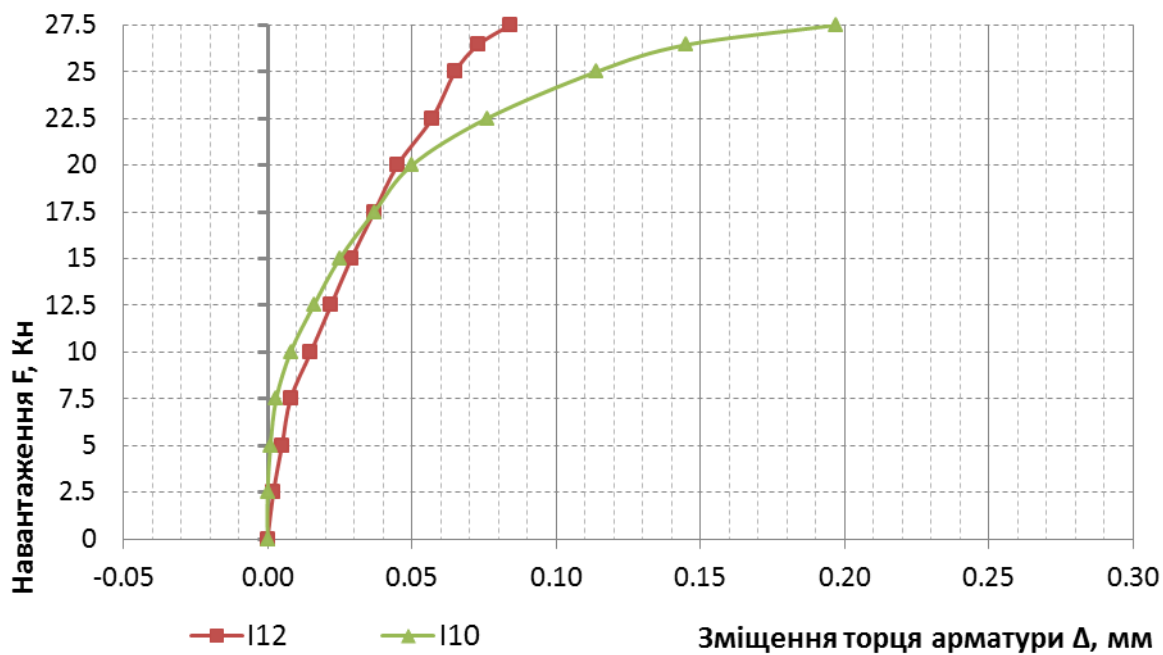


Рис. В.7. Зміщення торців арматури відносно торців балки марки БМ-3

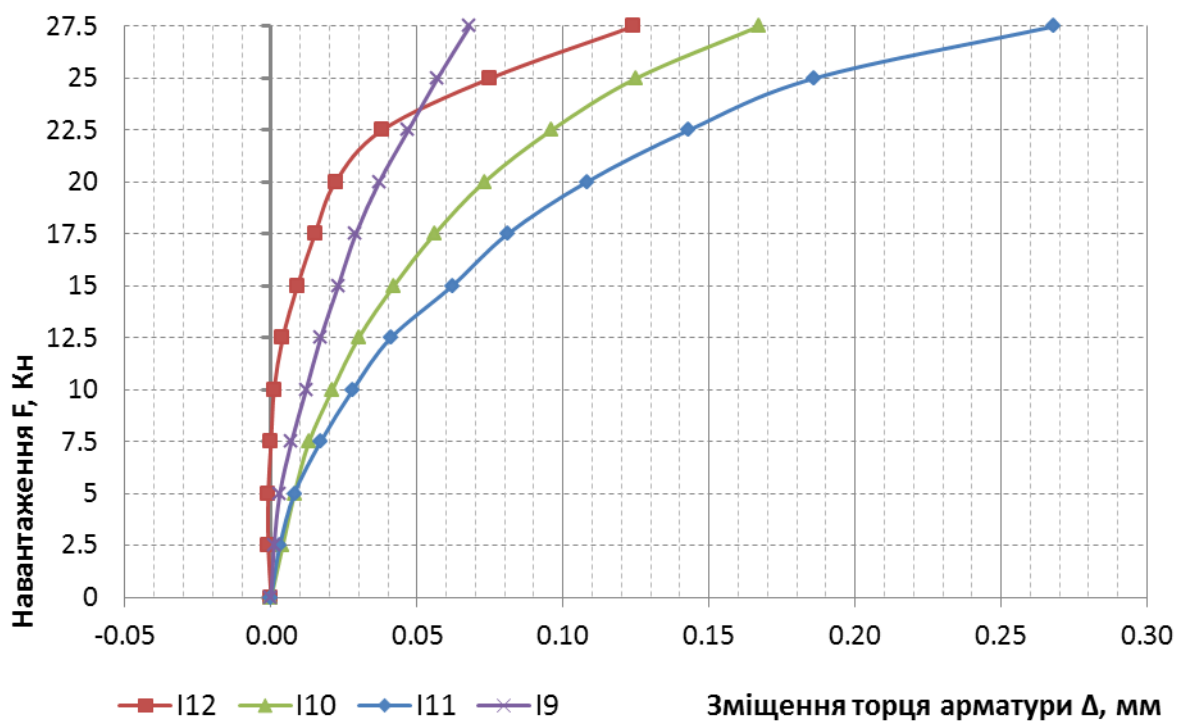


Рис. В.8. Зміщення торців арматури відносно торців балки марки БМ-4

ДОДАТОК Г

Порівняння зовнішнього вигляду зруйнованих зразків

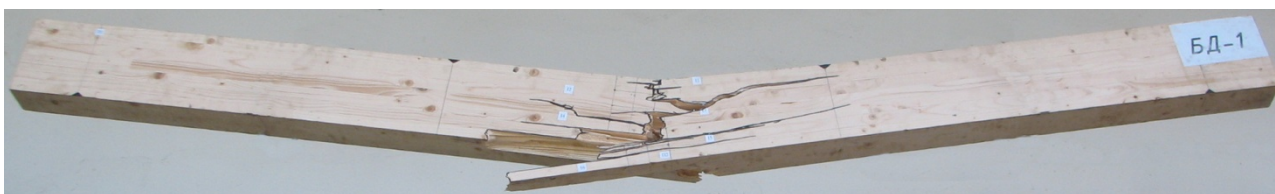


Рис. Г.1. Характер руйнування балки марки БД-1



Рис. Г.2. Характер руйнування балки марки БД-2



Рис. Г.3. Характер руйнування балки марки БС-1



Рис. Г.4. Характер руйнування балки марки БС-2



Рис. Г.5. Характер руйнування балки марки ББ-1

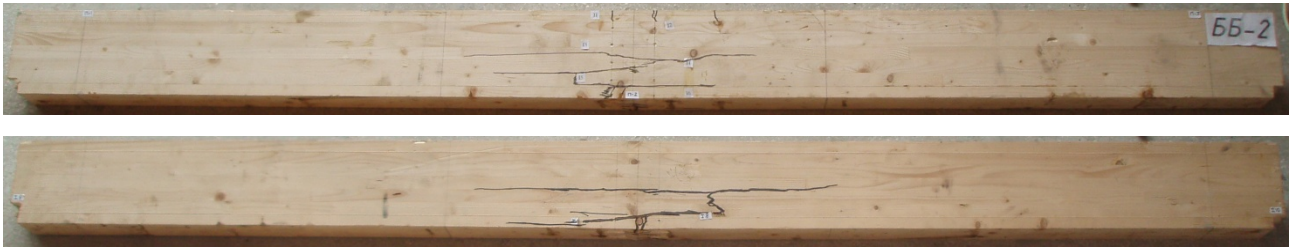


Рис. Г.6. Характер руйнування балки марки ББ-2

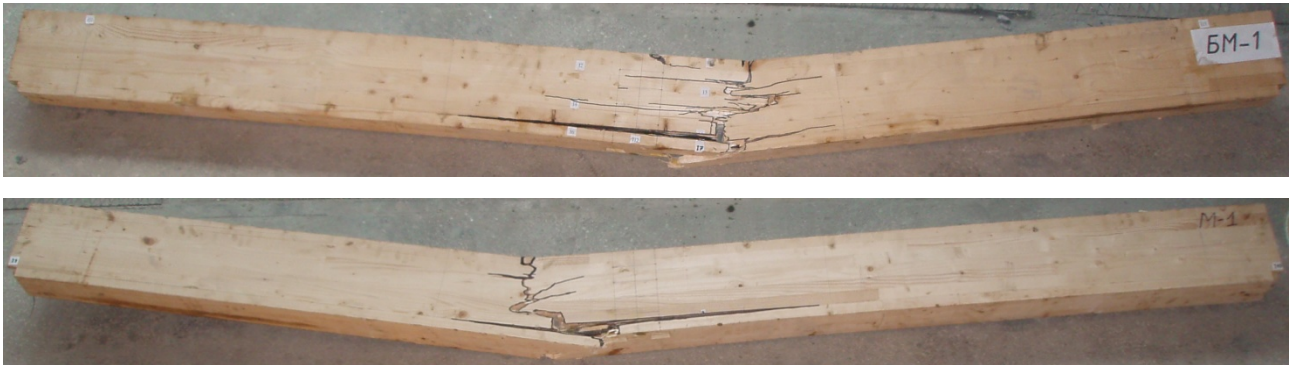


Рис. Г.7. Характер руйнування балки марки БМ-1

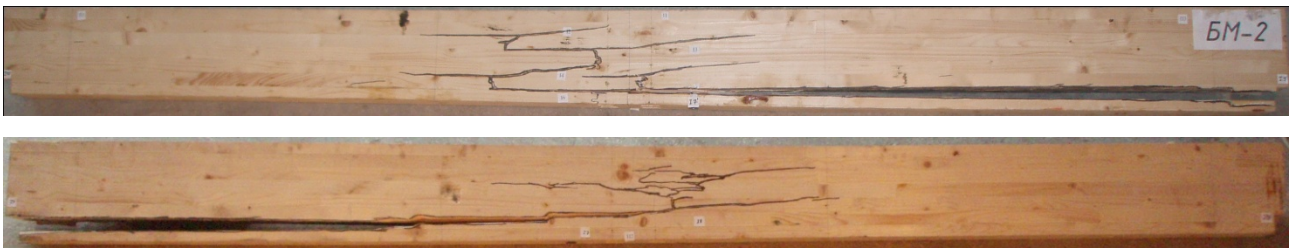


Рис. Г.8. Характер руйнування балки марки БМ-2

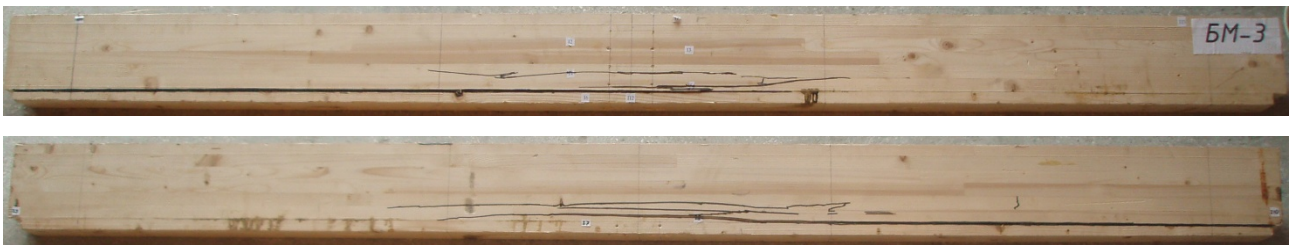


Рис. Г.9. Характер руйнування балки марки БМ-3



Рис. Г.10. Характер руйнування балки марки БМ-4

ДОДАТОК Д

Текст програми для розрахунку армування згинаних дерев'яних елементів у середовищі Microsoft Visual Basic

```

[General]
Sub ma1 ()

    Cells(15, 4) = ""

    l = Cells(10, 4)
    h = Cells(10, 5)
    b = Cells(10, 6)
    M = Cells(10, 7)
    f = Cells(10, 8)
    Ed = Cells(10, 9)
    wu = Cells(10, 10)
    Es = Cells(10, 11)
    I_d = (b * h * h * h) / 12
    Wd = (b * h * h) / 6
    Sd = (b * h * h) / 8
    Ad = b * h
    n = Es / Ed
    Wh = M / f
    Ih = (5 * M * l * l) / (48 * Ed * wu)
    uWh = (Wh - Wd) / (3 * n * Wd)
    uIh = (Ih - I_d) / (3 * n * I_d)
    Cells(14, 4) = uWh
    Cells(14, 5) = uIh
    If uWh > uIh Then
        uh = uWh
    Else
        uh = uIh
    End If
    Cells(14, 6) = uh
    If (uh < 0.035) And (uh > 0.012) Then
        Ash = uh * b * h
        d = Sqr((4 * Ash) / 3.14159265359)
        Cells(14, 7) = Ash
        Cells(14, 8) = d
    Else
        Cells(15, 4) = "Neobhidno zminiti vhidni parametri: b, h"
    End If
End Sub

```

ДОДАТОК Е

Впровадження результатів дисертаційної роботи

03432



УКРАЇНА

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ, МОЛОДІ ТА СПОРТУ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЛЬВІВСЬКА ПОЛІТЕХНІКА»

вул. С. Бандери, 12, Львів, 79013, тел. (380-32) 237-49-93, 258-27-58, факс: (380-32) 258-26-80
 ел. пошта: coffice@lp.edu.ua, інтернет: www.lp.edu.ua

15.11.2012 № 67-01-2235

на № _____

Довідка

про використання результатів дисертаційного дослідження
 Сурмая Михайла Ігоровича у викладанні навчальних дисциплін

Результати дисертаційного дослідження Сурмая М.І. на тему «Міцність та деформативність дощатоклеєних балок армованих склопластиковою та базальтовою арматурою» використовуються при викладанні дисциплін та «Конструкції з дерева та пластмас» (згідно освітньо-професійної програми підготовки бакалаврів за напрямом 6.060101 галузі знань 0601 «Будівництво та архітектура») та «Проектування конструкцій з дерева та пластмас» (згідно освітньо-професійної програми підготовки магістрів за напрямом 8.06010101 галузі знань 0601 «Будівництво та архітектура») у наступних темах:

- вдосконалено розрахунок згинаних, позацентрово-стиснутих та позацентрово-розтягнутих армованих конструкцій (тема 4 «Робота і розрахунок дерев'яних конструкцій на центральний розтяг, центральний стиск, на поперечний згин та косий згин», тема 5 «Робота і розрахунок позацентрово-стиснутих та позацентрово-розтягнутих елементів» дисципліна «Конструкції з дерева та пластмас»);
- розроблено нові підходи щодо анкерування металевої та композитної арматури в дощатоклеєних балках (тема 11 «Розрахунок та проектування дерев'яних балок – брусчатих на циліндричних та пластмасових нагелях, дощатоклеєних балок, клеєфанерних балок. Головні висновки по курсу, узагальнення знань» дисципліна «Конструкції з дерева та пластмас»);
- удосконалено методи підсилення несучих дерев'яних елементів металевою та композитною арматурою (тема 13 «Ремонт та способи підсилення несучих дерев'яних елементів» дисципліна «Проектування конструкцій з дерева та пластмас»).

Проректор
 з науково-педагогічної роботи,
 професор

Загородній А.Г.

ДОВІДКА
про впровадження результатів

Результати дисертаційного дослідження Сурмая Михайла Ігоровича на тему «Міцність та деформативність дощатоклеєних балок армованих склопластиковою та базальтовою арматурою» впроваджені нашим підприємством при проектуванні перекриття під час реставрації та перепланування під магазин одягу з відновленням офіцин будинку на проспекті Свободи 21. В результаті заміни дерев'яних балок суцільного перерізу на серійні балки БС-1 підвищено надійність елементів перекриття, зменшено витрати деревини, а відповідно отримано економічний ефект в розмірі 1,17 м³ деревини на 100 м² перекриття будинку.

Директор
ПП «КБ Конструктив»



Боровий Р.В.



ФО-підприємець Ткач Андрій Ігорович

вул. Пасічна, 171/102, м. Львів, 79032

Тел (097) 66-18-139

E-mail: budteam.project@gmail.com

www.budteam-lviv.com

ЄДРПОУ - 3248009051 р/р 26009053824176
в ПрАТ «Приват Банк» м. Львів, МФО 325321,

16 березня 2015 р.

ДОВІДКА

про впровадження результатів

Рекомендації щодо розрахунку та виготовлення дощатоклесних армованих балок запропоновані Сурмаєм Михайлом Ігоровичем, які увійшли в дисертаційну роботу на тему «Міцність та деформативність дощатоклесних балок армованих склопластиковою та базальтовою арматурою» були використані нашою проектною групою ТМ ПГ «БудТім» (ФОП Ткач А.І) при проектуванні несучих балок прольотом 10 м Бм-1, дерев'яних балконів на відм. +2,550 в проєкті 50-15 «Будівництво релігійною громадою УГКЦ парафії Пресвятої Трійці у Сихівському р-ні церкви свмч. Андрія Іщака на вул. Садибній 1а у м.Львові».

ФО-підприємець



А.І. Ткач

ДОДАТОК Є

Нормальні напруження в балках, обчислених за допомогою ПК «ЛІРА»

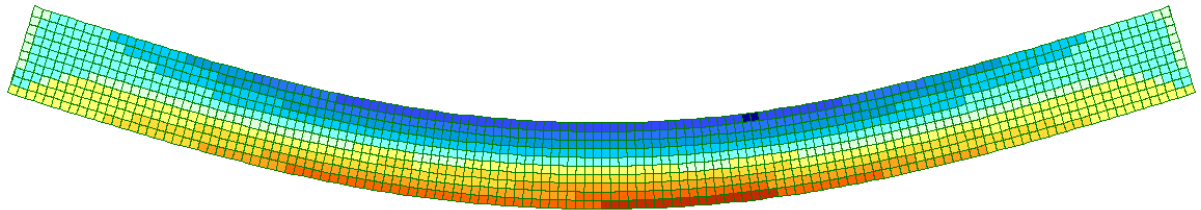
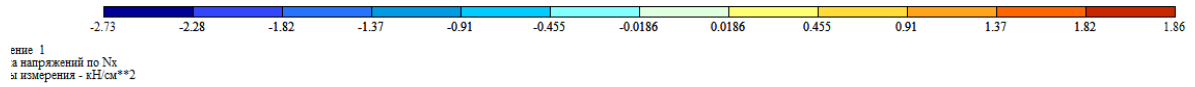


Рис. Є.1. Ізополя нормальних напружень в балках серії І.

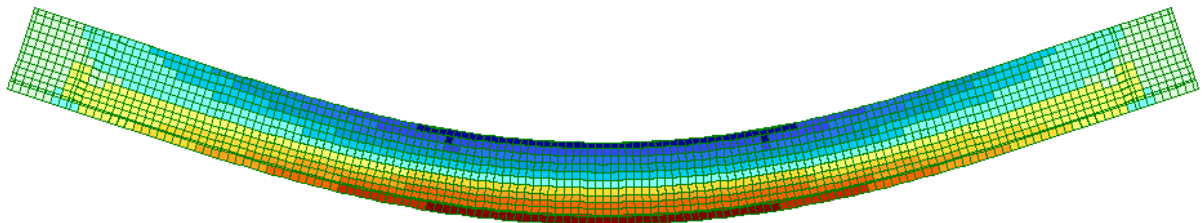
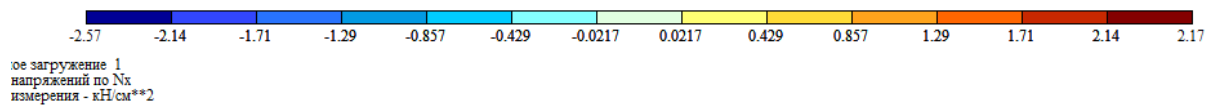


Рис. Є.2. Ізополя нормальних напружень в балках серії ІІ.

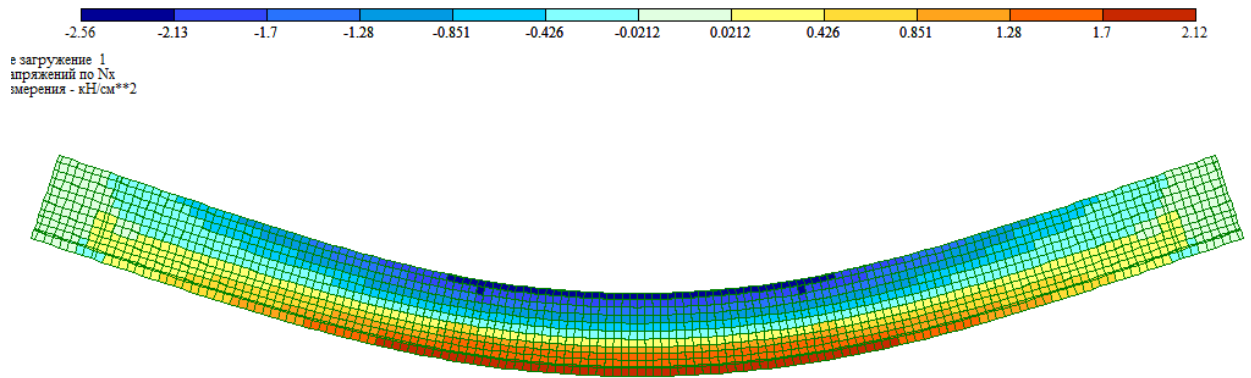


Рис. Є.3. Ізополя нормальних напружень в балках серії III.

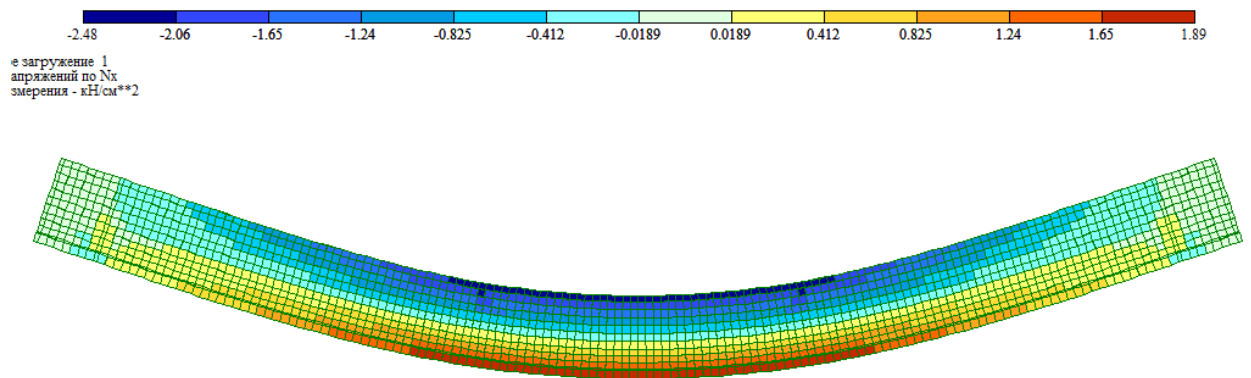


Рис. Є.4. Ізополя нормальних напружень в балках серії VI.

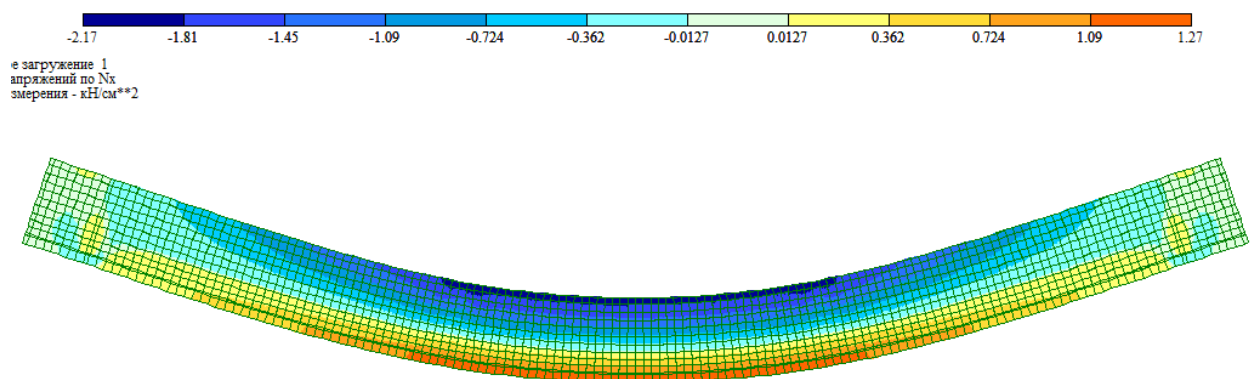


Рис. Є.5. Ізополя нормальних напружень в балках серії V.