

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

Факультет інженерії машин, споруд і технологій

(повна назва факультету)

Кафедра будівельної механіки

(повна назва кафедри)

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

Магістра

(назва освітнього ступеня)

на тему: Дослідження міцності конструкційної деревини із врахуванням історії попереднього навантаження

Виконав: студент VI курсу, групи МБнм-61
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
(шифр і назва спеціальності)

Студент _____
(підпис) Чевелюк А.І.
(прізвище та ініціали)

Керівник _____
(підпис) Баран Д.Я.
(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль _____
(підпис) Мещерякова О.М.
(прізвище та ініціали)

Завідувач кафедри _____
(підпис) Ясній В.П.
(прізвище та ініціали)

Рецензент _____
(підпис) Чубик В.Ф.
(прізвище та ініціали)

Тернопіль
2023

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

Факультет Факультет інженерії машин, споруд і технологій
(повна назва факультету)

Кафедра Будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри
Ясній В.П.
(підпис) (прізвище та ініціали)
« » 2023 р.

ЗАВДАННЯ НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

на здобуття освітнього ступеня Магістр
(назва освітнього ступеня)

за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)

студенту Чевелюк Арсеній Іванович
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи «Дослідження міцності конструкційної деревини із врахуванням історії попереднього навантаження»

Керівник роботи Баран Денис Ярославович, к.т.н.
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від « 10 » 04 2023 року № 4/7-364.

2. Термін подання студентом завершеної роботи _____

3. Вихідні дані до роботи _____

4. Зміст роботи (перелік питань, які потрібно розробити)
Стан питання та завдання дослідження. Закономірності виникнення та розвитку основних видів ушкоджень дерев'яних конструкцій у процесі тривалої експлуатації у різних температурно-вологісних умовах. Аналіз зміни несучої здатності дерев'яних конструкцій у процесі їхньої тривалої експлуатації. Попередження виникнення пошкоджень дерев'яних конструкцій та їх відновлення

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Охорона праці	Каспрук В.Б. доцент		
Безпека в надзвичайних ситуаціях	Стручок В.С. ст. викл.		
Нормоконтроль	Мещерякова О.М. ст.викл.		

7. Дата видачі завдання _____

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів роботи	Термін виконання етапів роботи	Примітка
1	Огля літератури за темою досліджень		
2	Закономірності виникнення та розвитку основних видів ушкоджень дерев'яних конструкцій у процесі тривалої експлуатації у різних температурно-вологісних умовах		
3	Аналіз зміни несучої здатності дерев'яних конструкцій у процесі їхньої тривалої експлуатації		
4	Попередження виникнення пошкоджень дерев'яних конструкцій та їх відновлення		
5	Охорона праці		
6	Загальні висновки		

Студент

_____ (підпис)

Керівник роботи

_____ (підпис)

Чевелюк А.І.

_____ (прізвище та ініціали)

Баран Д.Я

_____ (прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП.....	6
РОЗДІЛ 1 СТАН ПИТАННЯ ТА ЗАВДАННЯ ДОСЛІДЖЕННЯ.....	9
1.1 Застосування дерев'яних конструкцій у будівництві	9
1.2 Термін служби дерев'яних конструкцій.....	10
1.3 Зміна фізико-механічних властивостей дерев'яних конструкцій при тривалій експлуатації.....	13
1.3.1 Тривалий опір деревини	13
1.3.2 Міцність деревини конструкції після тривалої експлуатації	15
1.3.3 Механічні ушкодження деревини.....	16
РОЗДІЛ 2 ЗАКОНОМІРНОСТІ ВИНИКНЕННЯ ТА РОЗВИТКУ ОСНОВНИХ ВИДІВ УШКОДЖЕНЬ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ У ПРОЦЕСІ ТРИВАЛОЇ ЕКСПЛУАТАЦІЇ У РІЗНИХ ТЕМПЕРАТУРНО-ВОЛОГІСНИХ УМОВАХ	18
2.1 Методичні особливості обстеження дерев'яних конструкцій	18
2.2 Особливості розташування основних видів пошкоджень на дерев'яних конструкціях	26
2.3 Аналіз появи та розташування тріщин у дерев'яних конструкціях	28
2.3.1 Конструкцій з тріщинами при тривалій експлуатації	28
2.3.2 Розміри тріщин залежно від їхнього розташування на перерізі конструкції	32
2.3.3 Аналіз результатів обстежень балок горищних перекриттів отриманих за апроксимуючим прямим.....	36
2.3.4 Аналіз результатів обстежень кроквяних конструкцій отриманих за апроксимуючим прямими.....	36

2.4 Висновки до розділу 2	37
РОЗДІЛ 3 АНАЛІЗ ЗМІНИ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ У ПРОЦЕСІ ЇХНЬОЇ ТРИВАЛОЇ ЕКСПЛУАТАЦІЇ.....	39
3.1 Розрахунково-теоретичне дослідження особливостей напружено-деформованого стану дерев'яних конструкцій із тріщиною.....	39
3.1.1 Методика розрахунку, заснованого на методі складених стрижнів із пружноподатливими зв'язками	40
3.2 Дослідження зміни міцності деревини в залежності від виду напружено-деформованого стану довго експлуатованих конструкцій	41
3.2.1 Методика проведення експериментальних досліджень.....	42
3.2.2 Зміна міцності деревини, залежно від різного напруженого стану конструкцій.....	45
3.2.3 Зміна міцності деревини в залежності від терміну експлуатації	47
3.2.4 Зміна модуля пружності при статичному згинанні деревини залежно від різного напруженого стану.....	49
3.3 Висновки до розділу 3	51
РОЗДІЛ 4 ПОПЕРЕДЖЕННЯ ВИНИКНЕННЯ ПОШКОДЖЕНЬ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ ТА ЇХ ВІДНОВЛЕННЯ.....	52
4.1 Розрахунок дерев'яних конструкцій з урахуванням розмірів та розташування пошкоджень	52
4.2. Класифікація та вибір способів посилення конструкцій	53
4.3 Посилення будівельних конструкцій	57
4.3.1 Підсилення балок міжповерхових та горищних перекриттів.....	57
4.3.2 Посилення кроквяних конструкцій	59
4.4 Висновки до розділу 4	61

РОЗДІЛ 5 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ	62
5.1 Охорона праці	62
5.1.1 Інженерні рішення з охорони праці	62
5.1.2 Огородження території	64
5.1.3 Визначення небезпечних зон на будівельному майданчику	64
5.1.4 Організація безпечних умов праці земляних робіт.....	65
5.1.5 Організація безпечних умов праці бетонних робіт.....	65
5.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях	68
5.2.1 Законодавча база України	68
5.2.2 Стійкість будівлі від ударної хвилі	68
ВИСНОВКИ.....	73
БІБЛІОГРАФІЯ.....	74

ВСТУП

Сучасними проблемами містобудування є реконструкція та ремонт існуючої забудови, а також способи збільшення термінів її експлуатації на стадіях будівництва. Дерево, як будівельний матеріал, завжди знаходило широке застосування при зведенні будівель та споруд у вигляді несучих та огорожувальних конструкцій. Термін експлуатації значної частини дерев'яних конструкцій перевищує рекомендований технічною літературою до 60 років.

Забезпечення достатньої несучої здатності дерев'яних конструкцій протягом усього заданого періоду експлуатації передбачено діючими нормативно-технічними документами. У них враховано специфіку роботи деревини як конструкційного матеріалу, анізотропію її фізико-механічних властивостей, зміну міцності залежно від температурно-вологісних умов експлуатації та часу дії навантаження та інші фактори.

Однак при експлуатації є приклади як швидкого руйнування конструкцій з деревини, так і безаварійної експлуатації протягом кількох століть. Причини цього добре вивчені - якщо конструкції експлуатуються без порушення їх цілісності, задана здатність зберігається протягом усього періоду експлуатації. В іншому випадку несуча здатність зменшується через ушкодження, що виникають в них, в основному механічного (тріщин) і біологічного (гниття) характеру. Тому збереження конструкцією початкових властивостей, заданих їй під час виготовлення, один із головних чинників, що впливає на зміну їхньої несучої здатності.

Враховуючи вищевикладене, метою роботи.

Мета роботи: є дослідження міцнісних властивостей деревини дерев'яних конструкцій, що експлуатувалися тривалий час, з врахуванням виниклих у них пошкоджень і уточнення рекомендації щодо збільшення їх довговічності.

Об'єкт досліджень – міцнісні властивості деревини дерев'яних конструкцій.

Предмет дослідження – міцнісні властивості деревини дерев'яних

конструкцій, що експлуатувалися тривалий час, з врахуванням виниклих у них пошкоджень.

Доцільність проведення досліджень зумовлена тим, що отримані результати дадуть можливість підвищити економічність та довговічність каркасів житлових будівель при їх експлуатації.

Завдання роботи:

- на підставі аналізу результатів натурних обстежень дерев'яних конструкцій, які тривалий час експлуатуються в різних температурно-вологісних умовах, дослідити особливості розташування біологічних та механічних пошкоджень конструкцій та виявити основні закономірності їх виникнення та розвитку;

- дослідити напружено-деформований стан дерев'яних конструкцій з різними пошкодженнями, що виникли в процесі їхньої експлуатації;

- визначити зміну міцності деревини в залежності від виду напруженого стану, що діяв у період тривалої експлуатації в різних температурно-вологісних умовах;

- розробити пропозиції щодо запобігання виникненню пошкоджень та відновленню властивостей дерев'яних конструкцій в процесі експлуатації.

Методи дослідження – експериментальний.

Галузю застосування результатів роботи є проектування нових, реконструкція та експлуатація існуючих будівель.

Наукова новизна отриманих результатів полягає в тому, що на основі аналізу експериментальних досліджень встановлено основні закономірності виникнення та розвитку пошкоджень дерев'яних конструкцій механічного та біологічного характеру; в результаті експериментальних досліджень буде встановлено характер зміни міцності деревини, що експлуатувався протягом 70 років і більше у конструкціях з різним видом напружено деформованого стану.

Практичне значення отриманих результатів. Отримані в роботі результати досліджень можуть бути використані для зведення нових та реконструкції існуючих житлових каркасних будівель.

Апробація результатів кваліфікаційної магістерської роботи виконана

роботи виконана на VI Міжнародній студентській науково-технічній конференції «Природничі та гуманітарні науки. актуальні питання» (Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 27-28 квітня 2023 року.).

Публікація результатів кваліфікаційної магістерської роботи здійснена у збірнику тез вищезазначеної конференції.

Робота виконана згідно з тематикою науково-дослідних робіт кафедри будівельної механіки ТНТУ та державними програмами надійності і економічності будівельних виробів, матеріалів і конструкцій.

Ключові слова: деревина, міцнісні характеристики.

РОЗДІЛ 1

СТАН ПИТАННЯ ТА ЗАВДАННЯ ДОСЛІДЖЕННЯ

1.1 Застосування дерев'яних конструкцій у будівництві

Деревина – це єдиний природний, широко розповсюджений будівельний матеріал. Історія застосування дерев'яних конструкцій починається багато століть тому. У середні віки і до 18 ст. у середньовічній Європі знайшли застосування дерев'яні крокви дахів. У 16 ст. Палладіо широко використовував розкісні конструкції та кроквяні ферми. Спочатку домінували розкісні та ригельно - розкісні системи, а при влаштуванні дахів використовувалися покрівлі з опорою в середній частині, характерні для більшості особняків 17-19 століть. У міру збільшення ширини будівель кроквяні ноги посилювалися додатковими елементами: ригелями - затяжками, підкосами. У зальних приміщеннях почали використовуватися висячі крокви, підкріплені у середині прольоту підвісками. Такі системи отримали назву шпренгельних та зустрічаються до нашого часу.

Несучі конструкції покриттів, що мають прольоти відносно малої величини, відрізнялися найпростішими розрахунковими схемами у вигляді балок або різних шпренгельно- розкісних систем.

Дерев'яні конструкції великопрогонових покриттів зазвичай мали розрахункові схеми у вигляді складних статистично невизначених систем. Більшість конструкцій виконували з елементів, що працюють на стиск та вигин, виготовлених за допомогою найпростіших ручних інструментів, причому метал у таких конструкціях грав допоміжну роль кріплення і замінювався в міру корозійного зносу.

З появою металу деревина витіснялася з будівель громадського призначення, хоч і зберігала свою роль у житловому будівництві та мостобудуванні, де використовувалися різні комбінації деревини з металом.

Великий розвиток отримали дерев'яні клеєні конструкції завдяки високому рівню індустріалізації їх виробництва та іншими перевагами. До основних видів конструкцій з клеєної деревини, що увійшли до практики будівництва в багатьох

країнах, належать прямолінійні, криволінійні (ламані) та просторові системи. Практика останніх років показує, що з клеєної деревини можна виготовляти всі види просторових конструкцій, які виконуються із залізобетону, такі як склепіння, складки та склепіння-оболонки на поперечних стінах, оболонки двоякої позитивної та негативної кривизни (гіперболічні параболоїди).

З використанням клеєних дерев'яних конструкції зводяться великопрогонові будівлі та споруди громадського призначення. (спортивні, видовищні, торгові), оскільки вони повною мірою відрізняються архітектурною виразністю та підвищеним ступенем вогнестійкості.

Однією із сучасних проблем будівництва є збереження існуючої забудови. Велика кількість конструкцій із цільної деревини продовжує експлуатуватися після 70 років служби. Збільшення надійності цільнодерев'яних конструкцій дозволить продовжити термін їх експлуатації і тим самим скоротити обсяги нового будівництва.

1.2 Термін служби дерев'яних конструкцій

Існує безліч прикладів як тривалого періоду експлуатації конструкцій із цільної деревини, так і виходу з ладу в короткий термін.

У Норвегії пам'ятники дерев'яної архітектури зберігаються з 11-12 століть. У Однак, поряд з прикладами успішного застосування дерев'яних конструкцій протягом тривалого часу в різних будинках, можливий вихід конструкцій з ладу практично в перші роки експлуатації.

Середня тривалість експлуатації малоповерхової дерев'яної будівлі від будівництва до демонтажу може становити близько 200 років. За умови, що будівля в процесі експлуатації кілька разів піддається капітальному ремонту, а дрібні ремонти виконують в середньому через кожні 30 років. У разі відсутності ремонтних робіт граничне зношування будівлі відбуватиметься в середньому через 100 років.

У нормативних документах термін служби будівель та окремих його

елементів та конструкцій не регламентується. Прийнято класифікацію будівель по групам капітальності, де вказано розрахункові терміни служби будівель, що визначаються з довговічності основних конструкцій, що несуть.

Основними несучими конструкціями з дерева є: фундаменти, стіни, перекриття та покриття. За капітальністю житлові будинки діляться на шість груп, а громадські на дев'ять. Термін служби конструктивних елементів з дерева промислових та житлових будівель представлений у таблиці 1.1 [14].

Діючі норми регламентують вимоги до конструкцій щодо забезпечення їх надійності та довговічності. Вимоги стандартів зводяться до того, щоб величини зусиль, напружень, деформацій, переміщень, а також величини зусиль від інших факторів та впливів не перевищували граничних значень, встановлених нормами.

З вищевикладеного можна робити висновок, що фактичний термін служби конструкцій може значно перевищувати нормований. При дотриманні вимог норм та забезпеченні однакової несучої здатності на початку експлуатації, в подальшому конструкції по-різному змінюють свої властивості. Під зміною властивостей конструкцій розуміється зміна фізико-механічних властивостей деревини та поява ушкоджень.

Таблиця 1.1 – Термін служби конструктивних елементів будівлі

Конструктивний елемент будівлі	Термін служби конструктивних елементів будівель та споруд, рік			Усереднені терміни служби у роках за групами будівель					
	виробничі	житлові	для розрахунку нормальних амортизаційних відрахувань	I	II	III	IV	V	VI
1.Фундаменти:дерев'яні стільці	10	15	12	-	-	-	-	10	10
2. Стіни: дерев'яні рубані та брусчасті, сирцеві	30	30	50	-	-	-	50	-	-
3. Стіни:дерев'яні збірно-щитові, каркасні		30	30	-	-	-	-	30	-
4.Перекриття дерев'яні дерев'яним балкам,оштукатурені міжповерхові	50	60	50	-	60	60	50	30	15
5.Перекриття дерев'яні по дерев'яним балкам, оштукатурені горищні	50	30	50	-	60	60	50	30	15
6. Дахи: (несучі елементи):крокви обрешітка дерев'яні	50	50	40	50	50	50	40	30	15

1.3 Зміна фізико-механічних властивостей дерев'яних конструкцій при тривалій експлуатації

1.3.1 Тривалий опір деревини

У процесі експлуатації дерев'яні конструкції тривалий час знаходяться під навантаженням при змінних температурі та вологості. На міцність деревини завдяки її реологічним властивостям значний вплив має тривалість дії навантаження. Тривалий опір деревини є показником дійсної міцності деревини на відміну межі міцності, що визначається прискореними випробуваннями.

Тривала міцність деревини - один із критеріїв довговічності та надійності дерев'яних конструкцій. Вивченням тривалої міцності, як із питань теорії міцності займалося багато дослідників, такі як А.Ф. Іоффе, А. А Вейбулл, Дж. Колінз, та багато інших.

Для опису зниження опору деревини з тривалістю навантаження пропонувалися різні залежності. Запропоновано визначати σ , за формулою

$$\sigma = \sigma_n + (\sigma_{вр} - \sigma_n)e^{-bt}, \quad (1.1)$$

де σ - напруження; t – час;

σ_n - межа тривалого опору;

$\sigma_{вр}$ - межа міцності при машинних випробуваннях; b – константа.

У дослідженнях Л.В. Вуд застосував пряму в напівлогарифмічних координатах: перший для того, щоб зобразити раніше прийняття в Медисонській лабораторії США зниження опору деревини на 9/16 від $\sigma_{вр}$ протягом 27 років.

Висунута С.М. Журковим та Г.М. Бартенєва концепція температурно-тимчасової залежності тривалої міцності по суті дозволила вперше дозволила пов'язати тривалу міцність твердого тіла з характеристиками його молекулярної будови. Згідно з цією концепцією, час до руйнування t (довговічність матеріалу) виражається рівнянням:

$$t = \tau_0 \exp(v_{\text{про}} - \gamma \sigma / RT), \quad (1.2)$$

де t – час до руйнування, с; σ - напруга, МПа;

τ_0 - період теплових коливань атомів 10^{13} с;

v_0 - початкова енергія активації процесу руйнування, рівна потенційному бар'єру розриву хімічних зв'язків твердих тіл, кДж/моль;

R - стала газова ($8,314 \times 10^3$), кДж/(моль \times град);

T - температура, град К;

γ - структурно-чутливий коефіцієнт, кДж/(моль \times МПа).

З рівняння випливає, що інтенсивність процесу руйнування залежить від навантаження та температури. Кінетична концепція будується на становищі, що з тепловому русі коливання атомів викликають ривки зусиль міжатомних зв'язках, порівнянні з міцністю зв'язку на розрив, тобто руйнування - кінетичний, термофлуктуаційний процес поступового накопичення ушкоджень.

Логарифмуючи рівняння [1.2), отримана крива в напівлогарифмічних координатах, що виражає залежність міцності, а від часу $\lg t$ визначається за формулою

$$\sigma = \sigma_0 - \alpha \lg \tau, \quad (1.3)$$

де σ_0 - напруження;

$\lg \tau$ - логарифм кута τ і дорівнює 0;

$$\alpha = 2.3RT/\gamma$$

Незважаючи на низку переваг, залежність (1.3) має обмеженість практичного застосування, так як формула призводить до кінцевого часу до руйнування за відсутності напруги і незалежності часу до руйнування від температури при $\sigma = v_0/\gamma$. Однак численними дослідниками визначено, що залежність цілком прийнятна в інтервалі $1 < \lg t < 9$.

Внаслідок поступового розриву хімічних зв'язків у твердому тілі відбувається процес накопичення суб-мікроушкоджень, що займає більшу частину

часу до моменту руйнування. Прискорене наближення до останнього починається, коли субмікротріщини, розсіяні в тілі та стабілізовані, досягнуть певної граничної концентрації та почнуть зливатися. Ця менша частина часу відповідає процесу розвитку тріщин, якого можуть застосовуватися методи механіки руйнування. Відносно зниження міцності деревини під навантаженням, таким чином, детерміновано фізичним процесом розриву хімічних зв'язків (у даному випадку - високо орієнтованого полімерного компонента деревини - природної целюлози), на відміну від абсолютних значень міцності деревини, що є випадковими величинами.

1.3.2 Міцність деревини конструкції після тривалої експлуатації

Більшість дослідників вважають, що з часом міцнісні якості деревини значно знижуються під впливом тривалих навантажень при змінних температурі і вологості. Проте, як свідчать роботи А.Х. Ошкар, що утворене при тривалій експлуатації зміцнення полімерної структури деревини призводить до збільшення ряду міцнісних показників. Такого ж висновку дійшли Т.Е. Кескюлла для дослідження несучих балок з ялинової деревини що вивчав конструктивні елементи із соснової деревини після 270-річної експлуатації.

Дослідження деревини у сільськогосподарських комплексах було проведено у Т.З. Кескюлла, який уперше досліджував стару деревину в умовах агресивних середовищ.

Тривалі випробування стандартних зразків "старої" деревини на стиснення, а також випробування експрес методом показали збереження закономірності деформування "старої" та нової деревини.

Роботи Е. Еріксона показують, що при багаторазових циклічних змінах вологості конструкцій під навантаженням, відбувається зниження міцності та жорсткості деревини, так звана гігровтома. Найбільш значущі зміни відбуваються на перших циклах сорбції-десорбції. При тривалій експлуатації (число циклів $N \rightarrow \infty$) найбільше впливають амплітуда коливання вологості та навантаженість зразка. При розтягуванні впоперек волокон зміна амплітуди коливань вологості від

4 до 8 % призводить до зниження модуля пружності зразка на 0,06 %, а збільшення навантаження на 10 % - зменшення цього показника на 0,15 %.

Незважаючи на різнобічні дослідження зміни фізико-механічних властивостей деревини при тривалій експлуатації, недостатньо вивченим залишається питання впливу виду напружено-деформованого стану конструкцій, що тривало експлуатуються, на міцність і модуль пружності деревини.

Поява в процесі експлуатації в конструкціях ушкоджень, на рівні зі зміною фізико-механічних властивостей деревини впливає на термін їх експлуатації.

1.3.3 Механічні ушкодження деревини

Відповідно до норм основними вадами деревини (механічними пошкодженнями) є: сучки, нахил волокон, тріщини кишеньки, прорости. Нормативи показників недоліків, номенклатура яких залежить від їх значущості, народження та наявності кореляційного зв'язку з показниками міцності, закладені в діючі стандарти.

Відомо, що основними сортоутворюючими вадами є сучки. Їхня питома вага серед основних вад становить від 69 до 98 %. Численними дослідженнями встановлено пряму залежність ослаблення міцності елементів від відносних розмірів сучків. Найбільше значно знижують міцність сучки, що виходять на ребро, внаслідок несиметричного до осі матеріалу розташування, перерізання волокон і попадання при роботі в розтягнуту зону. Нахил волокон знижує як міцність, так і жорсткість елементів, причому ці зниження ідентичні. Нахил волокон починає надавати найбільше вплив на міцність при згинанні при куті $\beta=15^\circ$. Отже, прийняті в нормативних документах, що діють, обмеження нахилу волокон, рівні 15%, можна вважати цілком прийнятними.

Показником цілісності матеріалів є тріщини, кишеньки, прорости. У рекомендованому правилі сортування хвойних матеріалів для цих вад однаково нормується глибина, довжина та положення щодо торця. Зазначається, що чисельні характеристики вад повинні бути обрані з урахуванням розподілу напруги та

кріплення будівельних конструкцій. Якісними характеристиками тріщин прийняті не їх тип (метикові, морозні, відлуплені і т.д.), не ширина (зімкнуті і розійшлися), а положення в елементі з урахуванням зазначених факторів (торцеві і не торцеві) та їх глибина (наскрізні та ненаскрізні). За глибину цих вад прийнято розмір їхньої проекції на крайку в частках від товщини.

Тріщини, на відміну від зазначених вище вад деревини, можуть з'являтися в процесі експлуатації, і обумовлені постійною зміною вологості деревини конструкцій.

У нормативній літературі, що діє, відсутні рекомендації щодо визначення несучої здатності дерев'яних конструкцій з тріщинами.

Розрахунок згинальних дерев'яних конструкцій з тріщиною, що виходить на торець, можна проводити, ґрунтуючись на теорії розрахунку складових стрижнів на пружноподатливих зв'язках і чисельними методами.

Відсутня методика розрахунку дерев'яних конструкцій із тріщинами, рекомендована до нормативних документів. Тому необхідно дослідити особливості напруженого стану дерев'яних конструкцій з тріщинами різними методами і розробити методику визначення їх залишкової несучої здатності.

РОЗДІЛ 2

ЗАКОНОМІРНОСТІ ВИНИКНЕННЯ ТА РОЗВИТКУ ОСНОВНИХ ВИДІВ УШКОДЖЕНЬ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ У ПРОЦЕСІ ТРИВАЛОЇ ЕКСПЛУАТАЦІЇ У РІЗНИХ ТЕМПЕРАТУРНО-ВОЛОГІСНИХ УМОВАХ

2.1 Методичні особливості обстеження дерев'яних конструкцій

Дослідження процесів виникнення та розвитку основних видів пошкодження дерев'яних конструкцій стосувалося найбільш поширених згинальних і стисло-згинальних конструкцій та елементів у складі перекриттів та покриттів будівель. Зокрема, натурним обстеженням піддавалися балки горищних та міжповерхових перекриттів, елементи кроквяних та купольних покриттів, з урахуванням наступних особливостей експлуатації: що часто застосовуються у будівництві; доступні під час обстеження; довгостроково експлуатовані; експлуатовані у різних температурно-вологісних умовах.

Балки міжповерхового перекриття експлуатуються всередині опалювальних, а балки горищних перекриттів - усередині приміщень, що не опалюються. Вентиляція таких конструкцій зазвичай утруднена внаслідок заповнення міжбалкового простору утеплювачем. Елементи кроквяних систем і ребра купольних конструкцій, що експлуатувались всередині не опалюваних приміщень двоповерхових цивільних будівель. Дослідження закономірностей виникнення та розвитку ушкоджень проводилося з урахуванням матеріалів, отриманих у результаті безпосередньої участі у обстеженнях конструкцій.

У цьому вирішувалися такі:

- відпрацьовувалася методика обстеження дерев'яних конструкцій;
- проводився інструментальний контроль технічного стану конструкцій будівель у процесі планових та позачергових оглядів (профілактичний контроль);
- виконувалось технічне обстеження конструкцій будівель, зокрема аварійних, для обґрунтування виду ремонту.

У таблиці 2.1 [7] показано кількість обстежених конструкцій на різних

об'єктах.

Методика проведення обстежень була прийнята з урахуванням раніше проведених робіт, специфіки поставлених завдань та складалася з наступних етапів:

1. Формулювання завдань обстеження конструкції;
2. Огляд, загальна оцінка технічного стану об'єкта;
3. Складання детального плану робіт з обстеження, включаючи обґрунтування місць та способів перерізів конструкцій;
4. Обмірні роботи з об'єктом, що обстежується;
5. Візуальне та інструментальне обстеження конструкцій, у тому числі: розріз конструкцій; оцінка технічного стану конструкцій; взяття проб, а також проведення механічних та біологічних випробувань деревини конструкцій;
6. Розрахунок несучої здатності конструкцій;
7. Аналіз результатів обстеження;
8. Висновки та рекомендації.

Вивчення архівних матеріалів виконувалось з метою збору вихідних даних, виконувалося в основному з використанням наступних матеріалів:

- історичну довідку;
- проектної документації (технічне завдання, технічний проект, робочий проект, робочі креслення та ін.);
- будівельної документації (сертифікати на матеріали та вироби, документи щодо відступу від проекту, журнали робіт та авторського нагляду, акти на приховані роботи, документи про контроль внутрішніх дефектів та пошкоджень конструкцій, акти про приймання об'єкта в експлуатацію, відомість недоробок та ін.);
- експлуатаційної документації (паспорт на будівлю, технічний журнал з експлуатації, а також інші документи, що містять відомості про технічні зміни у конструкціях внаслідок ремонтів та догляду за ними);
- технічних висновків щодо обстеження та стану конструкцій.

Таблиця 2.1 – Кількість обстежених конструкцій при аналізі появи та розташування тріщин

Вид конструкції	Елемент конструкції	Кількість конструкцій, шт.
1	2	5
Балки міжповерхового перекриття		140
Балки горищного перекриття		86
Кроквяні системи	Крокви	25
		22
		12
		17
		23
		16
		19
	Разом	134
	Затяжки	7
		18
		10
		9
Разом	44	
Кроквяні системи	Розкіс	6
		3
		5
		7
		12
		20
	Разом	53
	Стійка	8
		8
		13
		16
		23
		4
		20
Разом	92	
Разом на вигляд	323	
Усього		549

Враховуючи тривалий період експлуатації конструкції, здебільшого така документація була відсутня. При цьому особлива увага приділялася терміну та умовам експлуатації, виконаним раніше роботам з обстеження та ремонту.

Кожна конструкція піддавалася візуально-інструментальному обстеженню, а при необхідності повному або частковому розрізу. Розріз конструкції проводили у потенційно небезпечних місцях з найбільшою ймовірністю появи ушкоджень, наприклад у місцях, спирання на несучі стіни, близькість інженерних мереж тощо. Елементи кроквяних конструкцій оглядалися після видалення внутрішньої підшивки.

У процесі обстеження встановлювали габаритні розміри конструкцій, їхній крок, поперечний переріз, а також склад заповнення перекриттів та ін.

Особлива увага приділялася фіксації механічних пошкоджень, що виникли у вигляді тріщин, хоча відзначалися й інші пошкодження (прогини, вихід з площини та ін.). При виявленні пошкодження визначали його розміри, розташування на конструкції та на плані розташування конструкцій.

Ступінь руйнування визначалася максимальною глибиною пошкодженої ділянки конструкції з урахуванням площі їх поперечного перерізу.

Глибину ушкодження з кожного боку конструкції вимірювали щупом (рисунок 2.1), відзначалася максимальна довжина пошкодженої ділянки (рисунок 2.2).

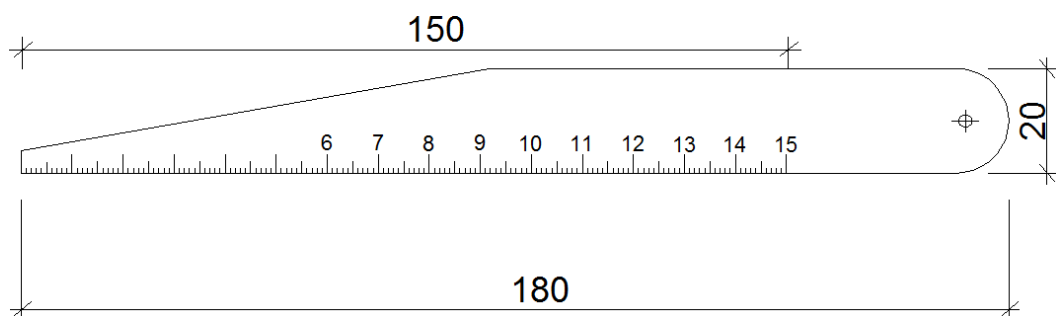


Рисунок 2.1 – Вимірювальний щуп

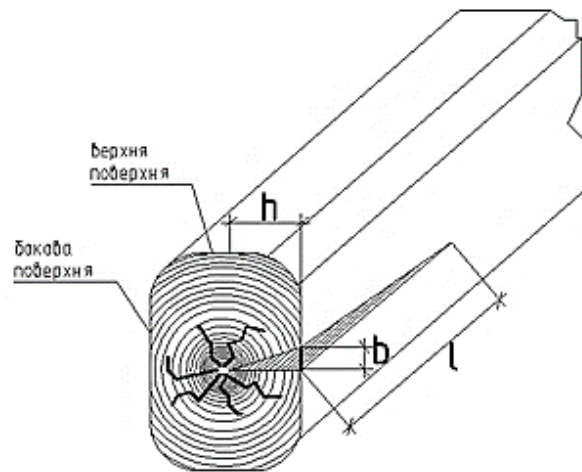


Рисунок 2.2 – Вимірювання тріщин в обстежуваних конструкціях

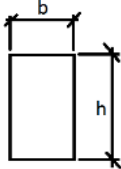
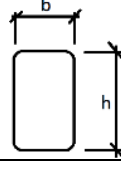
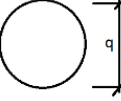
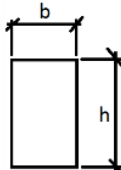
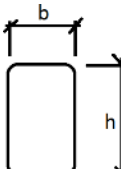
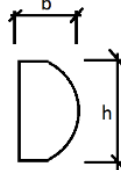
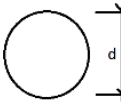
Виявлення тріщин на конструкції проводилося візуальним способом.

Для фіксації максимальних розмірів тріщин (ширини розкриття b , глибини h та довжини L) використовувалися сталеві лінійки та рулетка.

При проведенні статичного аналізу появи та розташування тріщин результати обстежень згруповані за такими вибірками:

- вид конструкції;
- термін експлуатації;
- напружений стан у процесі тривалої експлуатації (для елементів кроквяних конструкцій);
- розташування тріщини по перерізу конструкції;
- розташування тріщини у конструкції;
- глибина тріщини;
- ширина розкриття тріщини;
- довжина тріщини.

Таблиця 2.2 – Основні характеристики обстежених конструкцій

Вид конструкції	Проліт, м		Переріз		
	мінімальний	максимальний	ескіз	розміри, мм	
				min	max
1 Балки горизонтних та міжповерхових перекриттів	2,5	6,7		b = 80 h = 160	b = 290 h = 340
				b = 200 h = 250	b = 300 h = 300
				d=200	d=250
2 Кроквяні конструкції	6,5	18		b = 120 h = 130	b = 300 h = 320
				b = 150 h = 180	b = 360 h = 380
				b = 150 h = 180	b = 180 h = 200
				d=140	d=320

Таблиця 2.3 - Класифікація вибірок при аналізі появи та розташування тріщин

Напружений стан	Розташування тріщин		Розміри тріщин		
	на перетині	у конструкції	ширина, см	глибина	довжина
Стиск	вертикальне	торцеве	0,1-0,5	0,25В*	до 1,5 L**
Розтяг	горизонтальне	не торцеве	0,6-0,1	0,25-0,5В	1/5L – 4,5L
			1,1-2	0,51-0,75В	L
Згин	похилий, гвинтове та ін.		2,1-3	0,76В	

Примітка: * В – ширина чи висота перерізу конструкції, ** L – довжина конструкції.

Для кожної вибірки визначали відсоток конструкцій із пошкодженням X на момент обстеження за формулою

$$X = (N_{\sigma}/N_{\text{про}}) \times 100\%, \quad (2.4)$$

де $N_{\text{заг}}$ - загальна кількість конструкцій по групі, шт.;

N_{σ} - Кількість пошкоджених конструкцій на момент обстеження, шт.

Завдання прогнозування кількості дерев'яних конструкцій з біологічними та механічними ушкодженнями, що виникають при тривалій експлуатації, вирішував за допомогою регресійного аналізу результатів натурних обстежень дерев'яних конструкцій методом найменших квадратів. Підсумком вирішення такого завдання стала апроксимуюча крива. Це завдання було виконано з допомогою середовища MS Excel. Залежність виникнення та розвитку основних пошкоджень конструкцій (Φ) від періоду експлуатації (t) або місця появи на конструкції встановлювали у вигляді наступних математичних залежностей:

логарифмічної за формулою

$$\Phi = \alpha_0 + \alpha_1 \ln(t) \quad (2.5)$$

степенною за формулою

$$\Phi = \alpha_1 t^{\alpha} \quad (2.6)$$

степеневого полінома за формулою

$$\Phi = \alpha_0 + \alpha_1 t + \alpha_2 t^2 + \dots + \alpha_m t^m \quad (2.7)$$

де α_0 – вільний член;

$\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_m$ – коефіцієнти регресії.

Залежність, що найкраще апроксимує вихідні дані (а у разі поліноміальної залежності – ступінь полінома), встановлювали за мінімальним значенням суми квадратів відхилень фактичних значень щодо значень, обчислених за регресією. При цьому у використаних методиках розрахунку розглянуто три джерела дисперсії:

загальна сума квадратів відхилень фактичних значень від середнього значення залежної змінної за формулою

$$S_{\text{зар}} = \sum_{i=1}^n (\Phi_{\Phi_i} - \Phi)^2 \quad (2.8)$$

сума квадратів відхилень, що припадають на регресію за формулою

$$S_P = \sum_{i=1}^n (\Phi_{\Phi_i} - \Phi)^2 \quad (2.9)$$

- сума квадратів відхилень щодо регресії за формулою

$$S_{\text{отк}} = \sum_{i=1}^n (\Phi_{\Phi_i} - \Phi_{\Phi_i})^2 \quad (2.10)$$

де Φ_{Φ_i} - розрахункове значення фізичного зносу за рівнянням регресії;

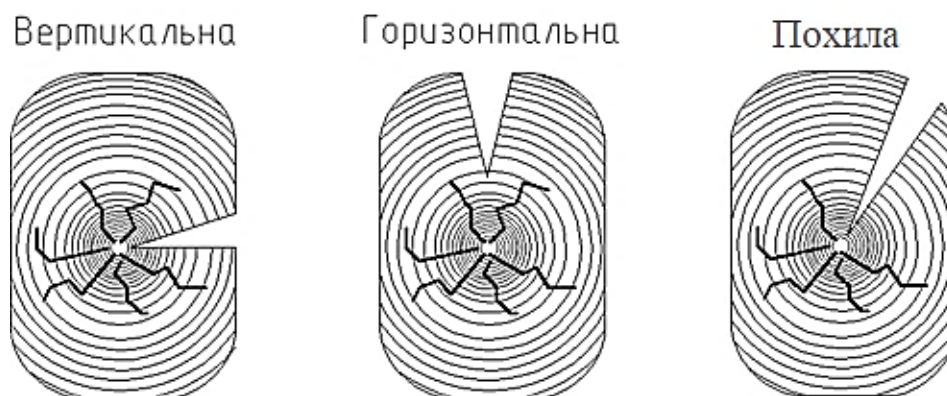
Φ_{Φ_i} - фактичне значення фізичного зносу.

Чим меншим є значення $S_{\text{отк}}$, тим точніше отримана залежність визначає вихідні дані. Оцінку збіжності теоретичних та експериментальних значень вели за коефіцієнтом кореляції r .

2.2 Особливості розташування основних видів пошкоджень на дерев'яних конструкціях

Виходячи із завдань дослідження, а також враховуючи, що розташування та розміри тріщин впливають на зміну їхньої несучої здатності, необхідно додатково розглянути особливості розташування тріщин в конструкціях, що експлуатуються. Розташування тріщин у дерев'яних конструкціях можна охарактеризувати місцезнаходженням тріщини у конструкції та на її перерізі. В експлуатованих конструкціях можливе вертикальне, горизонтальне та похило розташування тріщин на перерізі (рисунок 2.3а). У цільнодерев'яних конструкціях великого перерізу є можливість утворення в одному перерізі декількох тріщин з різним розташуванням (рисунок 2.3б). При розгляді конструкції по довжині, на різних ділянках можлива зміна розташування тріщини по перерізу (рисунок 2.3б), а також торцевий та не торцевий розвиток тріщини.

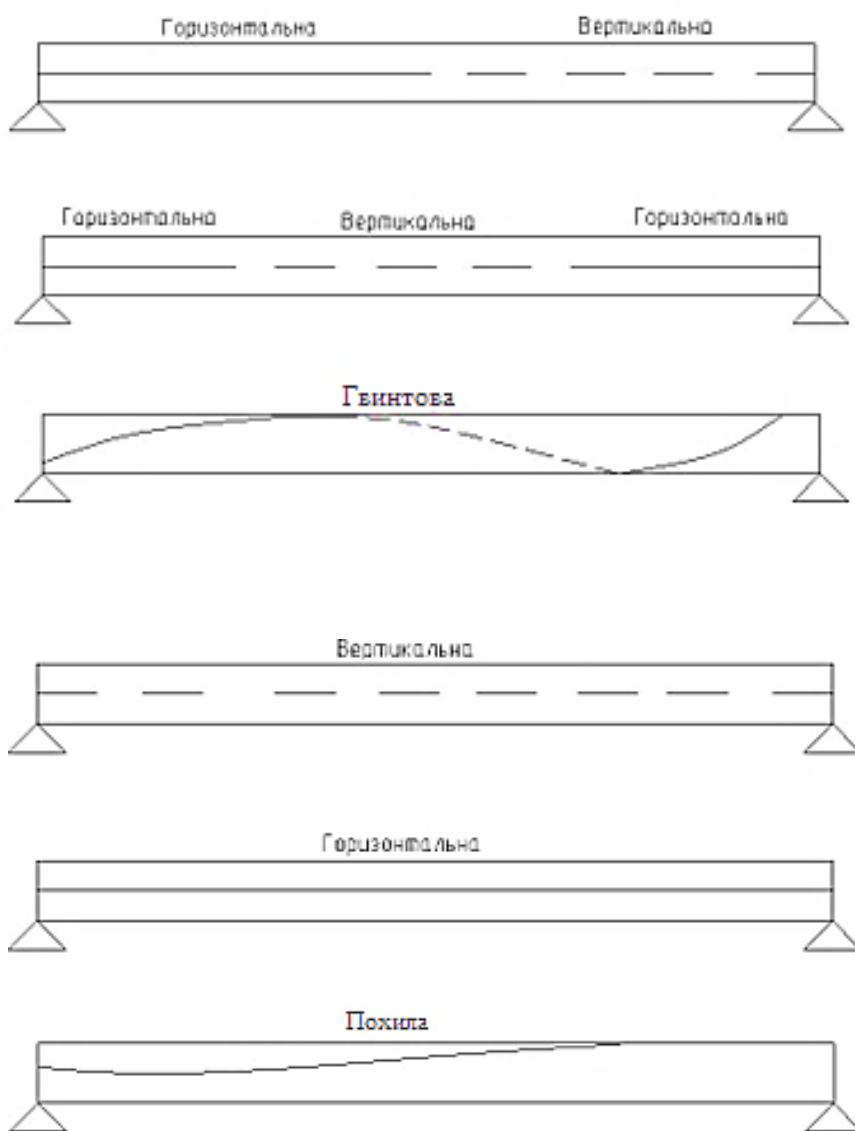
Приклади найбільш характерного розташування тріщин по перерізу конструкцій представлені на малюнку



а)

а) – у поперечному перерізі; б) по довжині конструкції.

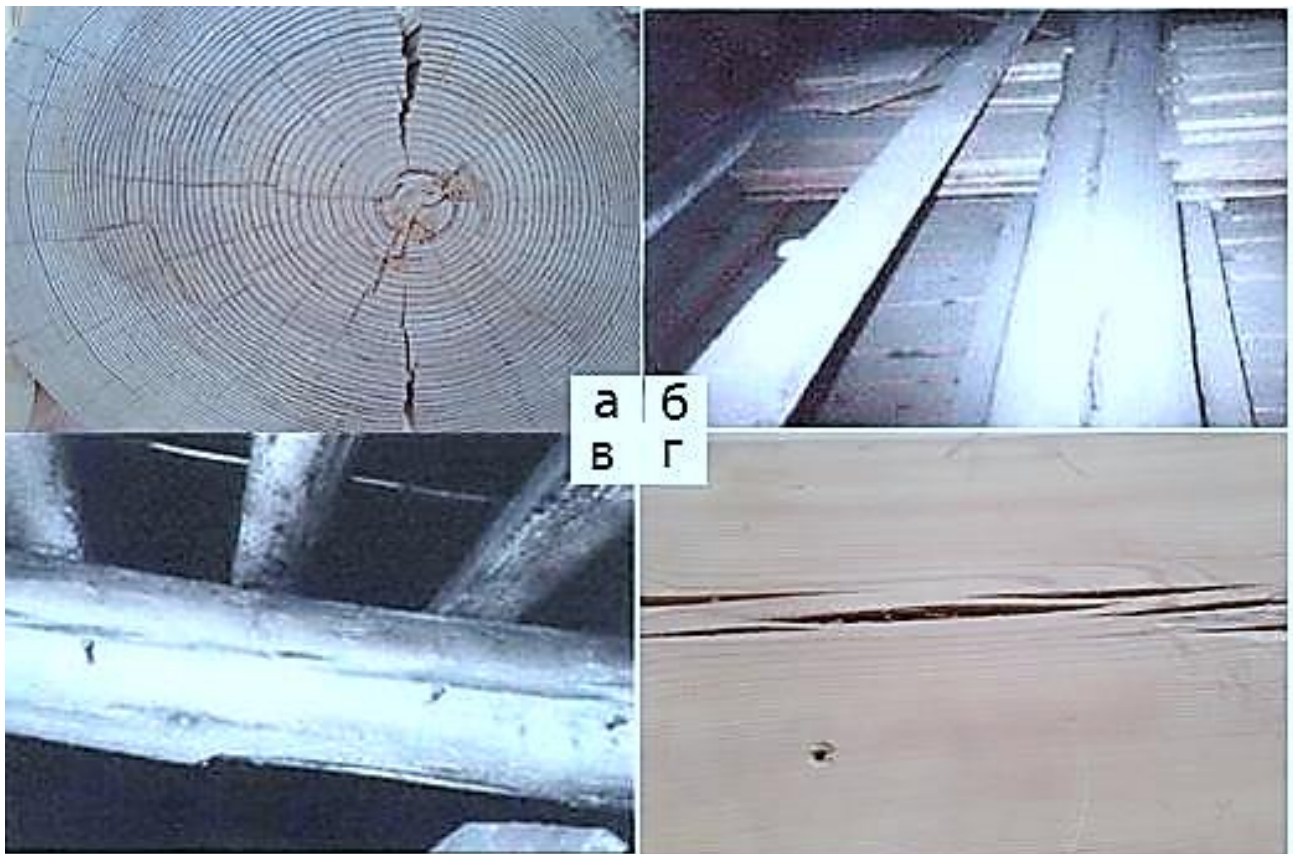
Рисунок 2.3 – Характер розташування тріщин



б)

а) – у поперечному перерізі; б) по довжині конструкції.

Рисунок 2.3, аркуш 2



а); б) вертикальні тріщини усушки балок міжповерхового перекриття; в), г) горизонтальні тріщини усушки несучих елементів верхнього поясу кроквяної системи.

Рисунок 2.4 – Приклади розташування тріщин із перерізу дерев'яних конструкцій

2.3 Аналіз появи та розташування тріщин у дерев'яних конструкціях

2.3.1 Конструкцій з тріщинами при тривалій експлуатації

Результати аналізу представлені у таблиці 2.4.

Отримані дані дозволили виявити деякі закономірності зміни кількості конструкцій з тріщиною у вигляді апроксимуючих кривих. Апроксимуючі залежності показані на рисунку 2.5. Значення вказані у відсотках до загальної кількості обстежених конструкцій виду, що розглядається. Рівняння отриманих апроксимуючих кривих наведено у таблиці 2.5.

Аналіз результатів обстежень та отриманих апроксимуючих кривих показує. Балки горищних та міжповерхових перекриттів.

Поширеність балок горищного і міжповерхового перекриттів з тріщинами, становить відповідно 81 і 80 %.

Кроквяні конструкції

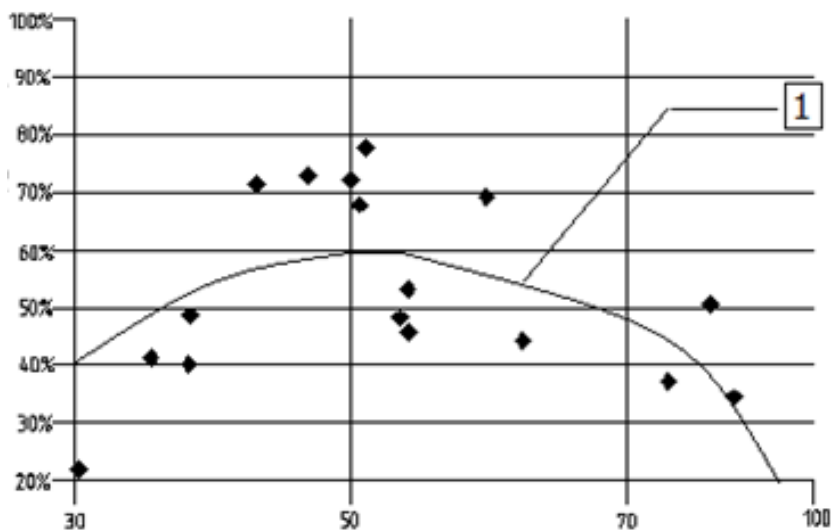
Частка конструкцій з тріщинами становить 50%. У період експлуатації від 30 до 50 років пошкоджених конструкцій становить 69,4 %. Це відповідно в 1,7 та 1,9 разів більше, ніж при терміні експлуатації від 50 до 70 та від 70 до 100 років.

Поширеність потрісканих елементів кроквяних конструкцій з різним напруженим станом відрізняється в 1,1-1,4 рази, за винятком пошкоджених розтягнутих елементів у період експлуатації від 30 до 50 років, частка яких у 2,2 рази більша, ніж тих що працюють на згин та стиск. Це можна пояснити використанням менш якісного матеріалу під час виготовлення розтягнутих елементів останнім часом.

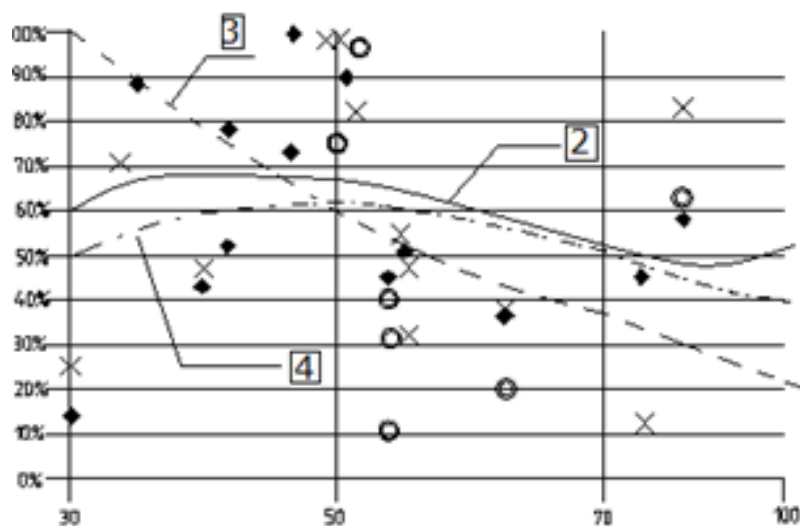
У період експлуатації від 50 до 70 років пошкоджених згинальних і розтягнутих елементів в 1,2 рази більше, ніж стиснутих, а в період експлуатації від 70 до 100 років пошкоджених згинальних елементів відповідно в 1,4 і 1,1 рази більше, ніж розтягнутих та стиснутих.

Таблиця 2.4 – Результати аналізу конструкцій із тріщинами

Вид конструкції	Елемент конструкції	Напружений стан під час експлуатації	Термін експлуатації, років	Кількість конструкцій		
				Всього обстежено, прим.	з тріщиною	
					шт.	%
1 Балки між поверховими перекриттями		згин	30-50	140	112	80
2 Балки горизонтних перекриттів		згин	30-50	86	69	81
3 Кроквяні конструкції	крокви	згин	30-50	41	16	39
			50-70	56	41	73
			70-100	37	15	40
			Разом	134	71	53
	затягування	розтяг	30-50	9	7	84
			50-70	23	16	72
			70-100	12	3	28
			Разом	44	24	55
	розкіс	стиск	30-50	24	9	39
			50-70	18	61	79
			70-100	11	4	37
			Разом	53	26	49
4 Кроквяні конструкції	стійка	стиск	30-50	41	16	38
			50-70	32	31	36
			70-100	19	6	33
			Разом	92	36	36
	Разом на вигляд			323	161	50
Усього				549	307	56



а)



б)

а) 1 – загальна кількість конструкцій із тріщинами; б) 2 – елементи, що згинаються (крокви); 3 – розтягнуті елементи (затягування); 4 – стиснуті елементи (стійки, розкоси).

Рисунок 2.5 – Кількість кроквяних конструкцій з тріщинами

Таблиця 2.5 - Поширеність елементів кроквяних конструкцій з тріщиною в залежності від терміну експлуатації

Вид конструкції	Вид напруженого стану у процесі експлуатації	Апроксимуюча функція	r
Кроквяні	Загальна кількість	$N=8 \times 10^{-8} t_3 - 8 \times 10^5 t_2 + 1.29 \times 10^{-2} t$	0,619
	згин	$N = 2 \times 10^{-7} t_3 - 0,1 \times 10^{-3} t_2 + 1.5 \times 10^{-2} t$	0,578
	розтяг	$N = -0,5764 \ln(t) + 3.2677$	0,543
	стиск	$N = 4 \times 10^{-7} t_3 - 0,2 \times 10^{-3} t_2 + 1.97 \times 10^{-2} t$	0,550

Примітка: N-кількість конструкцій, %; t-термін експлуатації, років; r-коефіцієнт кореляції.

В результаті проведених досліджень встановлено, що:

1) при експлуатації протягом від 30 до 50 років у різних температурно - вологісних умовах частка балок горіщних та міжповерхових перекриттів з тріщиною становить відповідно 81 і 80 %.

2) при експлуатації протягом від 30 до 100 років у різних температурно- вологісних умовах та з різним напруженим станом, частка елементів кроквяних конструкцій з тріщинами становить 50 %. У період експлуатації від 50 до 70 років поширеність елементів із тріщиною становить 61-72 %. Зменшення кількості елементів з тріщинами після 70 років експлуатації можна пояснити більш ретельним відбором та підготовкою матеріалу під час будівництва.

3) частка потрісканих елементів кроквяних конструкцій з різним напруженим станом відрізняється в 1,1 - 1,4 рази, за винятком пошкоджених розтягнутих елементів в період експлуатації від 30 до 50 років, частка яких у 2,2 рази більша, ніж зігнутих та стиснутих.

2.3.2 Розміри тріщин залежно від їхнього розташування на перерізі конструкції

Отримані дані дозволили показати деякі закономірності зміни кількості конструкцій з різними розмірами тріщин залежно від місця їх розташування за перерізом конструкції. Закономірності виражені в якості апроксимуючих кривих. Отримано апроксимуючі залежності, що характеризують поширеність конструкцій з різною шириною розкриття і довжиною тріщин в залежності від їх розташування на перерізі кроквяних конструкцій з різним напруженим станом конструкцій у період експлуатації від 30 до 100 років (рис. 2.6). Значення вказані у відсотках загальної кількості обстежених конструкцій виду, що розглядається. Рівняння апроксимуючих кривих наведено у таблиці 2.7.

Таблиця 2.6 - Результати аналізу дерев'яних конструкцій із тріщинами різних параметрів

Вид конструкції	Положення тріщини на перерізі	Кількість конструкцій		Кількість конструкцій з тріщиною, шт./% при:													
		всього обстежено, шт.	з тріщиною, шт./%	Розташований в конструкції		глибині тріщини				ширині розкриття тріщини, см.				довжині тріщини			
				Від торця	У центрі прольоту	до 0,25 В	0,25...0,5В	0,51...0,75В	0,76...В	0,1...0,5	0,6...1	1,1...2	2,1...3	До 1/5L	1/5...4/5L	L	
1 Балки міжповерхових перекриттів	вертикальні	140	112/80	47/34	45/33,5	2/0,5	-	47/34	-	-	-	14/10	22/15,7	12/8,7	-	12/8,4	36/25,9
	горизонтальні			22/16	19/15,2	2/0,5	-	14/13,9	-	-	12/2,7	7/5,2	8/5,5	3/2,3	2/0,5	14/9,8	24/5,5
	похилі, гвинтові та ін.			43/31	43/31	-	-	43/31	-	-	-	10/7,1	21/15	12/8,4	-	3/2,1	40/28,4
2 Балки горищних перекриттів	вертикальні	86	69/81	36/42,5	36/42,5	-	4/2,2	34/40,3	-	-	7/3,8	14/16,7	16/18,3	3/3,8	1/0,5	9/10,2	27/31,7
	горизонтальні			12/13,5	10/12,4	2/1,1	3/1,6	10/11,8	-	-	3/1,6	5/5,4	5/5,4	1/1,1	2/1,1	5/5,9	6/6,5
	похилі, гвинтові та ін.			21/25	20/24,2	1/0,5	3/1,6	20/23,1	-	-	2/1,1	9/10,2	10/11,83	2/1,6	-	2/2,7	19/22
3 Кроквяні конструкції	вертикальні	323	161/50 161/50	65/20	61/19	5/0,2	19/5,8	4,2/13,1	10/0,5	8/0,4	17/5,2	19/6	22/7,0	5/1,5	7/1,5	15/4,7	43/13,5
	горизонтальні			77/24	76/23,6	15/0,7	23/6,1	57/17,6	10/0,5	5/0,2	1,1/3,3	32/10,2	19/9,1	8/1,7	5/1,4	22/6,9	52/16,1
	похилі, гвинтові та ін.			19/8	16/8,1	2/0,1	6/1,9	20/6,2	2/0,1	2/0,1	4/1,1	11/3,3	12/3,4	4/0,4	2/0,3	5/1,7	20/6,3

1.6.1 Аналіз результатів обстежень балок міжповерхових перекриттів отриманих за апроксимуючим прямим.

Частка балок з торцевими тріщинами становить від 97 до 100%.

Максимальна кількість пошкоджених балок з вертикальним розташуванням тріщин по перерізу – 43,6 %, а з горизонтальним та похилим розташуванням у 2,2 та 1,1 рази менше. Поширеність балок з глибиною тріщин від 0,25 до 0,5 В становить від 0,87 до 100%. Найімовірніша ширина розкриття тріщин від 1,09 до 2,1 см – до 49,3 %, що у 1,12 – 2,38 разу більше ширини розкриття до 1 див і від 2,1 до 3,2 см.

Кількість пошкоджених балок з вертикальними та похилими тріщинами на всій їх довжині є найбільшою і становить 76 і 93 %. При горизонтальному розташуванні тріщин максимальна кількість пошкоджених балок із довжиною тріщин від $1/5 L$ до $4/5 L$ – 62 %, що у 2,2 та 1,8 разів більше, ніж із довжиною тріщини до $1/5 L$ та L .

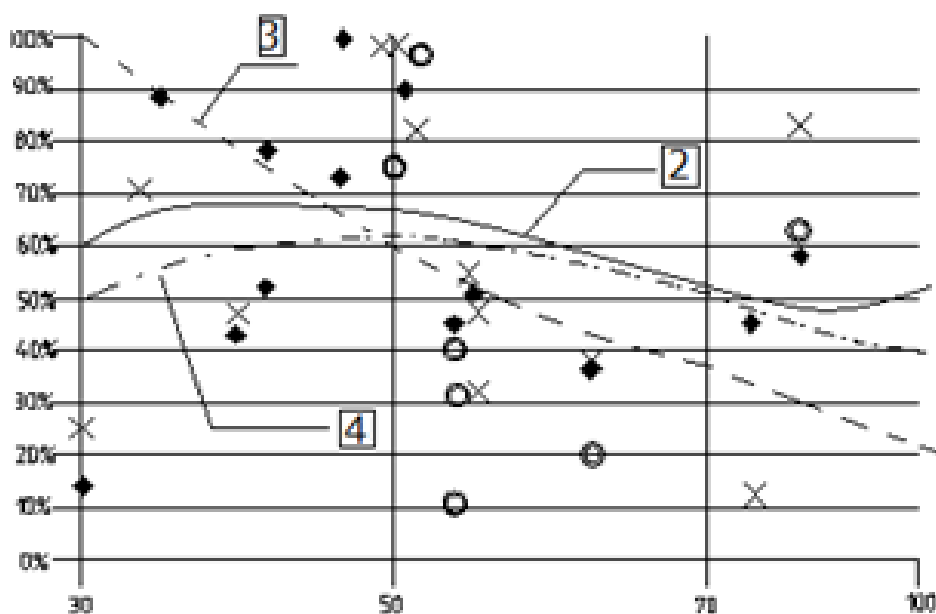
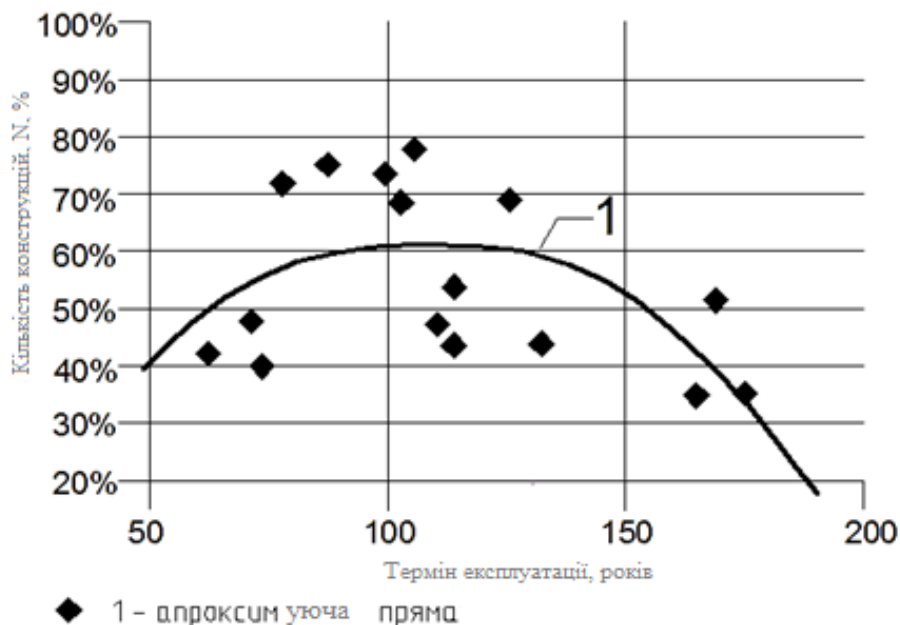


Рисунок 2.6 – Кількість будівельних конструкцій із тріщиною



1 – вертикальні тріщини; 2 – горизонтальні тріщини; 3 – похилі.

Рисунок 2.7 – Кількість кроквяних конструкцій з тріщинами

Таблиця 2.7 - Поширеність кроквяних конструкцій з різними параметрами тріщин

Розташування тріщини на перерізі конструкції	Розміри тріщини	Апроксимуюча крива	r
Вертикальне	ширина розкриття	$N = -1,4 \times 10^{-3} b^3 - 6,9 \times 10^{-3} b^2 + 5,38 \times 10^{-2} b$	0,909
	довжина	$N = 8,33 \times 10^{-2} l - 1,3102$	0,738
Горизонтальне	ширина розкриття	$N = -8,5 \times 10^{-3} b^3 + 3,01 \times 10^{-2} b^2 + 1,9 \times 10^{-2} b$	0,953
	довжина	$N = 0,11261 l - 1,3615$	0,825
Похилий	ширина розкриття	$N = -3,5 \times 10^{-3} b^3 + 1,36 \times 10^{-2} b^2 + 2,4 \times 10^{-3} b$	0,988
	довжина	$N = 4,26 \times 10^{-2} l - 1,7702$	0,874

Примітка: N-кількість конструкцій, %; b-ширина розкриття тріщини, см; l – довжина тріщини; r – коефіцієнт кореляції.

2.3.3 Аналіз результатів обстежень балок горищних перекриттів отриманих за апроксимуючим прямим

Частка пошкоджених балок з торцевими тріщинами становить від 92 до 100%, залежно від розташування тріщин на перерізі.

Кількість пошкоджених балок з глибиною вертикальних, горизонтальних та похилої тріщин від 0,25 до 0,5 В (висоти або ширини перерізу) становить відповідно 94, 88, 93 %, а з глибиною до 0,25 В - 6, 12 і 7%.

Кількість пошкоджених балок із шириною розкриття вертикальних, горизонтальних та похилих тріщин від 1,1 до 2 см становить відповідно 43; 40 та 48 %. Для балок з вертикальними тріщинами це відповідно в 4,9, 1,1 та 4,9 рази більше, ніж із шириною розкриття до 0,5 см, від 0,6 до 1 см та від 2,1 до 3 см.

Частка пошкоджених балок з довжиною вертикальних, горизонтальних та похилих тріщин, що дорівнює довжині конструкції В становить відповідно 75,1; 48,3 та 89,2 %. Для балок з горизонтальними тріщинами це у 6 та 1,1 разів більше, ніж з довжиною тріщин до $1/5 L$ та від $1/5$ до $4/5 L$.

2.3.4 Аналіз результатів обстежень кроквяних конструкцій отриманих за апроксимуючим прямими

Рівень пошкоджених конструкцій з торцевими тріщинами становить від 96,3 до 99,1 %, залежно від розташування тріщин на перерізі. Частка потрісканих конструкцій з горизонтальними тріщинами становить 47,1 %, що в 1,2 і 3 рази більше, ніж з вертикальними та похилими.

Кількість конструкцій з глибиною вертикальних і похилої тріщин від 0,25 до 0,5 В становить відповідно 67,1 і 75,02 %, а з глибиною горизонтальних тріщин до 0,25 В, від 0,25 до 0,5 В, від 0,51 до 0,75 В та 0,76 В - відповідно 25, 72, 2 та 1 %.

Частка пошкоджених конструкцій із шириною розкриття вертикальних та похилих тріщин від 1,1 до 2 см становить відповідно 35 та 41 %. Для конструкцій з вертикальними тріщинами це відповідно 1,4; 1,2 і 4,5 рази більше, ніж з шириною

розкриття тріщин до 0,5 см, від 0,6 до 1 см і від 2,1 до 3 см. см становить 42,1%, що відповідно 3,1; 1,1 та 6 разів більше, ніж із шириною до 0,5 см; від 1,1 до 2 см та від 2,1 до 3 см.

Кількість пошкоджених конструкцій з довжиною вертикальних, горизонтальних та похилих тріщин, що дорівнює довжині конструкції L, становить відповідно 69, 64,1 та 76,03 %. Для конструкцій з горизонтальними тріщинами це в 11 та 2,3 разів більше, ніж із довжиною тріщин до $1/5 L$ та $1/5.. 4/5 L$.

В результаті проведених досліджень встановлено, що:

- найбільше пошкоджених балок перекриттів мають вертикальні тріщини – від 43,01 до 52,03 %, що у 1,1 і 3,2 рази перевищує їх кількість з горизонтальними і похилими тріщинами. Максимальна кількість пошкоджених кроквяних конструкцій з горизонтальними тріщинами – 47,04 % що у 1,2 та 3 рази більше, ніж з вертикальними та похилими;

- частка пошкоджених конструкцій з торцевими тріщинами становить від 92,1 до 100 %, а з глибиною тріщин від 0,25 до 0,5 В - від 67,3 до 100 %.

- кількість пошкоджених конструкцій з шириною розкриття тріщин від 1,1 до 2 см найбільша - до 49 %, за винятком кроквяних конструкцій з горизонтальними тріщинами, кількість яких максимально при ширині тріщин від 0,6 до 1 см – 42,3 %.

- рівень пошкоджених конструкцій з тріщинами по всій довжині становить від 48,1 до 93,1 %, за винятком балок міжповерхових перекриттів з горизонтальними тріщинами, що зустрічаються з довжиною від $1/5$ до $4/5 L$ -62 %.

2.4 Висновки до розділу 2

Внаслідок аналізу результатів обстежень дерев'яних конструкцій досліджено особливості розташування механічних пошкоджень на дерев'яних конструкціях;

Оцінено ймовірність появи дерев'яних конструкцій із основними ушкодженнями. Встановлено, що частка балок горищних та міжповерхових

перекрыттів з тріщиною при експлуатації протягом від 30 до 50 років у різних температурно-вологісних умовах становить відповідно 81,1 та 80,1 %. При експлуатації протягом від 30 до 100 років рівень елементів кроквяних конструкцій з тріщинами становить 50,2 %;

Одержані у вигляді апроксимуючих кривих закономірності зміни кількості пошкоджених конструкцій у часі можуть бути використані для прогнозування відмов конструкцій та складання графіків їх ремонтів;

Найбільше пошкоджених балок перекрыттів мають вертикальні тріщини, а пошкоджених кроквяних конструкцій - горизонтальні. Частка пошкоджених конструкцій з торцевими тріщинами становить від 91,9 до 100 %, а з глибиною тріщин від 0,25 до 0,5 В - Від 66,87 до 100%.

РОЗДІЛ 3

АНАЛІЗ ЗМІНИ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ У ПРОЦЕСІ ЇХНЬОЇ ТРИВАЛОЇ ЕКСПЛУАТАЦІЇ

Основна мета - дослідити властивості міцності дерев'яних конструкцій у процесі їх експлуатації.

Для цього необхідно:

1. Дослідити напружений стан дерев'яних конструкцій, що згинаються, з різною довжиною і розташуванням тріщин;
2. Зробити зіставлення результатів розрахунково-теоретичного аналізу з отриманими результатами розрахунку дерев'яних конструкцій, що згинаються, з критичними параметрами пошкоджень;
3. Розробити способи оцінки основних пошкоджень при розрахунку елементів дерев'яних конструкцій, що згинаються;
4. Визначити міцність деревини при стиске вздовж волокон, статичному згині та сколюванні вздовж волокон, а також модуль пружності деревини при статичному вигині в залежності від напруженого стану та терміну тривалої експлуатації досліджуваних конструкцій.

3.1 Розрахунково-теоретичне дослідження особливостей напружено-деформованого стану дерев'яних конструкцій із тріщиною

При дослідженні в якості конструкції, що згинається, була прийнята дерев'яна балка міжповерхового перекриття. Розміри балки прийняли аналогічними до однопрогонової балки, що експлуатується 50 років у горищному перекритті громадської будівлі. Проліт балки 5,2 м, переріз – 200x100 мм, при співвідношенні $h/L=1/20$.

Розглядалася горизонтальна тріщина у середині висоти балки. Довжина тріщини від шарнірно закріпленої опори приймалась рівною: 0,6; 1,2; 1,8; 2,4; та 3 м. Відношення довжини тріщини до довжини балки s/L склало відповідно 0,12;

0,23; 0,35; 0,46; 0,58. Розрахункове навантаження g прийнято рівномірно розподіленою інтенсивністю 51,5 кН/м. Розрахункові фізико-механічні характеристики деревини: модуль пружності $E_x = 10000$ МПа, $E_y = 400$ МПа; модуль зсуву $G_{xy} = 500$ МПа, коефіцієнти Пуассона $\mu_{yx} = 0,45$, $\mu_{xy} = 0,018$.

3.1.1 Методика розрахунку, заснованого на методі складених стрижнів із пружноподатливими зв'язками

Розрахункові формули для визначення зусиль у балках з тріщинами, що виходять на торець, при завантаженні рівномірно розподіленим навантаженням g і залежністю міцності балки з різним співвідношенням висоти перерізу h до прольоту L від величини тріщини при різному розташуванні по висоті перерізу, наведені в роботах.

Балку на двох опорах з тріщиною, що виходить на торець, довжиною s (рисунок 3.1) вважаємо складовим елементом на пружноподатливих зв'язках і що складається з двох монолітних гілок з площиною сполучення, що відповідає місцерозташуванню тріщини.

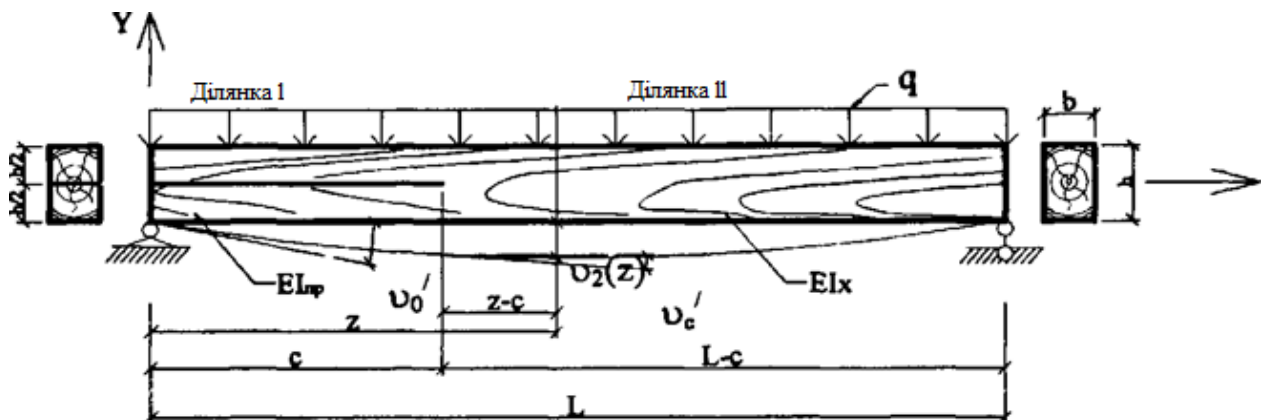


Рисунок 3.1 – Розрахункова схема балки з горизонтальною торцевою тріщиною

Диференціальне рівняння для складеної балки, що складається з двох гілок і має один шов, записується у вигляді:

$$T''/\varepsilon = \gamma T + \Delta, \quad (3.1)$$

де T - зсувне зусилля на рівні шва;

$\varepsilon = 2Gb/H$ – коефіцієнт жорсткості зв'язків зсуву;

G - модуль зсуву деревини;

b - ширина перерізу балки;

$\gamma = 1/EF_1 + 1/EF_2 + v^2/\sum EI$ – коефіцієнт, що характеризує збільшення зрушень від одиничних зсувних зусиль;

F_1 і F_2 – площі поперечного перерізу відповідно верхньої та нижньої гілок;

$\sum EI$ – сума жорсткостей окремих віток;

v – відстань між центрами важкості поперечних перерізів відповідно верхньої та нижньої гілок;

$\Delta = -M^0 v/\sum EI$ – збільшення зрушень від зовнішнього навантаження.

Для визначення дотичних напружень і зсувної сили у шві достатньо розглянути одну ділянку з $0 \leq x \leq L$ з моментом:

$$M = gLx/2 - gx^2/2 \quad (3.2)$$

3.2 Дослідження зміни міцності деревини в залежності від виду напружено-деформованого стану довго експлуатованих конструкцій

У процесі дослідження міцності деревини залежно від довготривалого напружено-деформованого стану конструкцій ставилися завдання:

- визначити ступінь наближення значень напружень конструкцій, що тривало експлуатуються, до розрахункових опорів деревини;
- визначити модуль пружності деревини при статичному вигині та міцність її зразків, відібраних з конструкцій за спеціально розробленою методикою, що враховує вид напружено-деформованого стану конструкцій;
- оцінити вплив значень нормальних та дотичних напружень та терміну експлуатації на міцність та модуль пружності деревини при статичному вигині.

3.2.1 Методика проведення експериментальних досліджень

Відбір зразків проводили з балок горищних перекриттів, що експлуатувалися у громадських будівлях у період 30-100 років.

Максимальні нормальні напруження, характерні для експлуатованих балок, знаходилися в межах від 10,2 до 12,1 МПа, а максимальні дотичні – в межах від 0,92 до 1,02 МПа. Місце відбору заготовок для виготовлення зразків визначалися за максимальною напругою балок.

Розміри заготовок визначалися за відповідними нормами для випробувань на стиск уздовж волокон, статичний вигин та сколювання. Враховуючи пропили, обрізання торців з можливими тріщинами, а також необхідність вирізу в окремих випадках прихованих вад деревини, прийняли довжину заготовок 300 мм. При цьому відзначалася деструкція поверхні та крихка деревини. З метою виключення цього чинника зразки відбиралися з відривом 3 див від поверхні заготовки.

Відібрані зразки були розділені на групи залежно від терміну експлуатації та виду напружено деформованого стану конструкцій у місці відбору зразків. Мінімальна кількість зразків N_{\min} в одній групі відповідно обчислювали за формулою

$$N_{\min} = V^2_x t_{\gamma}^2 / P_{\gamma}^2, \quad (3.3)$$

де V – коефіцієнт варіації якості деревини, %;

γ - необхідна довірча можливість;

t_{γ} – квантиль розподілу Стьюдента;

P_{γ} -відносна точність визначення вибіркового середнього з довірчою ймовірністю.

Довірчу ймовірність γ приймали рівною 0,7 внаслідок того, що випробування, що проводяться, є орієнтовними. За відмінності розрахункової величини N від передбачуваної, розрахунок повторювали до тих пір, поки різниця між ними не стала більше 1 (див. таблицю 3.1).

Таблиця 3.1 – Розрахунок мінімальної кількості зразків

Вид випробування	Коеф. варіації якості, V, %	Потрібна довірча ймовірність, γ	Очікуваний обсяг вибірки	Квантиль розподілу Стьюдента, t_{γ}	Відносна точність визначення вибіркового середнього з довірчою ймовірністю, γ , P_{γ} , %	Мінімальна кількість зразків, N_{\min} , шт.
Стиснення вздовж волокон	13	0,7	9	1,108	5	8,3
Статичний вигин	15	0,7	10	1,1	5	11
Модуль пружності при статичному згині	20	0,7	18	1,069	5	18
Сколювання вздовж волокон	20	0,7	18	1,069	5	18

З урахуванням можливих дефектів і вад приймали, що мінімальна кількість зразків, виготовлених із заготовки на однаковій висоті, складає 2 шт. Для випробувань щодо визначення міцності при сколюванні вздовж волокон і модуля пружності при статичному вигині в одній групі потрібно 10 заготовок, відібраних з одного перерізу (див. таблицю 3.2).

Таблиця 3.2 – Відібрана кількість зразків

Термін експлуатації	Напружений стан конструкції у місці відбору зразків	Кількість зразків при випробуванні на:		
		СТИСК	ВИГИН	СКОЛЮВАННЯ
84	Стиснення	5	5	-
46	Сколювання	5	5	5
39	Розтягування	4	4	4
64	-	-	-	5
76	-	5	5	5
34	-	3	3	3
54	-	5	5	5
37	-	4	4	4

Проведення випробувань.

Під час проведення випробувань використовувалася машина Instron 5000. Загальний вигляд показано малюнку 3.2.



Рисунок 3.2 – Instron 5000

Визначення вологості. Зважування проб на бюксах проводилася на аналітичних вагах з точністю до 0,001г. Висушування проб здійснювалося в сушильній шафі при температурі 103 ± 2 t.

Стиснення вздовж волокон. Навантаження зразків виробляли рівномірно, із середньою швидкістю 2500 ± 500 кгс/хв, що встановлюється на початку навантаження.

Межа міцності та модуль пружності при статичному згині. Випробування зразків щодо межі міцності виконувалося після шестиразового навантаження у межах 20-60 кгс і зняття показів з прогиноміра. Далі прогиномір знімали зі зразка і продовжували випробування визначення межі міцності при статичному згині. Навантаження додавали рівномірно протягом усього часу випробування із середньою швидкістю 700 ± 150 кгс/хв.

Сколювання вздовж волокон.

Навантаження на зразок додавали рівномірно протягом усього часу його випробування із середньою швидкістю 400 ± 100 кгс/хв.

3.2.2 Зміна міцності деревини, залежно від різного напруженого стану конструкцій

Розрахунок виконували в середовищі MS Excel. У ході досліджень визначали тимчасовий опір зразків, наведений до стандартної щільності та вологості 12%. Короткочасну міцність малих чистих зразків деревини при цьому по нижній межі визначали з довірчою вірогідністю 0,95.

Для визначення залежності міцності деревини від напруги, що діяли в період експлуатації, значення тимчасового опору деревини порівнювали між собою. Порівняння проводилося між групами, відібраними з однієї конструкції.

Відмінність між двома порівнюваними оцінками дисперсій встановлювали за допомогою критерію Романського, вважаючи розбіжність суттєвою, якщо $f_{\phi} > 3$, тоді f_{ϕ} визначають за формулою

$$f_{\phi} = q - 1 / \sigma_q, \quad (3.4)$$

$$q = n_2 - 3 S_2^2 / n_1 - 1 S_1^2, \quad (3.5)$$

$$\sigma_q = \sqrt{2(n_1 + n_2 - 4) / (n_1 - 5)(n_2 - 1)}. \quad (3.6)$$

Відмінність коефіцієнтів варіації встановлювали за критерієм згоди, вважаючи розбіжність суттєвою, якщо $t_{\phi} > 3$ визначаємо за формулою

$$t_{\phi} = \vartheta_1 - \vartheta_2 / \sqrt{\vartheta_1^2 / 2n_1 + \vartheta_2^2 / 2n_2} \quad (3.7)$$

Результати розрахунків з оцінки розходження статичних показників міцності деревини наведені у таблиці 3.3.

Таблиця 3.3-Оцінка розбіжності статистичних показників міцності деревини у різних групах

Порівнювані групи	R _c	R _H	R _{ск}
1 та 2 (стиснення і без напружень)	$\varepsilon=0,22$ $f_{\phi} = 0,07$ $t_{\phi} = 0,36$	$\varepsilon=0,102$ $f_{\phi} = 0,49$ $t_{\phi} = 0,35$	-
5 та 2 (розтягування і без напруги)	$\varepsilon=1,36$ $f_{\phi}=0,57$ $t_{\phi} = 0,58$	$\varepsilon=0,22$ $f_{\phi}=0,94$ $t_{\phi} = 1,45$	-
1 та 5 (стиснення та розтягування)	$\varepsilon=1,07$ $f_{\phi}=0,97$ $t_{\phi} = 0,93$	$\varepsilon=1,29$ $f_{\phi}=0,60$ $t_{\phi} = 1,07$	-
4 та 2 (сколювання і без напружень)	-	-	$\varepsilon=0,51$ $f_{\phi}=1,15$ $t_{\phi} = 1,63$
4 і 5 (сколювання та розтягування)	-	-	$\varepsilon=0,16$ $f_{\phi} = 0,96$ $t_{\phi} = 1,29$

З таблиці 3.4 випливає, що короточасна міцність деревини при стисканні вздовж волокон груп 1,2,3,4,5 відрізняються від найбільших значень від 0,5 до 8 %, міцність при згинанні – від 15 до 17 %, а міцність при сколюванні вздовж волокон – від 2 до 32%. Значення короточасної міцності при стисканні вздовж волокон найбільше в групі №1, відібраної із стиснутої зони балки, при вигині – групи №5, відібраної з розтягнутої зони балки, а при сколюванні уздовж волокон – групи №2, відібраної із зони балки без напружень . Статична обробка випробувань показала, що коефіцієнт варіації міцності зразків при сколюванні характеризується меншим розкидом (від 5,4 до 7,9) порівняно з коефіцієнтом варіації зразків при стисканні (від 7,2 до 8,9) і при згинанні (від 9,9 до 13,9). Коефіцієнти варіації при цьому за всіма групами задовольняють стандартному значенню.

Порівняння оцінок дисперсії та коефіцієнтів варіації (див. таблицю 3.4) показало, що міцність деревини довгостроково експлуатованих балок у зонах найбільших розтягуючих, стискаючих та сколювальних напружень, а також у зоні балок без напружень відрізняється не суттєво.

Проведені дослідження дозволяють зробити висновок про те, що якщо напруга в конструкціях не перевищувала прийнятих у нормах значень розрахункових опорів, вид напружено деформованого стану не впливає на міцність деревини.

3.2.3 Зміна міцності деревини в залежності від терміну експлуатації

З таблиці 3.4 випливає, що короткочасна міцність деревини при стисканні вздовж волокон у всіх розглянутих групах відрізняється від найбільших значень від 3 до 24%, міцність при згинанні - від 4 до 23%, а міцність при сколюванні вздовж волокон - від 9 до 11%. Значення короткочасної міцності при стисканні вздовж волокон та згинанні найбільше в групі з терміном експлуатації 82 роки, а при сколюванні вздовж волокон - у групах з терміном експлуатації 82 та 98 років. Статистична обробка випробувань показала, що коефіцієнт варіації для в'язкого руйнування (стиснення) характеризується меншим розкидом (від 3,93 до 10,45) порівняно з коефіцієнтом варіації при згинанні (від 7,1 до 14,68) та при сколюванні (від 6,94 до 11,94). Коефіцієнти варіації у своїй за всіма групами задовольняють стандартному значенню.

Міцність зразків при стисканні в групах з терміном експлуатації 62, 90 та 98 років до 17,7 % більше стандартного середнього значення тимчасового опору чистої деревини та рівного 44 МПа, а в групах зі строком експлуатації 44 та 100 років на 0,5 та 11 % менше.

Міцність зразків при згинанні у групах з терміном експлуатації 90 та 98 років на 6 і 2% більше стандартного значення тимчасового опору, що дорівнює 80МПа, а в групах з експлуатацією 74, 92 та 99 років від 6,3 до 17,8% менше. Міцність зразків при сколюванні у всіх аналізованих групах від 21,4 до 30% менше стандартних значень тимчасового опору, що дорівнює 7 МПа.

Для з'ясування питання про суттєвий або випадковий вплив терміну експлуатації деревини на її міцність проведено порівняння показників достовірності впливу Θ , обчислених на підставі випробувань малих чистих зразків, з табличними значеннями $\Theta_{\text{таб}}$, обчисленими для різного ступеня ймовірності залежно від числа ступенів волі. Оцінку достовірності варіювання обчислювали за формулою:

$$\Theta = \sigma^2 / \sigma_z^2, \quad (3.8)$$

де σ^2 - міра варіювання під дією будь-якого фактора або поєднання факторів;

σ_z^2 – міра випадкового варіювання;

Θ – показник достовірності впливу.

Міра варіювання σ визначаються за формулою:

$$\sigma_2 = S/v, \quad (3.9)$$

де v - число ступенів свободи, тобто, число елементів варіювання, що приймається при обчисленні тієї чи іншої суми квадратів відхилень, є абсолютно довільним значенням.

Обчислене за експериментальними даними Θ вважають суттєвим, якщо воно дорівнює або перевищує відповідне табличне значення $\Theta_{таб}$ при прийнятій ймовірності. Зазвичай обмежуються трьома градаціями ймовірностей і відповідним їм табличним значенням Θ : Θ_5 при ймовірності 0,95, Θ_1 при ймовірності 0,99 та Θ_{01} при ймовірності 0,999.

Результати розрахунків щодо оцінки достовірності впливу терміну експлуатації на міцність деревини наведено у таблиці 3.4.

Таблиця 3.4 – Оцінка достовірності впливу терміну експлуатації на міцність деревини

Вид випробування	v	Θ	$\Theta_{таб}$		
			Θ_5	Θ_1	Θ_{01}
Стиснення	94	1,83	2,71	4,12	5,93
Вигин	89	2,15	2,73	4,12	6,01
Сколювання	94	2,94	2,71	4,12	5,93

Порівняння оцінок достовірності впливу терміну експлуатації на міцність деревини (див. таблицю 3.4) показало, що значення Θ менше значень $\Theta_{таб}$ тому в цілому не можна вважати статистично доведеним, що зі збільшенням терміну

експлуатації відбувається зміна міцності деревини при стисканні та згинанні.

На підставі отриманих показників достовірності, з ймовірністю 95 випадків зі 100 ($2,71 < 2,94$) можна стверджувати, що зі збільшенням терміну експлуатації деревини в конструкціях її міцність при сколюванні знижується. Це можна пояснити збільшенням кількості внутрішніх мікротріщин, що виникають у деревині за рахунок циклічних атмосферних впливів, особливо за її вологості $W = 5-8 \%$.

З проведених досліджень можна дійти невтішного висновку, що з збільшенням терміну експлуатації міцність деревини при сколюванні знижується. Зміна міцності при стисканні та згинанні статистично не доведена.

3.2.4 Зміна модуля пружності при статичному згинанні деревини залежно від різного напруженого стану

Результати випробувань щодо визначення модуля пружності при статичному вигині деревини, оброблені статично, наведено в таблиці 3.5.

Таблиця 3.5 - Модуль пружності деревини сосни при статичному згинанні

№ групи	n, шт.	E, МПа	V, %	σ , МПа	m, МПа	P%
1	18	8405	15,6	1311	309,1	3,68
2	19	8129	16,65	1353	310,5	3,82
3	19	8975	13,83	1241	284,7	3,17
4	18	7636	14,27	1090	256,9	3,36
5	19	9124	14,15	1291	296,2	3,25
6	18	9638	14,24	1372	232,4	3,35
7	19	043	14,47	1309	300,2	3,32

З таблиці 3.5 видно, що модуль пружності деревини у групах 1, 2 і 5, відібраних з однакових конструкцій у зонах з різним напружено-деформованим станом, знаходяться в межах від 7636 до 8405 МПа. Значення модуля пружності найбільше групи №1, відібраної зі стиснутої зони балки, а зразки груп № 2 і 5 (зона балки без напружень і розтягнута зона) відповідно на 3,3 і 9,1 % менше. Коефіцієнт

варіації був у межах від 14,27 до 16,65 % і задовольняв стандартним значенням.

Таблиця 3.6 – Оцінка розходження статичних показників пружності деревини у різних групах

Порівнювані групи	E
1 та 2 (стиснення і без напружень)	$\varepsilon=2,50$ $f_{\phi} = 0,11$ $t_{\phi} = 0,28$
5 та 2 (розтягування і без напруги)	$\varepsilon=2,4$ $f_{\phi} = 0,87$ $t_{\phi} = 0,66$
1 та 5 (стиснення та розтягування)	$\varepsilon=4,47(c)^*$ $f_{\phi}=0,52$ $t_{\phi} = 0,38$

Примітка: (c)* - суттєва розбіжність.

Порівняння оцінок дисперсії та коефіцієнтів варіації (таблиця 3.7) показало, що модуль пружності зразків деревини з розтягнутої та стиснутої зон балок істотно відрізнявся один від одного, тоді як їхня відмінність від модуля пружності зразків із зони балки без напружень - несуттєво. З порівняння коефіцієнтів варіації видно, що з абсолютної величини коливання модуля пружності деревини при статичному згині в зонах балки з різним напружено деформованим станом істотно не відрізняється.

Значення модуля пружності деревини у групах із різним терміном експлуатації, найбільший групи №7(70 років експлуатації), а інших від 5 до 15,6 % менше. Коефіцієнт варіації знаходиться в межах від 13,83 до 16,65% і задовольняє стандартним значенням. Отримані значення модуля пружності деревини вздовж волокон від 3,6 до 18,7% менше стандартного значення $E=10000$ МПа.

Для з'ясування питання про суттєвий або випадковий вплив терміну експлуатації деревини на її пружність вздовж волокон здійснено розрахунки з оцінки достовірності впливу. Результати розрахунку представлені у таблиці 3.7.

Таблиця 3.7 - Оцінка достовірності впливу терміну експлуатації модуль пружності деревини при статичному вигині

Вид випробування	ν	Θ	$\Theta_{\text{таб}}$		
			Θ_5	Θ_1	Θ_{01}
Модуль пружності при статичному згинанні	89	2,85	2,73	4,12	6,01

Порівняння оцінок достовірності впливу терміну експлуатації на пружність деревини (див. таблицю 3.7) показало, що з ймовірністю 95 випадків зі 100 ($2,73 < 2,85$) можна стверджувати, що зі збільшенням терміну експлуатації деревини в конструкціях її модуль пружності знижується.

На підставі проведених досліджень можна зробити висновок, що якщо напруга в конструкціях не перевищувала прийнятих у нормах значень розрахункових опорів, від напружено-деформованого стану не впливає на модуль пружності деревини. Зі збільшенням терміну експлуатації дерев'яних конструкцій модуль пружності деревини при згинанні знижується від 3 до 19 %.

3.3 Висновки до розділу 3

В результаті випробувань зразків деревини, відібраних їх конструкцій, що експлуатувалися протягом від 30 до 100 років, встановлено, що якщо напруги в конструкціях не перевищували прийнятих у нормах значень розрахункових опорів, від напруженого стану суттєво не впливає на міцність деревини та її . При тривалій експлуатації (до 100 років) міцність деревини при стисканні та згинанні істотно не змінюються. Разом з тим, міцність деревини при сколюванні знижується від 20 до 30%. Зі збільшенням терміну експлуатації дерев'яних конструкцій модуль пружності деревини при згинанні знижується від 3 до 19 %.

РОЗДІЛ 4

ПОПЕРЕДЖЕННЯ ВИНИКНЕННЯ ПОШКОДЖЕНЬ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ ТА ЇХ ВІДНОВЛЕННЯ

Проведені дослідження зміни міцності деревини конструкцій, що тривало експлуатуються, виявлені закономірності появи та розвитку пошкоджень та ступеня їх впливу на дерев'яні конструкції, дозволили узагальнити та уточнити рекомендації щодо попередження виникнення та відновлення несучої здатності конструкцій з механічними пошкодженнями. Відновлення несучої здатності конструкцій встановлюється після оцінки їхнього технічного стану, що здійснюється на підставі візуально-інструментального обстеження та перевірного розрахунку їхньої залишкової несучої здатності з урахуванням виявлених пошкоджень.

4.1 Розрахунок дерев'яних конструкцій з урахуванням розмірів та розташування пошкоджень

При розрахунку залишкової здатності конструкції, що несе, з механічними пошкодженнями приймаємо умову, що тріщини конструкцій глибиною більше $0,5b$ (b -ширина конструкції) розглядаємо як наскрізні.

Розрахунок елементів, що згинаються з тріщиною.

Різні методи розрахунку елементів, що згинаються з тріщиною розглянуті в розділі 3. Зміна несучої здатності згинального елемента з горизонтальною наскрізною тріщиною від торця в середині висоти елемента (співвідношення висоти до довжини $h/L=1/20$). Напруги в небезпечних перерізах конструкції можуть бути визначені за формулами:

$$\sigma' = \sigma \times K_{\sigma}, \quad (4.1)$$

$$\tau' = \tau \times K_{\tau}, \quad (4.2)$$

де K_{σ} , K_{τ} - Коефіцієнти зміни несучої здатності.

4.2. Класифікація та вибір способів посилення конструкцій

При виборі способу підсилення слід враховувати, що кожен із них має свої переваги, недоліки та межі застосування залежно від типу будівлі, умов експлуатації та інших факторів.

Для однотипних конструкцій можливе використання кількох варіантів підсилення. Остаточний вибір приймається виходячи з результатів порівняння всіх можливих варіантів. Обов'язковою вимогою до підсилення є забезпечення достатньої міцності, жорсткості і довговічності конструкції, так і: мінімальне зменшення габаритів приміщення будівлі; мінімальна кількість робіт, що виконуються на місці підсилення; просте кріплення елементів підсилення до існуючих конструкцій та ін. При великій кількості конструкцій, що посилюються, на вибір варіанта посилення також впливає: витрата матеріалів, трудомісткість виготовлення та монтажу.

На підставі проведених у цій роботі досліджень пошкоджених дерев'яних конструкцій, залежно від розміру та розташування механічних пошкоджень, рекомендується оцінку технічного стану дерев'яних конструкцій, ступеня їх пошкодження та фізичного зношування, а також характер заходів щодо відновлення конструкцій приймати за таблицею 4.2.

Таблиця 4.1 - Класифікація способів підсилення дерев'яних конструкцій

За рівнем капітальності							
Аварійне		Тимчасове		Постійне		Перспективне	
За ступенем навантаженості конструкції							
Під навантаженням		З частковим розвантаженням			З повним розвантаженням (демонтаж)		
За конструктивними ознаками							
Без збільшення несучої здатності, з розвантаженням конструкції		Зі збільшенням несучої здатності конструкції					
Зміна умов експлуатації	Влаштування розвантажувальних конструкцій	Без зміни конструктивної та розрахункової схем		Зі зміною їх конструктивної та розрахункової схем			
				Підвищення зовнішньої статичної невизначеності		Підвищення ступеня внутрішньої статичної невизначеності	
		Без регулювання посилень у конструкціях	З регулюванням зусиль у конструкціях	Без регулювання посилень у конструкціях	З регулюванням зусиль у конструкціях	Без регулювання посилень у конструкціях	З регулюванням зусиль у конструкціях
Обмеження роботи технологічного обладнання, заміна його на нове з меншою масою; заміна огорожувальних конструкцій на інші з меншою масою тощо.	Підведення додаткових проміжних розвантажувальних або замісних конструкцій	Збільшення перерізу, посилення вузлових з'єднань тощо.	Підйом чи опускання опор у балкових чи рамних конструкціях, збільшення жорсткості окремих елементів системи тощо.	Підведення додаткових опор, встановлення додаткових підкосів, тяжів і т.п.	Підведення додаткових опор з регулюванням зусиль за рахунок примусового підйому або опускання	Постановка шпренгелів, затяжок, розкосів, додаткових елементів тощо.	Постановка додаткових горизонтальної та шпренгельної попередньо напруженої арматури, попередньо напружених розпірок затяжок і т.п.

Таблиця 4.2 - Технічний стан дерев'яних конструкцій та характер заходів щодо їх відновлення

Технічний стан конструкції	Фізичний знос, %	Характеристика технічного стану конструкцій	Ступінь ушкодження	Характеристика ушкодження	Заходи щодо відновлення конструкцій
1	2	3	4	5	6
1 Задовільний	0-20	Відсутність деформацій та ушкоджень. Є дрібні пошкодження, що не впливають на експлуатацію конструкцій і не знижують їх несучу здатність.	-	Волосяні тріщини у деревині конструкцій та обшивці (штукатурному шарі) до 20 % загальної площі.	Антисептична обробка конструкцій
2 Незадовільне	21-40	Конструкції в цілому придатні для експлуатації, але вимагають деякого ремонту, який найбільш доцільний на цій стадії. Несуча здатність знижена незначно (до 10%).	Слабка	Горизонтальні тріщини посушування шириною розкриття до 1 см, глибиною до 0,4 b1), довжиною 0,5 L2).	Антисептична обробка конструкцій

Закінчення таблиці 4.2

1	2	3	4	5	6
3 Попереднє	41-60	Експлуатація конструкцій можлива лише за умови ремонту. Несуча здатність знижена на 10...30%.	Середня	горизонтальні тріщини посушування шириною розкриття більше 1 см, глибиною більше 0,4 b, довжиною більше 0,5 L. Наскрізна горизонтальна тріщина завдовжки 0,1 L.	Антисептична обробка конструкцій
4 Аварійне	61-80	Обмежене виконання конструкціями своїх функцій можливе лише після проведення охоронних заходів або їхньої зміни. Несуча здатність значно знижена – на 30...50 %.	Сильна	Горизонтальні, косі тріщини шириною розкриття понад 1,5 см, глибиною 0,4...0,6 b, довжиною понад 0,5 L. Наскрізна горизонтальна тріщина від торця завдовжки 0,1...0,15 L.	Відновлення несучої здатності збільшенням поперечного перерізу накладками. Антисептична обробка поверхні конструкції.
5 Непридатне	81-100	Конструкції перебувають у критичному чи руйнівному стані.	Повна	Горизонтальні та похилі тріщини глибиною більше 0,6 b, довжиною понад 0,5 L. Наскрізні горизонтальні тріщини довжиною понад 0,15 L.	Відновлення недоцільно.

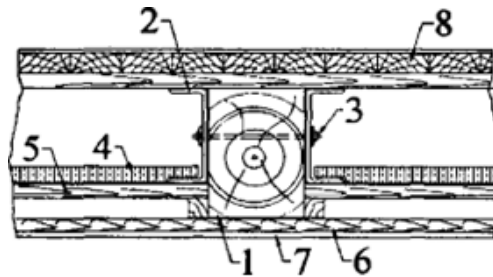
Примітка ¹⁾ b-ширина елемента конструкції;

²⁾ L-Довжина елемента конструкції.

4.3 Посилення будівельних конструкцій

4.3.1 Підсилення балок міжповерхових та горизонтальних перекриттів

Заміна пошкоджених балок новими проводиться у разі аварійного стану та нераціональності посилення. При неможливості розбирання перекриття дерев'яні балки можуть замінюватись металевими. У цьому випадку кріплення пошкоджених балок до нових може виконуватись на болтах (рисунок 4.1).



1-дерев'яна балка, 2-сталеві балки, що замінюють, 3-стяжний болт, 4- звукоізоляційне засипання, 5-дошки накату, 6-дошки підшивки, 7-штукатурка, 8- дошки підлоги.

Рисунок 4.1 - Встановлення нових металевих балок та кріплення до них пошкоджених дерев'яних

Збільшення поперечного перерізу балок здійснюється у випадках необхідності підвищення їхньої несучої здатності або за наявності в балках небезпечних тріщин, які можуть сприяти сколюванню деревини в опорній зоні. Якщо висота балки невелика, підсилення може бути виконане у вигляді дощатих накладок по всій довжині балок. Кріплення накладок здійснюється цвяхами, рідше нагелями. При високій висоті балок, тобто. більше 25 см, підсилення можна виконати шляхом перехресної обшивки із двох шарів дощок або обшивкою склеєними по довжині листами фанери. Забивання цвяхів при цьому проводиться при розвантаженні конструкцій, що ремонтуються. Розміри дощок обшивки та кількість цвяхів визначаються розрахунком так само, як у разі дощато – цвяхових балок із перехресною стінкою. Зсувні сили при цьому визначаються виходячи з припущення повного розшарування балки по площині розташування у зустрічних сушкових тріщин.

Зменшення прольоту балок виконується з використанням коротунів, підвісок, підкосів або стійок, що передають зусилля на інші несучі конструкції. Цей спосіб посилення доцільно використовувати у випадках пошкодження опорної частини балки, розташованої поряд з парапетом, капітальною стіною або іншою конструкцією, що має великий запас міцності. Використання цих методів призводить до зменшення габаритів будівлі.

Посилення балок, ушкоджених в опорних ділянках, проводять бічними накладками, підбалками, надбалками, зварними протезами з профільної сталі або зварними прутковими протезами. При нарощуванні опорної зони балки накладками необхідно забезпечити їхнє щільне прилягання до балки. Для цього на пошкодженій ділянці використовують дерев'яні прокладки, при незначному пошкодженні прокладки підганяють. Кріплення накладок роблять цвяхами або нагелями. Накладки виконують із дощок. Перетин накладок, діаметр та крок нагелів приймається за розрахунком. Накладки повинні мати достатню довжину для спирання на стіну і розміщення необхідної кількості нагелів. У деяких випадках накладки можуть бути виконані зі швелера.

Нарощування опорної зони балки може бути здійснено за допомогою надбалок або підбалок, що прикріплюються до балки вертикальними болтами. Надбалки та підбалки виконують зі швелера або дерев'яних брусів, хоча в цьому випадку зменшуються габарити приміщення. Один із болтів - другий від опори, якщо протез розташований внизу, і найближчий до опори, якщо протез розташований вгорі, є розтягнутим. Розрахунок болтів проводиться на розтяг, шайби – на вигин, а деревини – на зминання від дій зусиль N_1 у першому та N_2 у другому болтах, що визначаються з урахуванням відстані s між ними за наближеними формулами:

$$N_1 = Ra/s; \quad (4.3)$$

$$N_2 = R(A+s)/s, \quad (4.4)$$

Поряд з надбалками та підбалками при нарощуванні опорної зони балок

застосовують зварні металеві протези, використання яких виправдане при великих обсягах робіт з посилення. Розрахунок металевого протеза роблять на вигин від дії згинального моменту, який визначають залежно від величини опорної реакції балки R і відстані від осі опори до першого болта, а з виразу $M = Ra$.

Посилення балок методом перетворення їх на арочні, шпренгельні та підпружні системи переважно застосовується за необхідності збільшення їхньої несучої здатності через зростання навантажень. Використання даних методів передбачає збільшення розмірів поперечних перерізів балок, тобто. необхідно використовувати надбалочний та підбалочний простір. Перетворення балок на підпружні системи найбільш технічно виправдано, т.к. зменшення габаритів приміщення мінімальне. Підсилюється елемент підпирається знизу двома металевими тяжами. Стислі елементи нових робочих систем повинні бути обов'язково надійно закріплені поперечними зв'язками жорсткості, особливо у переломних вузлах. Опорні частини конструкцій повинні унеможлилювати передачі розпору крім затяжки.

4.3.2 Посилення кроквяних конструкцій

Основні принципи посилення кроквяних покриттів аналогічні балкам перекриттів. Заміна елементів покриттів та встановлення додаткових конструкцій спрощено внаслідок більшої їх доступності порівняно з балками перекриттів.

Збільшення поперечного перерізу конструкцій доцільно проводити дерев'яними накладками з опиранням їх на мауерлат та підкіс. Кріплення накладок здійснюється переважно цвяхами.

Зменшення прольоту конструкцій у разі пошкодження їх у зоні опори на мауерлат може бути виконане установкою знизу додаткового підкосу, що спирається знизу на спеціально вибране гніздо в цегляній кладці стіни або на горищне перекриття, якщо його несуча здатність це дозволяє.

Пошкоджена ділянка конструкції в цьому випадку замінюється на дерев'яну вставку, що передає навантаження на мауерлат. Ушкодження кроквяних ніг у

прольоті та їх неприпустимий прогин можна усунути зусиллям конструкції додатковими ригелями, а також підносними, ригельно-підкосними та шпренгельними системами. Останні можуть спиратися на торцеві стіни.

Посилення опорних вузлів кроквяних конструкцій при біоушкодженні може здійснюватися з використанням дерев'яних накладок, прикріплених цвяхами або нагелями. Також підсилення опорного вузла може бути виконане з використанням металевих протезів. Новий опорний вузол у більшості випадків виготовляється із прокатної сталі зварної конструкції. Він може складатися з горизонтальних та двох похилих швелерів, розставлених на ширину перерізу конструкції. Між похилими швелера виконується сталева діафрагма, в яку впирається кроквяна нога.

Кріплення вузла виконується нагелями чи болтами. Елементи металевого вузла працюють на максимальні зусилля розтягування та стиснення верхнього та нижнього пояса конструкції. Похилі швелера працюють на стиск і стійкість, горизонтальні - на розтяг, а упори – на вигин зі значними запасами міцності. Необхідна кількість симетрично згинаються двох зрізних болтів, якими нижній пояс кріпиться до горизонтальних швелерів, визначається за величиною зусилля, що розтягує в ньому.

При розтріскуванні конструкції, крім обшивки перерізу дошками, вони можуть бути посилені постановкою стяжних болтів і хомутів, використання яких перетворює елементи конструкції на складові, на податливих зв'язках. Стяжні болти здатні сприймати як зсувні, так і зусилля, що розтягують, що діють у напрямку поперек волокон деревини. Болти встановлюються в попередньо просвердлені наскрізні отвори. Хомути здатні приймати зусилля, що розтягують, що діють у напрямку поперек волокон деревини.

Зміна схеми роботи елементів конструкцій способом перетворення їх у шпренгельні системи доцільно у разі збільшення на них навантаження (заміна покрівельного покриття на більш важке) та неможливості встановлення додаткових опор та підкосів у середині прольоту.

Принципи влаштування шпренгельних систем у конструкціях покриттів аналогічні балкам перекриттів.

4.4 Висновки до розділу 4

Вдосконалена методика розрахунку залишкової несучої здатності пошкоджених у процесі експлуатації дерев'яних конструкцій дозволяє вибрати оптимальний спосіб їх посилення та використовувати наявний ресурс їхньої міцності.

Складено рекомендації щодо оцінки технічного стану дерев'яних конструкцій та характеру заходів щодо їх відновлення виходячи зі ступеня зниження несучої здатності.

РОЗДІЛ 5 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

5.1 Охорона праці

Охорона праці – це зведення законодавчих актів і правил, відповідних їм гігієнічних, організаційних, технічних та соціально-економічних заходів, що забезпечують безпеку, збереження здоров'я та працездатність людини в процесі праці. Організація будівельного майданчика, ділянки робіт та робочих місць повинна забезпечувати безпеку праці працюючих на всіх етапах виконання робіт.

Вирішення питань про охорону праці та здоров'я трудящих на будівельному майданчику є найважливішим завданням. При вирішенні завдань необхідно чітко представляти сутність процесів і відшукати способи (найбільш підходящі до кожного конкретного випадку), що усувають вплив на організм шкідливих і небезпечних факторів і унеможливають травматизм і професійні захворювання.

5.1.1 Інженерні рішення з охорони праці

Проектом передбачені інженерні рішення з техніки безпеки будівельно-монтажних та супутніх допоміжних робіт.

При виробництві будівельно-монтажних робіт необхідно дотримуватись вимог [6].

Чинна система охорони праці (трудове законодавство, виробнича санітарія та техніка безпеки) забезпечує належні умови праці робітникам-будівельникам, підвищення культури виробництва, безпеку робіт та їх полегшення, що сприяє підвищенню продуктивності праці.

Створення безпечних умов праці у будівництві тісно пов'язане з технологією та організацією виробництва. Відповідальність за безпеку робіт покладено у законодавчому порядку на технічних керівників будівель – головних інженерів та інженерів з охорони праці, виробників робіт та будівельних майстрів. Керівники будівництва зобов'язані організувати планування заходів з охорони праці та

протипожежної техніки та забезпечити проведення цих заходів у встановлені терміни. Поліпшення організації виробництва, створення на будівельному майданчику умов праці, що усувають виробничий травматизм, професійні захворювання та забезпечують нормальні санітарно-побутові умови – одне з найважливіших завдань, від успішного вирішення якого залежить подальше підвищення продуктивності праці на забудовах.

До обов'язків адміністрації будівельних організацій з охорони праці входять:

- дотримання правил охорони праці, здійснення заходів з техніки безпеки та виробничої санітарії;
- розробка перспективних планів та угод колективних договорів щодо покращення та оздоровлення умов праці;
- забезпечення працюючих спецодягом, спецвзуттям, засобами індивідуального захисту;
- проведення інструктажів та навчання робочих правил техніки безпеки;
- організація пропаганди безпечних методів праці, забезпечення будівельних об'єктів плакатами, запобіжними написами тощо;
- організація навчання та щорічної перевірки знань, правил та норм охорони праці інженерно-технічного персоналу;
- проведення медичних оглядів осіб, зайнятих на роботах із підвищеною небезпекою та шкідливими умовами;
- розслідування всіх нещасних випадків та профзахворювань, що сталися на виробництві, а також їх облік та аналіз;
- ведення документації та перевірка встановленої звітності з охорони праці;
- видання наказів та розпоряджень з питань охорони праці.

Загальне керівництво робіт з техніки безпеки та виробничої санітарії, а також відповідальність за її стан покладається на керівників (начальників та головних інженерів) будівельних організацій.

5.1.2 Огородження територій

Територія будівельного майданчика має бути виділена на території огорожами:

- захисно-охоронними, призначеними для запобігання доступу сторонніх осіб на ділянки з небезпечними та шкідливими виробничими факторами та забезпечення збереження матеріальних цінностей;
- захисними, призначеними лише запобігання доступу сторонніх осіб у ділянки з небезпечними виробничими чинниками;
- сигнальними, призначеними для попередження про межі територій та ділянок з небезпечними та шкідливими виробничими факторами.

Панелі огорож повинні бути прямокутними зі стандартною довжиною $L=1,2; 1,6; 2,0$ м. Відстань між суміжними елементами огороження заповнення полотна панелей має бути 80...100 мм. Відстань між стійками сигнальних огорож не більше 6 м.

5.1.3 Визначення небезпечних зон на будівельному майданчику

При організації будівельного майданчика, розміщення ділянок робіт, робочих місць, проїздів будівельних машин, транспортних засобів, проходів для людей слід встановити небезпечні для людей зони, у яких постійно діють або потенційно можуть діяти небезпечні виробничі фактори.

Згідно [6] до зон небезпечних виробничих факторів відносяться зони:

- у смузї шириною до 2-х метрів по периметру від не захищених перепадів за висотою на 1,3 м і більше;
- у місцях переміщення машин та обладнання або їх робочих органів та відкритих частин, що рухаються або обертаються;
- у місцях, над якими відбувається переміщення вантажів вантажопідіймальними кранами;

- поблизу від відкритих неізольованих струмопровідних частин електроустановок та ЛЕП;
- у місцях, де рівні шуму, вібрації чи забруднення повітря робочої зони перевищують гігієнічні норми:

До зон потенційно діючих небезпечних виробничих факторів відносяться:

- монтажні зони - ділянки території поблизу будівлі або споруди, що будується;
- поверхи (яруси) будівель та споруд в одній захватці, над якими відбувається монтаж (демонтаж) конструкцій або обладнання.

5.1.4 Організація безпечних умов праці земляних робіт

Для забезпечення безпечних умов виконання земляних робіт необхідно дотримуватися наступних основних умов безпечного виконання робіт:

- Земляні роботи у зоні розташування діючих підземних комунікацій можуть проводитися лише з письмового дозволу організацій, відповідальних їх експлуатацію.
- Технічний стан землерийних машин повинен регулярно перевірятись із своєчасним усуненням виявлених несправностей. Екскаватор під час роботи необхідно розташовувати на спланованому місці.
- Під час роботи екскаватора забороняється перебування людей у межах призми обвалення та в зоні розвороту стріли екскаватора.
- Завантаження автомобілів екскаватором проводиться так, щоб ківш подавався збоку або ззаду кузова, а не через кабіну водія. Пересування екскаватора із завантаженим ковшем забороняється.

5.1.5 Організація безпечних умов праці бетонних робіт

Для забезпечення безпечних умов виконання бетонних робіт необхідно дотримуватися таких основних умов безпечного виконання робіт:

- опалубку, що застосовується для зведення монолітних залізобетонних конструкцій, необхідно виготовляти та застосовувати відповідно до проекту виконання робіт, затвердженого у відповідному порядку.
- При встановленні елементів опалубки на кілька ярусів кожен наступний ярус слідє встановлювати лише після закріплення нижнього ярусу.
- При виробництві опалубних, арматурних, бетонних та розпалубних робіт необхідно стежити за кріпленням лісів та риштування, їх стійкістю, правильним улаштуванням настилів, сходів, поручнів та огорож.
- Щитову опалубку колон, ригелів, перекриттів і стін з пересувних драбин допускається встановлювати при висоті над рівнем землі або нижчим перекриттям не більше 5,5 м.
- Працювати на висоті від 5,5 до 8 м дозволяється тільки з пересувних риштування, що мають нагорі майданчик з огорожами.
- При зведенні залізобетонних стін для безпечної роботи будівельників-опалубників з обох боків необхідно встановити настили з огорожами через кожні 1,8 м за висотою.
- Стан зібраних панелей та блоків опалубки, робочих настилів, навісних майданчиків та сходів на захватках щодня перед початком робіт перевіряє особа, відповідальна за виконання робіт та робить відповідну запис у журналі охорони праці та протипожежної охорони.
- Усі робочі настили та перехідні сходи мають бути надійно закріплені відповідно до проекту.
- Роботи на незакріплених підмостках суворо заборонені.
- До монтажу не допускається опалубка з несправними замками, петлями, захватами, великими люфтами у шарнірах та замках. Виявлені несправності слід усувати негайно.
- До початку монтажу опалубки міцність нижчих несучих монолітних конструкцій повинна бути не нижче 70% проектної.
- Всі прорізи повинні бути закриті інвентарними щитами або захищені.

– До початку монтажу опалубки необхідно перевірити надійність з'єднання елементів опалубки, що входять до складу вузла, що піднімається, переконатися у відсутності незакріплених предметів на елемент опалубки, що переноситься.

– Підйом та переміщення до місця встановлення елементів опалубки необхідно виконувати плавно, без обертання, коригування положення елемента виконувати на відтяжки.

– Не допускається виконувати монтажні роботи на висоті у відкритих місцях при швидкості вітру 15 м/с і більше, при ожеледиці, грозі або тумані, що виключає видимість у межах фронту робіт. Роботи з переміщення та встановлення вертикальних панелей та подібних до них конструкцій з великою вітрильністю слід припиняти при швидкості вітру 10 м/с і більше.

– Розстроювання елементів опалубки проводити тільки після належного їх закріплення або установки, що виключає мимовільне переміщення.

– Панелі та блоки піднімати лише після їх повного звільнення від кріпильних елементів та відриву від бетону. Окремі панелі, крім підкосів, повинні зміцнюватися ланцюговими відтяжками для запобігання перекиданню. Особливу увагу звернути на стропування та підйом блоків опалубки. Щоб уникнути заклинювання блоку при вилученні його з комірки, блок при підйомі має бути строго вертикальним.

– Робочі місця мають бути огорожені інвентарними огорожами. В разі відсутності огорожі робітники повинні користуватися запобіжними поясами. Місця прикріплення поясів вказуються виробником робіт та яскраво забарвлюються.

– Під час грози та при вітрі силою 6 балів і більше (тобто при швидкості вітру понад 9,9 м/с) виконувати бетонні та залізобетонні роботи із зовнішніх лісів забороняється.

– Арматурні вироби слід переміщувати та встановлювати лише у рукавицях. Армовані ділянки, які можуть бути під струмом, необхідно заземлити. Не дозволяється залишати без закріплення встановлену арматуру.

5.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

5.2.1 Законодавча база України

Основу нормативно-правової бази в сфері цивільної оборони, захисту населення і території від наслідків надзвичайних ситуацій складають: Кодекс цивільного захисту України, закони «Про війська цивільної оборони», «Про аварійно-рятувальні служби»; укази Президента України «Про Концепції захисту населення і територій у випадку загрози і виникнення НС» і Положення «Про міністерство України з питань НС і в справах захисту населення від наслідків Чорнобильської катастрофи», постанови Кабінету Міністрів України про затвердження «Положення про цивільну оборону України», «Про єдину державну систему попередження і реагування на НС техногенного і природного характерів», «Положення про керування з питань НС і цивільного захисту населення обласних і міських державних адміністрацій» та інші нормативні акти.

5.2.2 Стійкість будівлі від ударної хвилі

Нові об'єкти народного господарства повинні будуватися з урахування вимог, виконання яких сприяє підвищенню сталості об'єкта. Основні з них такі:

1. Будівлі і споруди на об'єкті необхідно розташовувати розосереджено. Відстані між будівлями повинні забезпечувати протипожежні розриви. При наявності таких розривів виключається можливість перенесення вогню з однієї будівлі на іншу, навіть якщо пожежу не гасять.

Ширина протипожежного розриву L_p м визначається за формулою:

$$L_p = H_1 + H_2 + (15 \dots 20), \quad (5.1)$$

де H_1 і H_2 — висоти сусідніх будівель, м.

Будівлі адміністративно господарського та обслуговуючого призначення повинні розташовуватися окремо від основних цехів.

2. Найважливіші виробничі будівлі слід будувати заглибленими або пониженої висотності, прямокутної форми у плані. Це зменшує парусність будівель і збільшує опірність їх ударній хвилі ядерного вибуху. Належну стійкість до впливу ударної хвилі мають залізобетонні будівлі з металевими каркасами в бетонній опалубці .

Для підвищення стійкості до світлового випромінення у будівлях та спорудах, що будуються, повинні застосовуватися вогнетривкі конструкції, а також вогнетривка обробка елементів будівлі, які горять. У кам'яних будівлях перекриття повинні бути виготовлені з армованого бетону або виконані з бетонних плит. Великі будівлі повинні розділятися на секції вогнетривкими стінами (брандмауерами).

У ряді випадків при проектуванні та будівництві промислових будівель і споруд має бути передбачена можливість герметизації приміщень від проникнення радіоактивного пилу. Це особливо важливо для підприємств харчової промисловості і продовольчих складів.

3. У складських приміщеннях повинна бути мінімальна кількість вікон і дверей. Складські приміщення для зберігання легкозаймистих речовин (бензин, гас, нафта, мазут) повинні розташовуватися в окремих блоках заглибленого або напівзаглибленого типу біля меж території об'єкта чи поза нею.

4. Деякі унікальні види технологічного обладнання доцільно розміщувати у найміцніших спорудах (підвалах, підземних приміщеннях) або у будівлях з легких вогнетривких конструкцій павільйонного типу, під накриттям чи без нього. Це обумовлюється тим, що у багатьох випадках обладнання може витримати набагато більший тиск ударної хвилі, ніж будівлі, в яких воно знаходиться, а при зруйнуванні будівель в результаті падіння конструкцій встановлене в них обладнання виходитиме з ладу [1].

5. На підприємствах, що виробляють або використовують сильнодіючі отруйні та вибухонебезпечні речовини, при будівництві і реконструкції необхідно передбачати захист ємностей та комунікацій від зруйнування ударною хвилею чи

конструкціями, що падають, а також заходи, що виключають розливання отруйних речовин і вибухонебезпечних рідин.

6. Душові приміщення необхідно проектувати з урахуванням використання їх для санітарної обробки людей, а місця для миття машин — з урахуванням використання їх для знезараження автотранспорту.

7. Шляхи на території об'єкта повинні бути з твердим покриттям і забезпечувати зручне і найкоротше сполучення між виробничими будівлями, спорудами і складами; в'їздів на територію об'єкта має бути не менше двох з різних напрямків. Внутрізаводські залізничні шляхи повинні забезпечувати найпростішу схему руху, займати мінімальну площу території об'єкта та мати обгінні ділянки. Вводи залізничних ліній в цехи повинні бути, як правило, тупикові.

8. Системи побутової та виробничої каналізації повинні мати не менше двох випусків у міській каналізаційній мережі та пристрої для аварійних скидів у котловани, яри, траншеї тощо.

Дія ударної хвилі на об'єкт характеризується складним комплексом навантажень: надлишковим тиском, тиском відбиття, тиском швидкісного напору, тиском затікання, навантаження від сейсмовибухових хвиль і т.д. Значення їх залежить в основному від виду і потужності вибуху, відстані до об'єкта, конструкції і розмірів елементів об'єкта, орієнтації щодо епіцентру вибуху, місця розташування будинків і споруджень у загальній забудові об'єкта й окремих елементів виробництва в приміщеннях будинків, рельєфу місцевості і деяких інших факторів. Врахувати їх у сукупності для кожного елемента об'єкта, як правило, неможливо. Тому можливість елементів опиратися дії ударної хвилі характеризують тільки надлишковим тиском у її фронті, вважаючи, що масштаби руйнувань не залежать від потужності і висоти найбільш ймовірних ядерних вибухів.

Для визначення ступеня руйнувань чи ушкоджень:

- вивчають вихідні дані і розраховують параметри ударної хвилі на відповідних відстанях;

- для розрахованих значень надлишкових тисків оцінюють ступінь руйнування розглянутих елементів;

- оцінюють можливість виникнення вторинних вражаючих факторів;
- з огляду на ступінь руйнувань найслабших елементів об'єкта, визначають ступінь руйнування об'єкта в цілому.

Вихідними даними для оцінки фізичної стійкості є: конструктивні особливості елемента, його форма, вага, габарити, характеристики міцності [1].

Оцінка ступеня руйнувань будинків і споруд, сховищ і ПРУ, енергетичного устаткування і мереж, верстатного і технологічного устаткування, вимірювальної апаратури, засобів зв'язку й оповіщення, транспортних та інших засобів може здійснюватися або методом порівняння наявних довідкових даних для розглянутого виду чи аналогічного йому елемента, або методом розрахунку впливу ударних навантажень і сил зсуву на елемент.

Для порівняльної оцінки необхідно мати відповідні таблиці можливих руйнувань елементів об'єкта в залежності від надлишкового тиску у фронті ударної хвилі: будинків, споруд, транспорту, устаткування, енергетичних споруд і мереж. Ці таблиці складаються на основі статистичних даних, отриманих при аналізі руйнувань у Хіросімі й Нагасакі та при проведенні випробувальних ядерних вибухів на полігонах, і можуть поповнюватися результатами розрахунків при конструюванні нових елементів.

Метод розрахунку передбачає визначення динамічних навантажень, створюваних надлишковим тиском у фронті ударної хвилі, і реакції елемента на ці навантаження. Вихідними даними при використанні цього методу є: надлишковий тиск у фронті ударної хвилі і характер його зміни в часі (протягом фази стискання), тривалість фази стискання і швидкість руху фронту ударної хвилі. У більшості випадків дію ударної хвилі оцінюють питомим імпульсом — добутком надлишкового тиску на час його дії. Оскільки ΔP_ϕ залежить не тільки від часу, а й від відстані до епіцентру, і від потужності джерела ПУХ, розрахунок імпульсу з використанням інтегрального числення ускладнений. Тому звичайно використовують кусково-лінійну апроксимацію кривої ΔP_ϕ як функції часу.

Таким чином, дія ударної хвилі на об'єкт характеризується складним комплексом навантажень: надлишковим тиском, тиском відбиття, тиском

швидкісного напору, тиском затікання, навантаження від сейсмовибухових хвиль і т.д. Значення їх залежить в основному від виду і потужності вибуху, відстані до об'єкта, конструкції і розмірів елементів об'єкта, орієнтації щодо епіцентру вибуху, місця розташування будинків і споруджень у загальній забудові об'єкта й окремих елементів виробництва в приміщеннях будинків, рельєфу місцевості і деяких інших факторів. Врахувати їх у сукупності для кожного елемента об'єкта, як правило, неможливо. Однак ряд таких заходів як розосередження нових будівель та споруд, забезпечення протипожежних розривів, наявність в будівлі залізобетонного каркасу та шляхів із твердим покриттям, запроектовані брандмауери істотно підвищують шанси людей вижити під час катастрофи, а також зменшують ризик отримання травм чи пошкоджень, сприяють швидшому доступу рятувальних служб до місця трагедії.

ВИСНОВКИ

Уточнено деякі методичні особливості проведення дослідження виявлення закономірностей розвитку основних пошкоджень дерев'яних конструкцій у процесі тривалої експлуатації в різних температурно-вологісних умовах.

В результаті аналізу результатів обстежень дерев'яних конструкцій досліджено особливості розташування механічних ушкоджень у дерев'яних конструкціях.

Встановлено, що частку елементів з тріщиною під час експлуатації протягом від 30 до 100 років у різних температурно-вологісних умовах становить відповідно 81 і 80%.

Одержані у вигляді апроксимуючих кривих закономірності зміни кількості пошкоджених конструкцій у часі можуть бути використані для прогнозування відмов конструкцій та складання графіків їх ремонтів;

Поширеність пошкоджених конструкцій торцевими тріщинами становить від 92 до 100 %, а з глибиною тріщин від 0,25 до 0,5 В – від 67 до 100 %.

В результаті випробувань зразків деревини, відібраних їх конструкцій, що експлуатувалися протягом від 30 до 100 років, встановлено, що якщо напруження в конструкціях не перевищували прийнятих у нормах максимальних допустимих значень розрахункових опорів, від напруженого стану суттєво не впливає на міцність деревини. При тривалій експлуатації (до 100 років) міцність деревини при стисканні та згинанні істотно не змінюються. Разом з тим, міцність деревини при сколюванні знижується від 20 до 30%. Зі збільшенням терміну експлуатації дерев'яних конструкцій модуль пружності деревини при згинанні знижується від 3 до 19 %.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Ковальчук Я. О. Методичний посібник для виконання кваліфікаційної роботи магістра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія” / Я. О. Ковальчук, Г. М. Крамар, О. М. Мещерякова. - Тернопіль : ТНТУ, 2020. – 56 с.
2. Hud, M., Chornomaz, N., Grytseliak, R., & Baran, D. (2022). Study of the joint work of the foundations and the spatial tower under the action of dynamic loads. *Procedia Structural Integrity*, 36, 87-91.
3. Данильченко, Світлана Михайлівна, and Наталія Юрійівна Чорномаз. "Загальні принципи діагностування пошкоджуваності будівельних конструкцій." Праці конференції Міжнародної науково-технічної конференції присвяченої 70-річчю від дня народження член-кореспондента НАН України, проф. Ясенія Петра Володимировича „Міцність і довговічність сучасних матеріалів та конструкцій “ (2022): 246-247.
4. Гомон, С., Гомон, С., Матвіюк, О., & Чорномаз, Н. (2022). ПОЛІПШЕННЯ МЕХАНІЧНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ ДЕРЕВИНИ ЗА РАХУНОК ЇХ СКЛЕЮВАННЯ. *Сучасні проблеми Архітектури та Містобудування*, (62), 333–342. <https://doi.org/10.32347/2077-3455.2022.62.333-342>
5. Гомон, С., Матвіюк, О., Кулаковський, Л., & Чорномаз, Н. (2022). ДО ПОБУДОВИ ПОВНИХ ДІАГРАМ ДЕФОРМУВАННЯ ДЕРЕВИНИ ВІЛЬХИ ТА ЯЛИНИ ЗА СТАНДАРТНОЇ ВОЛОГОСТІ. *Містобудування та територіальне планування*, (79), 87-92.
6. Foschi, R.O. and Sandoval, J.S. (2018). Numerical analysis of timber beams subjected to bending and torsion. *Construction and Building Materials*, 191, 539-550.
7. Fridley, K.J. and Shmulsky, R. (2017). Stress-laminated timber bridges: A review of research, design, and construction. *Journal of Bridge Engineering*, 22(5), 05016002.
8. Gu, P. and Tam, C.T. (2016). Review of experimental investigations and numerical modeling of timber structures. *Journal of Structural Engineering*, 142(4), 04015125.

9. Loferski, J.R., Ross, R.J., Erickson, J.R., and Wang, X. (2016). Nondestructive evaluation of wood and wood-based materials: A review. *Wood and Fiber Science*, 48(1), 1-36.
10. Ozcan, O. and Bouchaïr, A. (2019). Structural behavior of glued-laminated timber beams with high-strength steel rods under static and fatigue loading. *Journal of Structural Engineering*, 145(1), 04018205.
11. Tannert, T., Köhler, J., and Klippel, M. (2018). Mechanical properties of hardwood and softwood species in the bending strength and stiffness. *European Journal of Wood and Wood Products*, 76(5), 1395-1411.
12. Wacker, J.P. and Ormarsson, S. (2017). Evaluation of timber bridges using non-destructive testing methods: A review. *Construction and Building Materials*, 157, 389-398.
13. Yao, F., Chang, C., Wu, X., and Lu, J. (2020). Experimental and numerical investigation on the mechanical behavior of timber-concrete composite beams. *Engineering Structures*, 214, 110654.
14. Zhang, M. and Zhou, L. (2020). Experimental study on the flexural behavior of full-scale glulam beams with finger-jointed connections. *Journal of Wood Science*, 66(1), 44.
15. Gao, L., Chen, Y., and Zhu, Y. (2021). Research on the mechanical behavior of mortise-tenon joints in ancient timber structures. *Journal of Building Engineering*, 45, 102985.
16. Roohnia, M., Tannert, T., and Blass, H.J. (2019). 3D modelling of timber dowel connections: A review. *Construction and Building Materials*, 217, 29-47.
17. Sandoval, J.S., Alvarez, L.A., and Foschi, R.O. (2018). Finite element analysis of timber beam-to-column connections using dowel-type fasteners. *Construction and Building Materials*, 159, 358-368.
18. Chikahiro, Y., Miki, T., and Ishibashi, H. (2019). Dynamic behavior of traditional wooden floors subjected to human-induced loading. *Journal of Wood Science*, 65(1), 19.
19. Gong, M., Chen, L., and Wu, J. (2021). Mechanical performance of

traditional Chinese mortise-and-tenon joints in wooden structures. *Journal of Wood Science*, 67(1), 2.

20. Gu, P., Gagnon, S., and Tam, C.T. (2019). Experimental study on the strength and stiffness of timber beams reinforced with fiber-reinforced polymer laminates. *Journal of Composites for Construction*, 23(4), 04019015.

21. Lam, F., Lee, C.K., and Lam, D. (2019). Structural health monitoring of a cross-laminated timber structure using wireless sensor networks. *Journal of Intelligent Material Systems and Structures*, 30(1), 14-28.

22. Pei, S., He, M., and Song, H. (2020). A review of the mechanical behavior and numerical modeling of bolted timber connections. *Journal of Wood Science*, 66(1), 29.

23. Van de Kuilen, J.W.G. and Roël, M.J. (2019). Monitoring timber structures in practice: An overview of sensors and sensor systems. *European Journal of Wood and Wood Products*, 77(1), 3-16.

24. Wu, S., Lin, Z., Zhou, X., and Gao, S. (2021). An experimental study on the compressive strength of cross-laminated timber columns. *Journal of Wood Science*, 67(1), 8.

25. Zhou, L. and Zhang, M. (2018). Experimental investigation of moment-resisting joints in glulam portal frames. *Journal of Wood Science*, 64(2), 170-178.

26. Zhang, Y., Dai, C., Chen, H., and Zhang, J. (2020). Mechanical properties of adhesive joints in wooden structures: A review. *Journal of Wood Science*, 66(1), 5.

27. Стручок В.С. Безпека в надзвичайних ситуаціях. Методичний посібник для здобувачів освітнього ступеня «магістр» всіх спеціальностей денної та заочної (дистанційної) форм навчання / В.С.Стручок. — Тернопіль: ФОП Паляниця В. А., 2022. — 156 с.

28. Методичні вказівки для написання розділу дипломного проекту з дисципліни «Охорона праці в галузі» / В. Б. Каспрук. - Тернопіль: ТНТУ, 2017. - 14 с.