МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ЗАПОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

ІНЖЕНЕРНИЙ НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ
імені Ю.М. ПОТЕБНІ

КАФЕДРА МІСЬКОГО БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ
(повна назва кафедри)

Кваліфікаційна робота (проєкт)

магістр
(рівень вищої освіти)

на тему Напружено-деформований стан каркасів багатоповерхових будівель із CLT-панелей при дії особливих навантажень

Виконав: студент 2 курсу, групи 8.1924-мбг
спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія
(код і назва спеціальності)
освітньої програми Міське будівництво та господарство
(назва освітньої програми)
Корольов В.В.
(ініціали та прізвище)

Керівник доц.,к.т.н, Банах А. В.
(посада, вчене звання, науковий ступінь, прізвище та ініціали)
Рецензент проф., д.т.н, Банах В.А.
(посада, вчене звання, науковий ступінь, прізвище та ініціали)

Запоріжжя
2025

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ЗАПОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

ІНЖЕНЕРНИЙ НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ
імені Ю.М. ПОТЕБНІ

Кафедра міського будівництва і архітектури
Рівень вищої освіти магістр
Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія
(код та назва)
Освітня програма Міське будівництво та господарство

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри
«01» 06 2025 року

З А В Д А Н Н Я
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ (ПРОЄКТ) СТУДЕНТОВІ (СТУДЕНТЦІ)

Корольову Вадиму Володимировичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

Тема роботи (проєкту) Напружено-деформований стан каркасів багатоповерхових будівель із CLT-панелей при дії особливих навантажень

керівник роботи доц.,к.т.н, Банах А. В.,
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)
затверджені наказом ЗНУ від «19» 09 2025 року № 1303-с .

1 Строк подання студентом роботи 01.12.2025

2 Вихідні дані до роботи Актуальність обраного напрямку досліджень, значимість у сучасному житті, можливість розвинення проблематики, перспективи впровадження майбутніх досягнень, мета роботи, завдання до виконання обраних досліджень, об`єкт досліджень, предмет досліджень, передбачувані методи виконання досліджень

3 Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) Аналіз світового досвіду проектування та будівництва висотних споруд із перехресно-клеєної деревини (CLT). Огляд існуючих аналітичних та чисельних методів розрахунку конструкцій із CLT з урахуванням анізотропії матеріалу. Чисельне моделювання просторової роботи 9-поверхової будівлі. Аналіз динамічної реакції та оцінка надійності несучих

конструкцій при дії сейсмічних навантажень за спектральним методом
методом акселерограм.
4 Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язков
креслень) Презентація із результатами аналітичних обґрунтувань науково
напряму досліджень, результатами експериментальних дослідже
результати розрахунків із застосуванням сучасних інформаційних мето
досліджень

5 Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
1	Банах А.В.		
2	Банах А.В.		
3	Банах А.В.		

6 Дата видачі завдання 01.09.2025

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1	Літературний огляд	01.10	
2	Розділ 1	15.10	
3	Розділ 2	01.11	
4	Розділ 3	15.11	
5	Розробка графічної частини	20.11	
6	Оформлення роботи	25.11	
7	Попередній захист	01.12	

Студент _____ Корольов В.В.
(підпис) (ініціали та прізвище)

Керівник роботи (проєкту) _____ Банах А.В.
(підпис) (ініціали та прізвище)

Нормоконтроль пройдено

Нормоконтролер _____ Гребенюк І.В.
(підпис) (ініціали та прізвище)

АНОТАЦІЯ

Корольов Вадим Володимирович. Напружено-деформований стан каркасів багатоповерхових будівель із CLT-панелей при дії особливих навантажень.

Кваліфікаційна випускна робота для здобуття ступеня вищої освіти магістра за спеціальністю 192 - Будівництво та цивільна інженерія, науковий керівник А.В. Банах. Інженерний навчально-науковий інститут імені Ю.М. Потебні ЗНУ, кафедра міського будівництва і архітектури, 2025.

У магістерській роботі виконано комплексне дослідження напружено-деформованого стану та сейсмостійкості 9-поверхової житлової будівлі, зведеної за технологією перехресно-клеєної деревини (CLT).

У рамках оптимізації конструкцій проведено топологічну оптимізацію плити перекриття. Розроблено та розраховано удосконалену ребристу панель із кроком ребер 960 мм та заповненням пустот утеплювачем. Це конструктивне рішення дозволило зменшити витрату дороговартісної деревини на 50% порівняно із суцільною панеллю, зберігаючи при цьому необхідну жорсткість та міцність.

Результати підтвердили, що запроєктована будівля має високий запас надійності. Напруження в несучих стінах та перекриттях не перевищують меж міцності деревини, що гарантує безпечну експлуатацію таких споруд у сейсмічних районах України.

Ключові слова: ПЕРЕХРЕСНО-КЛЕЄНА ДЕРЕВИНА (CLT), БАГАТОПОВЕРХОВІ БУДІВЛІ, НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН, СЕЙСМІЧНІ НАВАНТАЖЕННЯ, ОРТОТРОПНА МОДЕЛЬ, ТОПОЛОГІЧНА ОПТИМІЗАЦІЯ, СКІНЧЕННО-ЕЛЕМЕНТНЕ МОДЕЛЮВАННЯ, ДИНАМІЧНИЙ АНАЛІЗ.

ABSTRACT

Korolov Vadym Volodymyrovych. Stress-Strain State of Frames of Multi-Storey Buildings Made of CLT Panels under Special Loads.

Master’s qualification paper for the degree of Master in specialty 192 – Construction and Civil Engineering, supervisor A.V. Banakh. Yu.M. Potebnia Engineering Educational and Scientific Institute of ZNU, Department of Urban Construction and Architecture, 2025.

The master's thesis performs a comprehensive study of the stress-strain state and seismic resistance of a 9-story residential building constructed using Cross-Laminated Timber (CLT) technology.

Within the framework of structural optimization, topological optimization of the floor slab was conducted. An improved ribbed panel with a rib spacing of 960 mm and insulation filling in the voids was developed and calculated. This design solution allowed for a 50% reduction in the consumption of expensive timber compared to a solid panel, while maintaining the necessary stiffness and strength.

The results confirmed that the designed building has a high safety margin. Stresses in the load-bearing walls and floor slabs do not exceed the strength limits of the wood, ensuring the safe operation of such structures in seismic regions of Ukraine.

Key words: CROSS-LAMINATED TIMBER (CLT), MULTI-STORY BUILDINGS, STRESS-STRAIN STATE, SEISMIC LOADS, ORTHOTROPIC MODEL, TOPOLOGICAL OPTIMIZATION, FINITE ELEMENT MODELING, DYNAMIC ANALYSIS.

ЗМІСТ

	Вступ	8
Розділ 1	АКТУАЛЬНИЙ ПІДХІД ДО ПРОЕКТУВАННЯ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ ІЗ CLT-ПАНЕЛЕЙ	11
1.1	Огляд багатоповерхових будівель, зведених із перехресно клеєної деревини	11
1.1.1	Brock Commons – студентський гуртожиток	12
1.1.2	HoHo — Інноваційний гібридний хмарочос	14
1.1.3	M'єсторнет (Mjøstårnet) — найвища дерев'яна вежа до 2021 року	15
1.1.4	Ascent (Мілуокі, США)	17
1.1.5	HAUT (Амстердам, Нідерланди)	18
1.2	Експлуатаційні параметри багатошарової клеєної деревини	19
1.3	Будова CLT-панелей	23
1.4	Методи розрахунку конструкцій CLT	26
1.5	Висновки з другого розділу	30
Розділ 2	АНАЛІЗ ВПЛИВУ ІЗОТРОПНИХ ТА ОРТОТРОПНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ ДЕРЕВИНИ НА РОЗРАХУНОК CLT ПЛИТ ПЕРЕКРИТТЯ	32
2.1	Визначення властивостей матеріалів: модель ортотропної пружності	32
2.2	Розрахунок CLT панелі перекриття	34
2.3	Розрахунок панелей із CLT у ПК Ansys	37
2.4	Дослідження топологічної оптимізації CLT-панелей перекриття	45
2.5	Параметрична оптимізація за матеріалом	48
2.6	Висновки з другого розділу	50
Розділ 3	АНАЛІЗ ДИНАМІЧНОЇ РЕАКЦІЇ НЕСУЧИХ	

КОНСТРУКЦІЙ KAJSTADEN TALL TIMBER BUILDING НА СЕЙСМІЧНІ НАВАНТАЖЕННЯ 52
3.1 Формування тривимірної розрахункової схеми будівлі з перехресно-клеєної деревини 53
3.2 Статичний розрахунок 59
3.3 Розрахунок на сейсмічні дії лінійно-спектральним методом 67
3.4 Розрахунок на дію акселерограм 80
3.5 Висновки з третього розділу 89
Основні висновки 91
Список використаних джерел 92

ВСТУП

Актуальність теми: На сьогодні беззаперечним є той факт, що Україна володіє одним із найбільших лісових потенціалів у Європі. За площею лісів Україна посідає 9-те місце серед європейських країн, а загальна площа лісового фонду становить понад 10 млн га, при цьому лісистість території сягає майже 16 %. Запаси деревини в Україні оцінюються приблизно у 2,1 млрд м³, а щорічний приріст становить близько 35 млн м³. Лісопромисловий комплекс (ЛПК) є важливою експортною складовою економіки, де основними продуктами експорту залишаються пиломатеріали, деревні плити та фанера, що спрямовуються переважно на ринки ЄС.

Однак, попри наявність значних запасів ресурсу, дерев'яне домобудівництво в Україні наразі не є:

- динамічним сектором житлового будівництва порівняно з традиційними методами;
- основним драйвером розвитку глибокої переробки деревини всередині країни.

Однією з основних причин значного експорту лісоматеріалів є «еко-бум» за кордоном. Саме в країнах ЄС та Північної Америки деревина піддається глибокій та безвідходній переробці, і саме там формується максимальна додана вартість цього ресурсу.

Світовий досвід показує, що дерев'яне домобудівництво є дешевою, швидкою у зведенні, екологічною та зручною технологією будівництва [3-7]. Найбільше використання деревини як основи при будівництві житла відзначається у США (95%), Фінляндії (90%), Канаді (83%), Швеції (78%), тоді як в Україні цей показник залишається незначним (за різними оцінками — до 5-7%, переважно у приватному секторі) [8-9]. Канада, Фінляндія та Швеція є лідерами за обсягом експорту дерев'яних будинків заводського виготовлення.

У зв'язку з появою перших реалізованих проєктів зокрема, надбудов із перехресно-клеєної деревини (CLT) в Україні та зростаючою світовою

популярністю багатоповерхових будівель із клеєної деревини, проблема забезпечення їхньої безпеки при землетрусах стає однією з найважливіших. Особливої актуальності набуває прогноз їхньої поведінки при сильних сейсмічних поштовхах.

Чинна нормативна та методична література з розрахунку і проєктування дерев'яних багатоповерхових будівель із різними типами конструктивних схем в Україні знаходиться на стадії гармонізації з європейськими нормами.

Проте такі питання, як урахування ортотропної структури CLT у багатоповерхових будівлях та їх розрахунок на сейсмічні впливи, залишаються недостатньо вивченими. У зв'язку з цим виникає необхідність проведення розрахунків, аналізу та дослідження напружено-деформованого стану багатоповерхових будівель із CLT-панелей стосовно умов України на статичні та сейсмічні впливи різної інтенсивності.

Мета і завдання дослідження. Метою дослідження є аналіз динамічної реакції та оцінка надійності багатоповерхових дерев'яних будівельних систем із CLT в умовах сейсмічних навантажень.

Завдання дослідження :

- Узагальнити світовий досвід проектування та методів розрахунку висотних споруд із перехресно-клеєної деревини (CLT).
- Провести чисельне моделювання напружено-деформованого стану ортотропних CLT-панелей та визначити їх оптимальні конструктивні параметри.
- Дослідити роботу багатоповерхових будівель різних конструктивних схем (стінової та каркасної) із CLT-панелей під дією сейсмічних навантажень з урахуванням особливостей їх конструювання.
- Обґрунтувати вибір раціональних конструктивних рішень на основі зіставлення результатів моделювання та сформулювати рекомендації для проєктувальників.

Об'єкт дослідження. Об'єктом дослідження є багатоповерхові будівлі стінової та каркасної конструктивних систем, зведені з використанням

перехресно-клеєної деревини (CLT) та клеєних дерев'яних елементів.

Предмет дослідження. Закономірності формування напружено-деформованого стану несучих конструкцій багатоповерхових будівель на основі CLT-панелей та клеєної деревини під дією навантажень.

Методи дослідження. При вирішенні поставлених завдань використовувалися узагальнення, аналіз теоретичних та практичних досліджень на тему роботи та теоретичний аналіз, скінченно-елементне моделювання багатоповерхових дерев'яних будівель у розрахункових програмних комплексах; статистична обробка отриманих матеріалів дослідження.

Наукова новизна одержаних результатів. Наукова новизна полягає у дослідженні скінченно-елементної моделі багатоповерхових будівель із CLT-панелей з урахуванням ортотропних властивостей деревини та результатів чисельних досліджень при сейсмічних впливах різної інтенсивності.

Практичне значення одержаних результатів. Практична значущість роботи полягає у аналізі алгоритма визначення жорсткісних характеристик CLT-панелей, який базується на фундаментальних властивостях деревини та дозволяє виконувати розрахунки згідно з вимогами ДБН, використовуючи сучасні програмні комплекси Ansys та ЛІРА-САПР.

Особистий вклад дослідника. Досліджено вплив правильно підібраного світлопрозорого заповнення на зменшення тепловтрат.

Апробація результатів роботи. Результати роботи доповідалися на XVIII університетської науково-практичної конференції студентів, аспірантів, докторантів і молодих вчених «МОЛОДА НАУКА-2025» з доповіддю «Сучасний стан проектування багатоповерхових будівель із деревини»[49].

Структура та обсяг магістерської роботи. Магістерська робота складається зі вступу, трьох розділів, основних висновків та списку використаних джерел. Загальний обсяг роботи становить 96 сторінок, містить 99 рисунків, 14 таблиць та список використаних джерел із 49 найменувань.

РОЗДІЛ 1
АКТУАЛЬНИЙ ПІДХІД ДО ПРОЕКТУВАННЯ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ ІЗ CLT-ПАНЕЛЕЙ

1.1 Огляд багатоповерхових будівель, зведених із перехресно клеєної деревини

Деревина - відновлюваний природний матеріал, що застосовується у багатьох галузях промисловості та народного господарства. Застосування деревини у будівництві зростає за останні роки.



Рисунок 1.1 - Візуалізація багатоповерхових будинків із CLT

На сьогоднішній день будівництво з деревини переживає етап стрімкого глобального розвитку. У розвинених країнах активно зводяться житлові та громадські споруди з використанням інженерної деревини, зокрема перехресно-клеєних панелей (CLT) та бруса з клеєного шпону (LVL).

Яскравим прикладом реалізації таких технологій є студентський гуртожиток Brock Commons у Канаді.

1.1.1 Brock Commons - студентський гуртожиток

Цей об'єкт відрізняється від більшості існуючих висотних дерев'яних будівель своєю соціальною спрямованістю та економічною ефективністю: це не елітна нерухомість, а бюджетний проект, вартість якого порівнянна з традиційними методами будівництва. Водночас використання екологічних матеріалів сприяє підтримці "зеленого" іміджу університету.

З конструктивної точки зору Brock Commons є гібридною спорудою. Для забезпечення просторової жорсткості та сприйняття бічних навантажень (вітрових та сейсмічних) використано залізобетонні ядра жорсткості, фундамент та цокольний поверх.

Основний каркас 17-ти житлових поверхів виконано з інженерної деревини:

- Вертикальні несучі елементи: колони з клеєного бруса (Glulam) зі спеціальними вузлами швидкого монтажу.
- Перекриття: п'ятишарові CLT-панелі розміром 2,85×4,0 м.
- Огороджувальні конструкції: збірні навісні панелі.

Така комбінована схема, де дерев'яний каркас працює на вертикальні навантаження, а бетонні ядра — на горизонтальні, дозволила будівлі відповідати суворим вимогам сейсмічної безпеки Національного будівельного кодексу Канади (2015).

Фасадна система реалізована за допомогою префабрикованих панелей (8,0×2,81 м) на сталевому каркасі з інтегрованими віконними блоками. В якості утеплювача використано скловолокно, а для оздоблення — ламіновані плити високого тиску (70% деревних волокон) з імітацією деревини або матовою фактурою. Конструктивний вогнезахист дерев'яних елементів інтер'єру забезпечено шляхом їх повного капсулювання гіпсокартоном.



Рисунок 1.2 - Гуртожиток у Канаді Brock Commons

1.1.2 HoHo — Інноваційний гібридний хмарочос

Наступною за висотою серед дерев'яних висоток є вежа HoHo у Відні. Це 24-поверхова будівля заввишки 84 метри. Хоча вона часто згадується в контексті дерев'яного будівництва, Рада з висотних будівель (CTBUH)[13] класифікує її як дерев'яно-бетонну композитну споруду. Це пов'язано з тим, що стабілізуюче ядро жорсткості будівлі виконане з бетону.

Схожі житлові проєкти середньої поверховості також активно розвиваються у Швеції, Фінляндії та інших країнах Європи.

Основні характеристики HoHo:

- Висота: 84 м (276 футів)
- Поверховість: 24 поверхи
- Площа: 25 000 м²
- Дата завершення: Квітень 2019 року
- Постачальник CLT-панелей: HASSLACHER NORICA TIMBER



Рисунок 1.3 - HoHo Wien

1.1.3 М'єсторнет (Mjøstårnet) — найвища дерев'яна вежа до 2021 року

М'єсторнет — це знакова споруда, офіційно визнана Радою з висотних будівель та міського середовища проживання (CTBUH) найвищою дерев'яною будівлею у світі. Цей статус також зафіксовано у Книзі рекордів Гіннеса. Окрім цього, вежа отримала низку престижних нагород, серед яких *CTBUH* Award of Excellence, New York Design Awards та Norwegian Tech Awards.

Основні характеристики:

- Висота: 85,4 м
- Поверховість: 18 поверхів
- Загальна площа: 11 300 м²
- Дата відкриття: Березень 2019 року
- Забудовник: AB Invest
- Архітектор: Voll Arkitekter
- Виробник дерев'яних конструкцій (CLT): Moelven
- Функціональність та інфраструктура

М'єсторнет — це багатофункціональний комплекс. Усередині розташовані:

Готель;

- Приватні апартаменти та офіси;
- Ресторан і зони загального користування.
- До вежі прилягає окрема будівля площею близько 4700 м², де розміщено плавальний басейн. Ця прибудова також виконана з деревини.

Будівлю спроєктувало норвезьке бюро Voll Arkitekter, а монтаж дерев'яних конструкцій виконала компанія Moelven Limtre.

Основним матеріалом є клеєний брус (Glulam). Для ліфтових шахт, сходів та балконів використовували панелі з поперечно-клеєної деревини (CLT).

Хоча М'єсторнет класифікується як цільнодерев'яна будівля оскільки основні несучі елементи — дерев'яні, у ній застосовано цікаве інженерне

рішення. Перекриття верхніх семи поверхів виготовлені з бетону. Це було зроблено не для міцності каркаса, а для збільшення ваги верхівки будівлі щоб зменшити хитання від вітру та покращення акустичного комфорту мешканців.



Рисунок 1.4 - Mjøstårnet у березні 2019.

1.1.4 - Ascent (Мілуокі, США)

На даний момент це найвища дерев'яна (гібридна) будівля у світі, сертифікована CTBUH. Вона побила попередній рекорд Mjøstårnet. Це розкішний житловий комплекс, який демонструє, що дерево підходить для хмарочосів преміум-класу.

- Висота: ~73 м. За деякими даними до 80 м з урахуванням шпиля.
- Поверховість: 20
- Площа: ~30 000 м²
- Термін здачі: Вересень 2021
- Виробник конструкцій: Martinsons (каркас), Derome (модулі).

Будівля складається з двох частин: низької це культурний центр та високої це готель. Висотна частина збудована з попередньо виготовлених дерев'яних 3D-модулів, які просто "складали" один на одного між двома ліфтовими ядрами з CLT. Деревина для проєкту була отримана з лісів у радіусі 60 км від міста, що мінімізувало транспортні викиди.



Рисунок 1.5 - Ascent (Мілуокі, США)

1.1.5 HAUT (Амстердам, Нідерланди)

Вважається найвищою дерев'яною житловою будівлею в Нідерландах. HAUT отримав найвищий рейтинг екологічності BREEAM Outstanding.

HAUT — це ексклюзивний житловий хмарочос на березі річки Амстел. Конструкція є гібридною: несучі стіни та перекриття з CLT, але фундамент та підвал бетонні. Фасад оснащений сонячними панелями та склінням від підлоги до стелі, що забезпечує багато світла. Особливістю є гнучке планування — мешканці могли вибирати конфігурацію своїх квартир ще на етапі проєктування.

Будівля отримала сертифікат BREEAM Outstanding — найвищу оцінку екологічної ефективності. Це перша житлова будівля в Нідерландах з таким рейтингом.

Має виразний скляний фасад, що забезпечує панорамні види на річку Амстел. Великі вікна від підлоги до стелі наповнюють квартири світлом. ланування квартир було вільним ("tailor-made"). Покупці могли самі вирішувати, де будуть стіни, скільки кімнат їм потрібно і навіть об'єднувати поверхи. На першому поверсі розташований "Hortus" — внутрішній зимовий сад/оранжерея, який слугує місцем зустрічі для мешканців та зберігання велосипедів.

Проєкт отримав міжнародне визнання ще до завершення будівництва, зокрема International BREEAM Award 2018 та National Timber Award 2022.

Ця будівля довела, що дерево може бути не лише екологічним, але й елітним матеріалом для висотного будівництва в щільних містах.

- Висота: 73 метри.
- Поверховість: 21 поверх.
- Кількість квартир: 52 ексклюзивні резиденції.
- Рік завершення: 2022.
- Архітектор: Team V Architecture.
- Девелопер: Lingotto.



Рисунок 1.6 - HAUT (Амстердам, Нідерланди)

1.2 Експлуатаційні параметри багатошарової клеєної деревини

Оскільки CLT-панелі формуються з кількох шарів масивної деревини, їхні експлуатаційні якості безпосередньо залежать від фізико-механічних властивостей вихідної сировини. Деревина є природним ортотропним матеріалом, структура якого еволюційно сформувалася для ефективного опору зовнішнім навантаженням наприклад, вітру.

Ключовим фактором, що визначає ортотропію, є анатомічна макробудова стовбура. Камбій (шар твірної тканини між корою та деревиною) продукує переважно видовжені клітини, орієнтовані вздовж осі росту дерева, що й формує волокнисту структуру [14].

Незважаючи на відмінності в анатомічному наборі елементів, як хвойні, так і листяні породи характеризуються впорядкованою волокнистою структурою. У хвойній деревині, яка має більш упорядковану будову, функцію механічного каркаса виконують трахеїди вертикально орієнтовані клітини, що

займають до 90% об’єму. У листяних породах ця роль покладена на комплекс «деревних волокон», що складається з волокон лібриформу та волокнистих трахеїд.

Саме орієнтація цих волокон вздовж осі стовбура визначає яскраво виражену анізотропію матеріалу — суттєву різницю між властивостями вздовж і впоперек волокон. Ця особливість закладена на всіх рівнях ієрархії деревини: від макроструктури стовбура до нанорівня, де механічна поведінка диктується кутом нахилу мікрофібрил у клітинних стінках та орієнтацією молекул целюлози. Таким чином, міцність та жорсткість деревини є прямим наслідком її макро- та мікробудови.

Ступінь анізотропії деревини яскраво ілюструється співвідношенням властивостей вздовж і впоперек волокон. На прикладі ялини: модуль пружності в поздовжньому напрямку перевищує поперечний майже у 40 разів. Аналогічна диспропорція спостерігається і для міцності: при стиску — в 10 разів, а при розтягу — у 20–30 разів.

Варто зазначити, що у хвойних порід це співвідношення вище, ніж у листяних. Це пояснюється тим, що листяна деревина має менш впорядковану структуру, а наявність розвинених серцевинних променів підвищує її жорсткість у поперечному напрямку [14].

При розтягу вздовж волокон деревина демонструє майже лінійну залежність напружень від деформацій аж до моменту руйнування. Процес характеризується незначними пластичними деформаціями, після чого настає крихке руйнування з різкою втратою несучої здатності.

Хоча загальний вигляд діаграм деформування при розтягу вздовж і впоперек волокон подібний, величини граничних напружень відрізняються кардинально: поперечна міцність становить лише 1–5% від поздовжньої. Механізм руйнування на мікрорівні реалізується за двома сценаріями: розрив самого волокна або його витягування з міжклітинної матриці (pull-out effect). Через змішаний характер цих явищ результати випробувань мають значний розкид, що ускладнює математичне моделювання і вимагає статистичного

усереднення даних. Типові діаграми «напруження-деформація» наведені на рисунку 1.7.

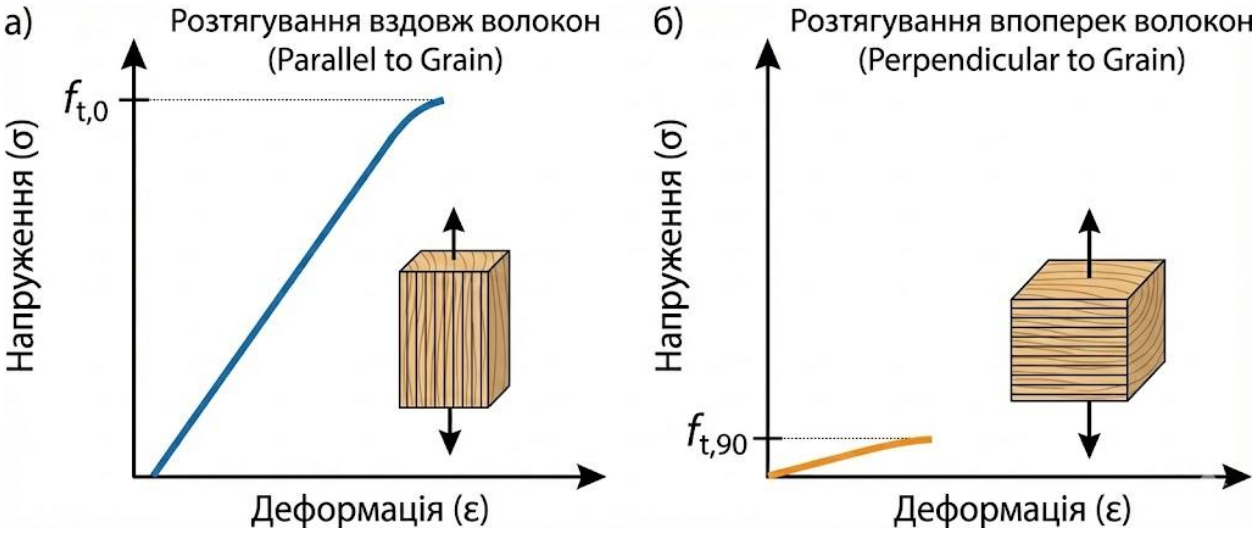


Рисунок 1.7 - Характерні діаграми «напруження-деформація» деревини при розтягу: а) вздовж волокон; б) впоперек волокон

Проте процес стискання деревини за своєю природою ближчий до в'язкого руйнування. Стиск в осьовому напрямку забезпечує високу міцність, демонструючи межу плинності з подальшим переходом у фазу плато [15]. Надмірне навантаження в цьому випадку призводить до зминання або вдавлювання одних волокон в інші. При такому зминанні здатність матеріалу сприймати подальші навантаження падає, що можна класифікувати як пластичну деформацію.

Якщо ж деревина стискається у перпендикулярному напрямку, відбувається сплющування трубчастих клітин. Для цього достатньо невеликого зусилля, тому міцність і жорсткість при поперечному стиску є низькими. Однак, коли всі порожнини клітин вже роздавлені, рівень напруження може знову почати зростати внаслідок ущільнення матеріалу.

Якщо навантаження прикладається під кутом до волокон, поведінка деревини змінюється. При кутах від 10 до 45° активізація сил розтягу та зсуву провокує більш крихкі режими руйнування. Подальше збільшення кута наближає характер руйнування до того, що спостерігається при чистому

стисканні впоперек волокон. Типові криві «напруження-деформація» для деревини при стисканні паралельно та перпендикулярно до напрямку волокон наведені на рисунку 1.8.

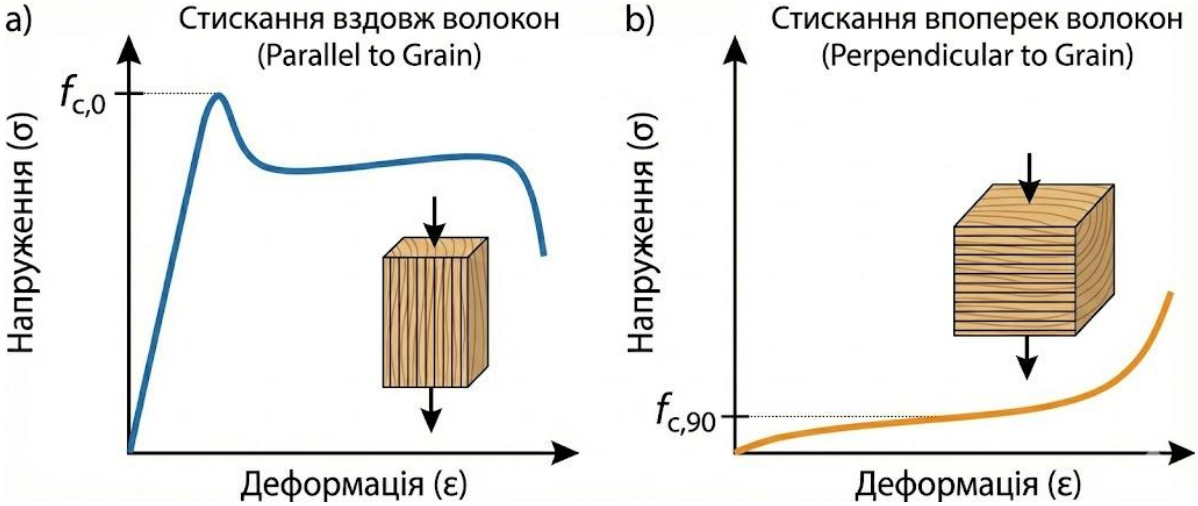


Рисунок 1.8 – Характерні діаграми «напруження-деформація» для деревини при стисканні паралельно (a) та перпендикулярно (b) напрямку волокон.

Експериментальне визначення міцності деревини на зсув є одним із найскладніших завдань у механіці деревини. Результати суттєво залежать від обраного методу: концентрація напружень може спричинити передчасне руйнування, або ж тріщина поширюється вздовж природних площин слабкості матеріалу, а не у заданій площині зсуву. Це призводить до значної розбіжності даних.

Масштаб проблеми ілюструється варіативністю результатів для ялини. Van de Kuilen та Leijten [16] вказують середню міцність 9,1 МПа, Grosse [17] — діапазон 6,3–11,3 МПа. Водночас Denzler і Glos [18], використовуючи метод EN 408 зі сталевими пластинами, отримали значно нижчі значення: 3,3–4,4 МПа. Таким чином, експериментальні дані варіюються в межах від 3,3 до 11,3 МПа.

Руйнування при зсуві (Mode II) є крихким, подібно до розтягування. Воно локалізується в площинах LT або LR, переважно вздовж річних кілець. Траєкторія тріщини часто має зигзагоподібний характер: вона поширюється

по тангенціальній площині, а потім «перескакує» в радіальному напрямку. На мікрорівні механізм розриву тканин ідентичний тому, що спостерігається при розтягуванні впоперек волокон [18].

1.3 Будова CLT-панелей

CLT-панель являє собою конструктивний елемент, що складається щонайменше з трьох шарів дощок хвойних або листяних порід, склеєних під кутом 90 градусів один до одного. Ламелі мають товщину від 20 до 60 мм, а їхні характеристики міцності регламентуються стандартом ДСТУ EN 16351:2022 «Дерев'яні конструкції». Критично важливою умовою виробництва є вологість деревини в межах 8–15 %; її наближення до рівноважної експлуатаційної вологості забезпечує надійне зчеплення та мінімізує розтріскування, хоча незначні тріщини є допустимими і не знижують несну здатність виробу. Для оптимізації роботи перерізу деревина вищого класу міцності зазвичай розміщується у зовнішніх шарах та в напрямку основного навантаження, де виникають найбільші напруження.

Механічна поведінка CLT є складною через ортотропні властивості деревини та перехресне розташування шарів, що дозволяє розглядати матеріал як двовимірний багатошаровий композит із сильною анізотропією. Поєднання високої жорсткості вздовж волокон із низьким модулем поперечного зсуву в перпендикулярних шарах призводить до значних деформацій зсуву по товщині плити. Характерною особливістю роботи такої конструкції є те, що поперечні деформації зсуву змінюються стрибкоподібно на межах розділу шарів, тоді як напруження зсуву розподіляються по перерізу безперервно, але мають виражений нелінійний характер.

Основною структурною проблемою при роботі CLT-панелей на вигин є низька міцність поперечних шарів на зсув, що спричиняє специфічний тип руйнування, відомий як «зсув скочування» (rolling shear). Цей процес, що супроводжується обертанням волокон деревини в поперечних шарах, часто

стає критичним фактором, що визначає загальну несну здатність панелі. Фізико-механічні характеристики цього явища, зокрема модуль зсуву, залежать від геометрії ламелей та породи деревини, проте наразі не існує єдиного універсального методу їх розрахунку. Складність кінематичного опису матеріалу вимагає від проєктувальників застосування складних чисельних моделей для розрахунку відповідальних конструкцій[20].

Попри ці складнощі, CLT-панелі демонструють значні переваги порівняно зі звичайною конструкційною деревиною, насамперед завдяки меншому розкиду значень міцності. Якщо граничне навантаження для цільного бруса визначається його найслабшим місцем наприклад, сучком або зубчастим з'єднанням, то в CLT діє «системний ефект»: дефекти окремих дощок розподілені хаотично і вкрай рідко збігаються в одному перерізі, що суттєво підвищує надійність конструкції. Класифікація можливих механізмів руйнування панелі базується на анатомічних особливостях деревини та характері взаємодії між окремими шарами.

Класифікація режимів руйнування та тріщин у CLT.

Аналіз поведінки CLT-панелей під навантаженням дозволяє виділити специфічні механізми руйнування, які зумовлені анізотропією деревини та шаруватою структурою матеріалу. Відповідно до схеми (рис. 1.9), розрізняють такі типи дефектів та тріщин:

1. Зсув скочування (Rolling Shear — R). Це найбільш критичний та специфічний для CLT вид руйнування. Він виникає у поперечних шарах, де волокна орієнтовані перпендикулярно до напрямку зусиль зсуву. Під дією навантаження волокна деревини починають «перекочуватися» одне через одне, що призводить до характерних діагональних тріщин всередині поперечної дошки. Міцність деревини при такому навантаженні є найнижчою.

2. Міжшарове розшарування (Interface Failure — IF).Тип руйнування, що відбувається безпосередньо у площині клейового шва або в зоні контакту деревини з клеєм. Це свідчить про порушення адгезії між шарами, яке може бути викликане як перевищенням дотичних напружень зсуву, так і

виробничими дефектами склеювання.

3. Тріщини розтягу (Tension modes — T1, T2) :

•T1: Тріщини, що виникають всередині дошки внаслідок напружень розтягу впоперек волокон. Часто спричинені процесами всихання або нерівномірного розподілу вологи.

• T2: Класичне руйнування деревини вздовж волокон у зоні максимального розтягу (наприклад, на нижній грані панелі при згині). Характеризується розривом волокон та "зубчастим" краєм тріщини.

4. Поздовжній зсув та тріщини (Longitudinal modes — L1, L2) :

• L1: Можуть виникати внаслідок концентрації напружень або дефектів деревини, проходячи крізь товщину ламелі.

• L2: Тріщини на верхніх шарах, часто спричинені кліматичними впливами або локальними перенапруженнями.

5. Геометричні дефекти (Edge Gap — EG) Розкриття стиків між суміжними дошками в межах одного шару. Оскільки у CLT вузькі грані дошок часто не склеюються між собою, під навантаженням або при всиханні деревини ці зазори можуть збільшуватися, створюючи розриви у суцільності шару, що впливає на фізику розподілу вологи та тепла, хоча й менше впливає на статику.

6. Зминання (Indentation — I) Локальна деформація деревини під дією зосередженого навантаження перпендикулярно до волокон.

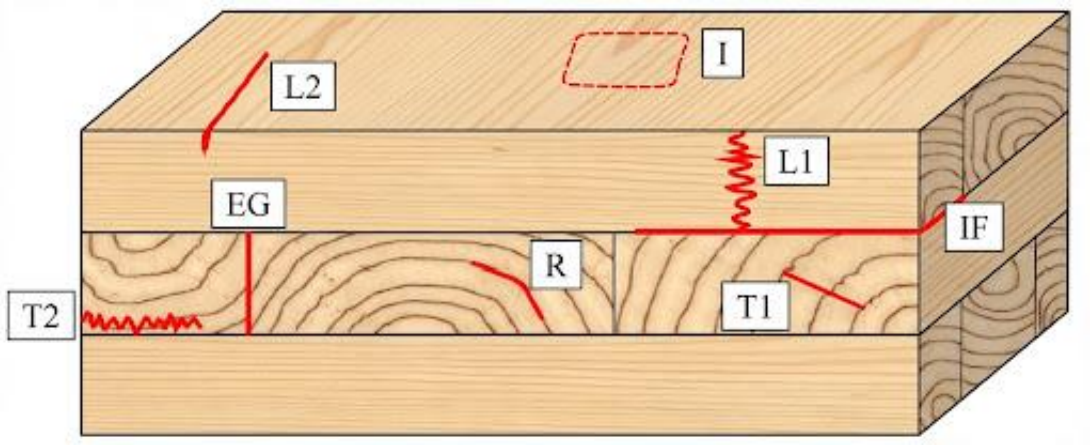


Рисунок 1.9 - Класифікація режимів тріщин у CLT.

1.4 Методи розрахунку конструкцій CLT

У європейській практиці для визначення показників жорсткості та міцності CLT-панелей застосовують різні підходи, які поділяються на експериментальні, аналітичні та комбіновані.

Експериментальний метод передбачає проведення фізичних випробувань повнорозмірних панелей або їх фрагментів на згин, однак його суттєвим недоліком є низька гнучкість: будь-яка зміна конструктиву, схеми розкладки шарів або виробничих факторів вимагає проведення нових, часто високовартісних тестів.

Більш ефективною альтернативою є аналітичний підхід, який дозволяє прогнозувати механічні характеристики готової панелі на основі властивостей вихідного матеріалу окремих дощок. Протягом останніх двох десятиліть було розроблено низку математичних моделей, верифікованих результатами випробувань, що робить цей метод універсальним та економічно вигідним інструментом проєктування. У цьому розділі розглянуто три найбільш поширені методики розрахунку, що стали стандартом у галузі[21].

Найпоширенішим аналітичним методом розрахунку CLT у Європі є підхід, що базується на «Теорії механічно з'єднаних балок» відомий як γ-метод. Ця методика, включена до Додатку B Eurocode 5 (EN 1995-1-1), спочатку розроблялася для складених балок двотаврових або Т-подібних, з'єднаних піддатливими механічними кріпленнями.

Суть методу полягає у визначенні «ефективної згинальної жорсткості» $(EI)_{eff}$ за допомогою коефіцієнта з'єднання γ. Цей коефіцієнт варіюється від 0 до 1 і залежить від податливості з'єднань.

Хоча математично точне рішення диференціального рівняння цей метод дає лише для синусоїдального навантаження на вільно оперту балку, похибка для рівномірно розподілених або зосереджених навантажень є мінімальною і допустимою в інженерній практиці. Оскільки CLT-панелі є клеєними виробами без механічних кріплень, застосування цієї теорії вимагало певної

адаптації: роль «піддатливого з'єднання» тут виконують поперечні шари деревини, які деформуються під дією зсуву.

Адаптація методу механічно з'єднаних балок для розрахунку CLT базується на припущенні, що навантаження сприймають виключно поздовжні шари, тоді як поперечні виконують функцію «уявних кріплень», жорсткість яких визначається їхнім опором зсуву. Недоліком цього підходу є ігнорування зсувних деформацій у самих поздовжніх шарах, що може спричиняти похибку у визначенні прогинів до 30 %, а також залежність ефективної жорсткості $(EI)_{eff}$ від довжини прольоту та складність застосування для панелей із кількістю шарів понад сім.

Більш досконалим є метод «зсувної аналогії», який враховує деформації як у паралельних, так і в поперечних шарах без обмежень щодо їх кількості, оперуючи поняттями ефективної згинальної $(EI)_{eff}$ та зсувної $(GA)_{eff}$ жорсткості; завдяки високій точності цей метод закріплено в стандартах PRG 320 та CSA O86.

При виборі теоретичної бази слід враховувати, що класична теорія Ейлера-Бернуллі дає похибки для елементів, де висота перерізу є значною порівняно з довжиною, тому для товстих багатошарових плит CLT у європейській практиці та спеціалізованому ПЗ перевагу віддають теорії балок Тимошенка, яка враховує деформації зсуву та ефекти обертального вигину.

Бласс і Феллмозер (2004) адаптували для розрахунку CLT теорію композитів (k-метод), яка, попри ігнорування зсувних деформацій в окремих шарах, демонструє достатню точність для панелей із значним співвідношенням прольоту до висоти перерізу. Пізніше Шахневаз та ін. [22] верифікували «Теорію механічно з'єднаних балок» за допомогою FEA-моделювання в Ansys, де контакт між шарами імітувався з урахуванням тертя; розбіжність у пружній жорсткості порівняно з експериментальними даними склала близько 10 %.

Важливість врахування міжшарової взаємодії підкреслили Серрано та Енквіст [23], які при моделюванні тришарових панелей виявили значні

деформації на межах розділу навіть при низьких навантаженнях і запропонували використовувати ортотропну пластичну модель для опису поведінки після пікових навантажень.

Дослідження Богенспергера та ін. [24] щодо згину та зсуву при зосереджених навантаженнях показали, що спрощені ортотропні пружно-пластичні моделі можуть занижувати результати лінійно-пружного відгуку на 20 % та завищувати механічну міцність на нелінійній стадії.

Розвиваючи методи моделювання, Сааведра Флорес та ін. [25] застосували багатомасштабний підхід із використанням когезійних факторів, досягнувши високої кореляції з експериментом (із завищенням першого режиму відмови лише на 10 %), тоді як Сандхаас та ін. [26] розробили комплексну 3D-модель деревини, здатну ідентифікувати вісім режимів руйнування.

Програмна реалізація такої моделі в середовищі Abaqus [27] дозволяє через оновлення матриці жорсткості на кожному кроці візуалізувати прогресуюче пошкодження, забезпечуючи задовільну точність оцінки несучої здатності, при цьому для корекції нелінійної поведінки та імітації розм'якшення зовнішніх ламелей до FEA-моделі інтегрують специфічні властивості пошкодження [25].

Дослідженнями розрахунку напружено-деформованого стану багатоповерхових будівель займалися Barczi, J. F., Kretschmann, D. E., & Yelle, R. B. [28]. У ході їх досліджень було запропоновано алгоритм розрахунку ДКП панелей з урахуванням дії будівельних норм України (рисунок 1.10).

Також було проведено статичний розрахунок 4-х поверхової будівлі з ДКП панелей у розрахунковому комплексі Dubal (рисунок 1.11), розрахунків на сейсмічне навантаження проведено не було.

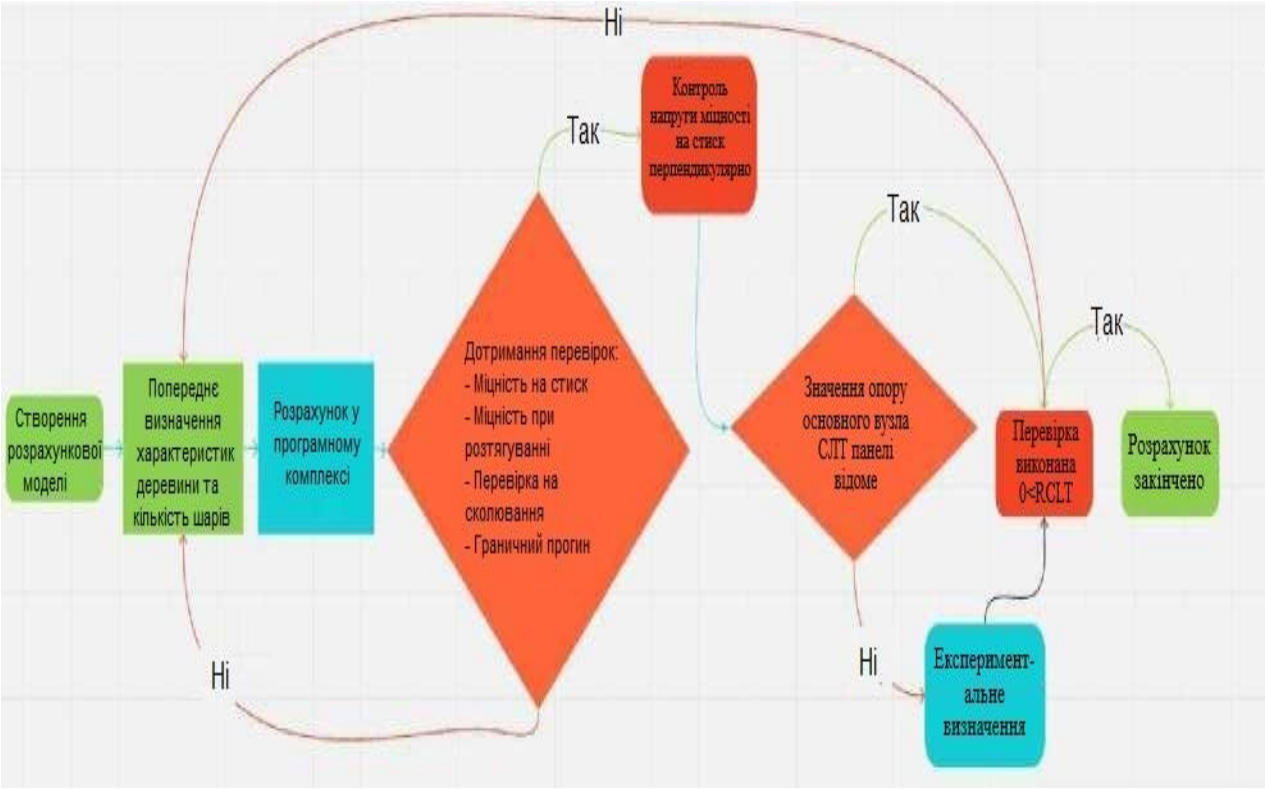


Рисунок 1.10 - Алгоритм розрахунку ДКП

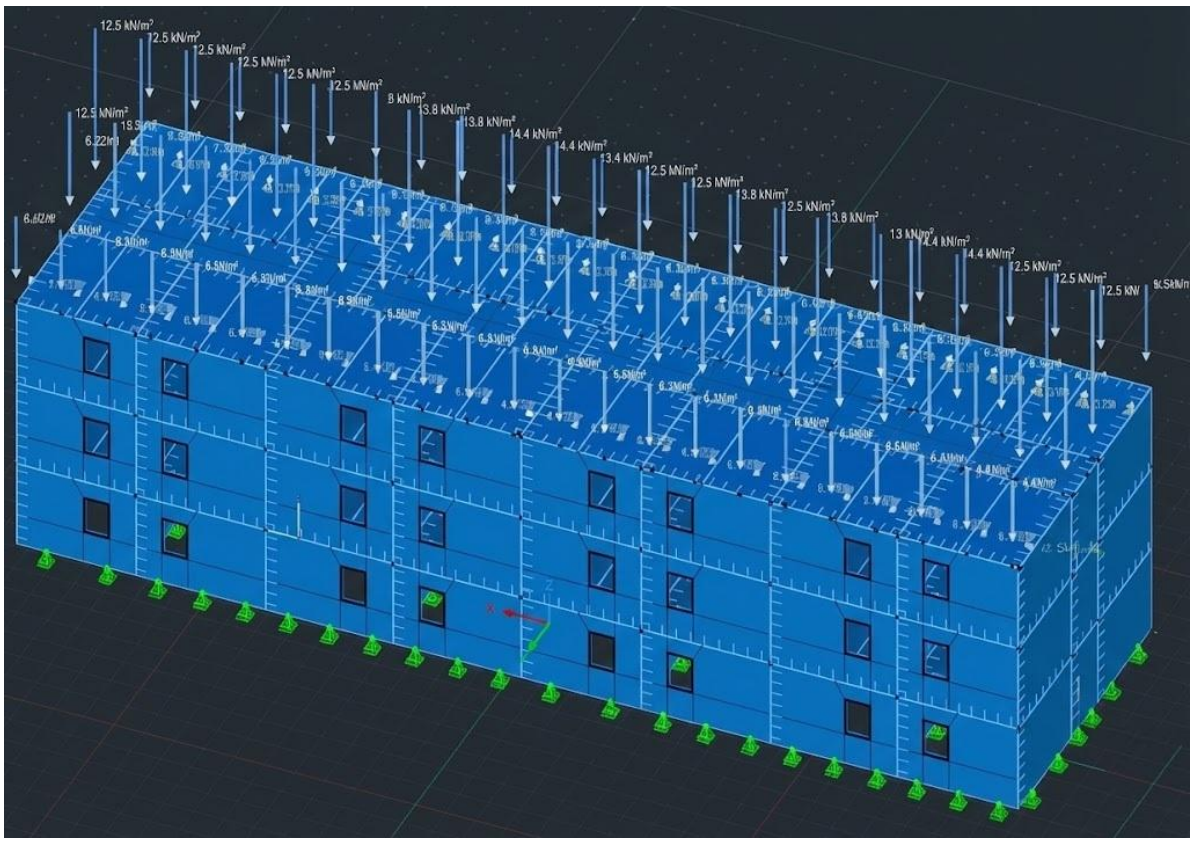


Рисунок 1.11 - Схема будівлі.

Для оцінки граничного стану плит перекриття обов'язковій перевірці підлягають загальні відносні прогини, що виникають внаслідок дії комбінації постійних та експлуатаційних навантажень, шляхом їх порівняння з гранично допустимими значеннями. Вагомий внесок у дослідження напружено-деформованого стану багатоповерхових каркасів в умовах сейсмічної активності зробили Дж. Де Феліче, В. Райчич та Е. Моретті [29].

У межах своєї роботи автори провели лінійний динамічний аналіз 10-поверхової будівлі загальною висотою 30 метрів, конструктивна схема якої є гібридною: перший поверх запроєктовано із залізобетону, тоді як усі наступні поверхи виконані з панелей поперечно-клеєної деревини (CLT).

1.5 Висновки з першого розділу

1. Аналіз реалізованих об'єктів, таких як Brock Commons (Канада), Mjøstårnet (Норвегія), HoHo (Австрія) та Ascent (США), демонструє стрімкий розвиток технології масивного дерев'яного будівництва. Сучасні проекти дедалі частіше використовують гібридні конструктивні схеми поєднання CLT, клеєного бруса Glulam та залізобетонних ядер жорсткості, що дозволяє досягати значної висотності (до 85 м і вище), забезпечувати сейсмічну стійкість та відповідати суворим вимогам екологічності й енергоефективності.

2. Експлуатаційні характеристики CLT-панелей визначаються ортотропною природою деревини та її шаруватою структурою. Критичним фактором, що впливає на несну здатність та деформативність панелей при згині, є низька міцність поперечних шарів на зсув, що призводить до специфічного механізму руйнування — «зсуву скочування» (rolling shear). Класифікація режимів руйнування включає також міжшарове розшарування, розрив волокон при розтягу та деформації зминання, що вимагає детального врахування анізотропії матеріалу при проектуванні.

3. Проектування конструкцій із CLT вимагає відходу від класичної теорії балок Бернуллі, яка не враховує деформації зсуву. У європейській

практиці закріпилися аналітичні підходи, такі як γ-метод та метод зсувної аналогії, які дозволяють коректно оцінити жорсткість багатошарових елементів. Для відповідальних конструкцій та складних вузлів необхідним є застосування теорії балок Тимошенка та чисельного моделювання (МСЕ) з використанням спеціалізованих програмних комплексів (Ansys, Abaqus, RFEM), що враховують нелінійну роботу матеріалу та контактну взаємодію шарів.

4. Розрахунок багатоповерхових будівель із CLT потребує переходу від аналізу окремих елементів до моделювання просторової роботи каркаса, де особливу роль відіграє податливість вузлових з'єднань та діафрагмова робота перекриттів. Дослідження підтверджують ефективність застосування гібридних схем для сприйняття сейсмічних навантажень, проте наголошують на необхідності подальшого вдосконалення методик динамічного аналізу та перевірки граничних станів за прогинами з урахуванням тривалих навантажень.

РОЗДІЛ 2
АНАЛІЗ ВПЛИВУ ІЗОТРОПНИХ ТА ОРТОТРОПНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ ДЕРЕВИНИ НА РОЗРАХУНОК CLT ПЛИТ ПЕРЕКРИТТЯ

2.1 Визначення властивостей матеріалів: модель ортотропної пружності

Моделювання деревини та композитів на її основі є складним інженерним завданням. Це зумовлено тим, що деревина є неоднорідним та високоанізотропним матеріалом, який демонструє суттєву різницю в міцності при розтягу та стиску. Крім того, процес її руйнування часто супроводжується одночасним проявом як в'язких, так і крихких механізмів. Така складна поведінка нерідко призводить до проблем зі збіжністю чисельних розрахунків, тому вибір методу моделювання зазвичай диктується специфікою конкретної задачі.

Для опису крихкого руйнування доцільно застосовувати методи механіки суцільного середовища, тоді як в'язка поведінка описується за допомогою теорії пластичності з використанням критеріїв плинності для ортотропних матеріалів, таких як критерії Хілла або Цай-Ву [21].

За своєю будовою деревина є природним композитом, сформованим із трубчастих клітин, що скріплені лігніновою матрицею. Саме ця мікроструктура визначає залежність механічних властивостей від напрямку прикладання навантаження. У розрахункових моделях деревину прийнято розглядати як ортотропний матеріал, властивості якого описуються відносно трьох головних осей симетрії.

Перша вісь орієнтована у поздовжньому напрямку, а дві інші — у тангенціальному та радіальному напрямках відповідно [21]. Схема розташування головних осей ортотропії матеріалу наведена на рисунку 2.1.

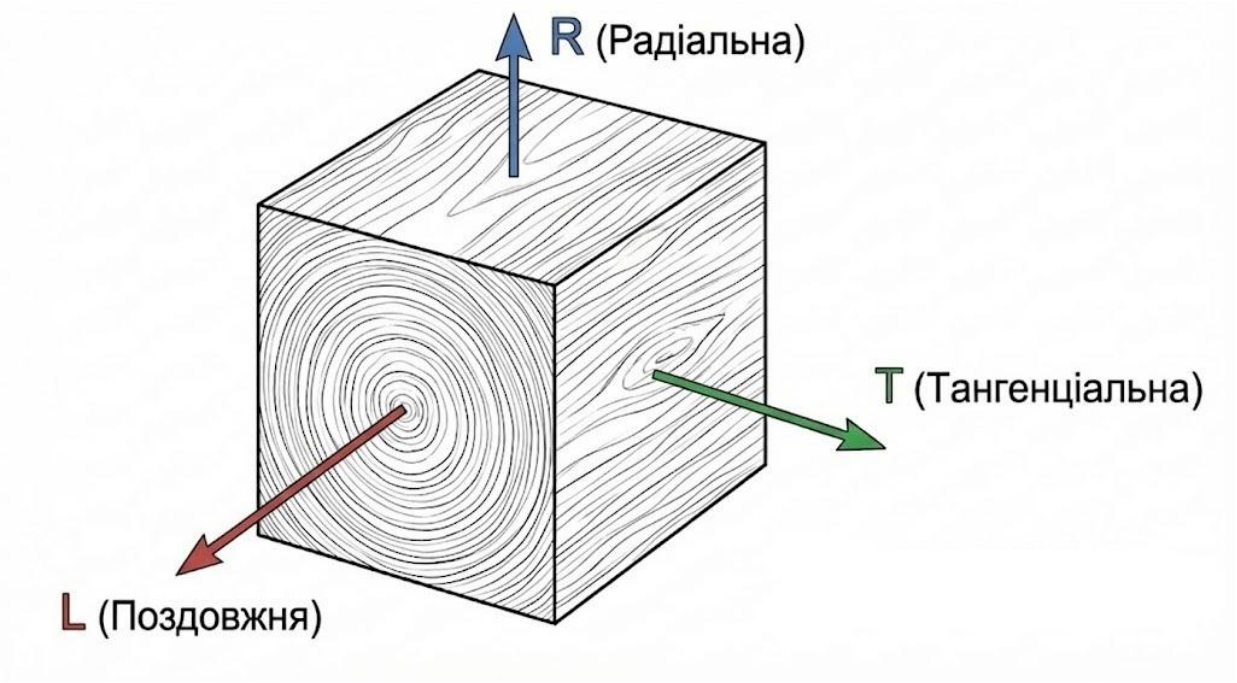


Рисунок 2.1 - Схема розташування головних осей ортотропії

Жорсткість і модуль зсуву у різних напрямках показані на рисунку 2.2

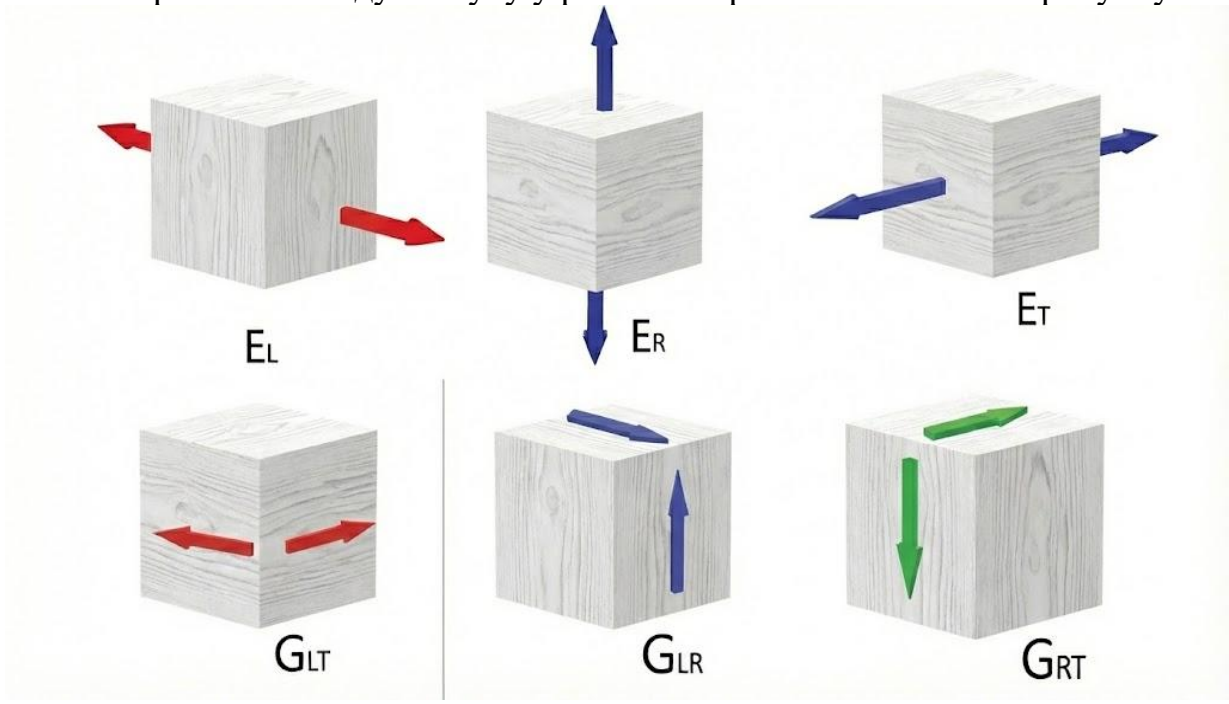


Рисунок 2.2 - Модуль жорсткості та зсуву у різних напрямках

Ортотропні матеріали - такі матеріали, в яких є принаймні дві площини симетрії, де властивості матеріалу не залежать від напрямку у межах кожної площини [14].

Фундаментальний закон Гука для ортотропного матеріалу може бути представлений у вигляді:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_L \\ \varepsilon_R \\ \varepsilon_T \\ \gamma_{LR} \\ \gamma_{LT} \\ \gamma_{RT} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_L} & \frac{-\nu_{RL}}{E_R} & \frac{-\nu_{TL}}{E_T} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-\nu_{LR}}{E_L} & \frac{1}{E_R} & \frac{-\nu_{TR}}{E_T} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-\nu_{LT}}{E_L} & \frac{-\nu_{RT}}{E_R} & \frac{1}{E_T} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{LR}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{LT}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{RT}} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_L \\ \sigma_R \\ \sigma_T \\ \tau_{LR} \\ \tau_{LT} \\ \tau_{RT} \end{bmatrix}$$

Рисунок 2.3 - Матриця жорсткості

де :

- ε_L, ε_R, ε_T — відносні лінійні деформації;
- γ_L, γ_R, γ_T — деформації зсуву;
- σ_L, σ_R, σ_T — нормальні напруження;
- τ_L, τ_R, τ_T — дотичні напруження;
- E_L,E_R,E_T — модулі пружності (Юнга) вздовж головних осей ортотропії;
- G_{LR},G_{LT},G_{RT} — модулі зсуву в головних площинах симетрії;
- ν_L, ν_R, ν_T — коефіцієнти Пуассона.

2.2 Розрахунок CLT панелі перекриття

Для детального дослідження напружено-деформованого стану дев'ятиповерхової будівлі з CLT-панелей було виконано серію чисельних розрахунків окремої плити перекриття з використанням програмних комплексів Ansys та Lira Soft.

На першому етапі було верифіковано фізико-механічні характеристики перехресно-клеєної деревини шляхом порівняльного аналізу двох

математичних моделей: з урахуванням ортотропії матеріалу та у спрощеній ізотропній постановці. На основі отриманих результатів у середовищі Ansys проведено параметричну оптимізацію, що дозволило визначити усереднені властивості для багатошарової структури панелі.

Аналіз впливу ортотропної структури здійснювався на моделі панелі розміром 3,0×6,0 м загальною товщиною 165 мм. Конструктивно панель сформована з 5 шарів по 33 мм (рис. 2.4), геометричні параметри якої відповідають номенклатурі виробника CLT Rezult.

Граничні умови задано у вигляді спирання по двох коротких сторонах:

- шарнірно-нерухома опора — зліва;
- шарнірно-рухома опора — справа.

Розрахункова схема враховує поєднання навантажень, що включає: власну вагу панелі, вагу конструкції підлоги та експлуатаційне навантаження. Збір навантажень виконано відповідно до вимог ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» (результати наведено в табл. 2.1).

Моделювання в ПК Ansys 2021 реалізовано в рамках лінійного статичного аналізу (Static Structural), що базується на припущенні про лінійно-пружну поведінку матеріалу з урахуванням заданих умов закріплення.

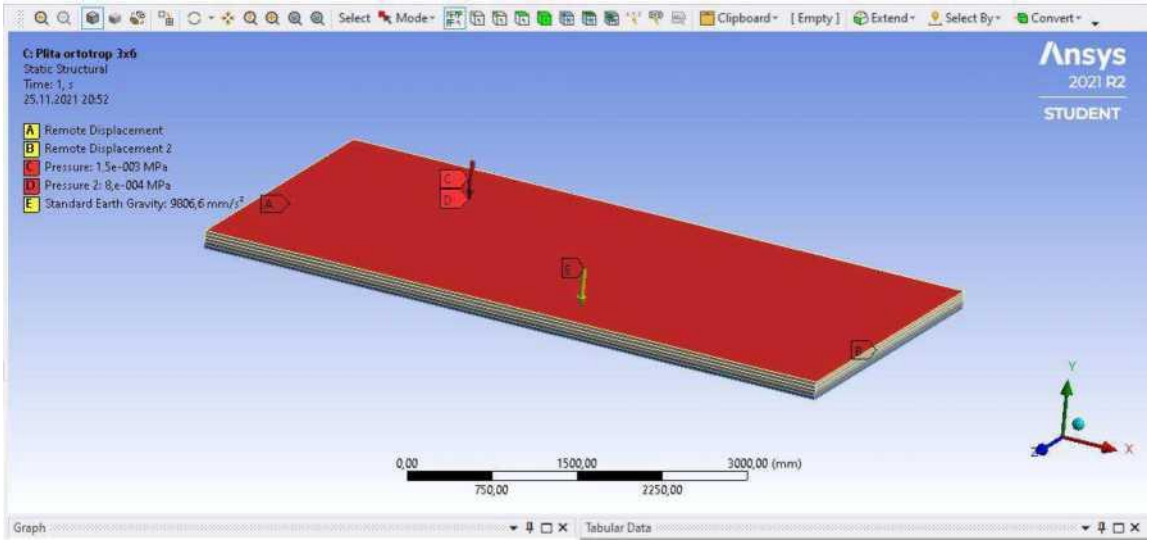


Рисунок 2.4 - Реалізація розрахункової схеми засобами Ansys

Таблиця 2.1 - Розрахункові значення навантажень на плиту перекриття

Вид навантаження	Значення, кН/м^2	Значення, МПа
Власна вага панелі	0,824	0,000824
Експлуатаційне навантаження	1,45	0,00145
Власна вага матеріалів підлоги	0,75	0,00075
Сумарне навантаження	3,024	0,003024

Розрахунок фізичних характеристик матеріалу плити.

Визначення фізико-механічних характеристик для розрахунку ортотропної плити базувалося на комплексному аналізі джерел. Зокрема, було використано фундаментальні відомості про властивості деревини з праці О. П. Гупала та О. П. Тушницького «Хімія деревини» [14], нормативні вимоги ДБН В.2.6-161:2017 «Дерев'яні конструкції», а також результати експериментальних досліджень роботи CLT-панелей. Параметри матеріалу задано у системі координатних осей, наведеній на рисунку 2.2.

- Ex = модуль пружності у напрямку поверхні x;
- E_y = модуль пружності напрямку поверхні y;
- Gxz = модуль зсуву напрямку поверхні x;
- G_{yz} = жорсткість на зсув в локальному напрямку поверхні;
- G_{xy} = жорсткість на зсув у площині плити;
- v_{xy} = поперечна деформація у напрямку x;
- v_{yz} = поперечна деформація у напрямку y.

В результаті було отримано таблицю 2.2. фізико-механічних характеристик CLT панелі:

Таблиця 2.2 - Фізико-механічні показники CLT

Шар / напрям	$E_{позд\ (x)}$ МПа	$E_{попер\ (y)}$ МПа	$G_{позд\ (xy)}$ МПа	$G_{попер\ (yz)}$ МПа	$V_{позд\ (xy)}$	$V_{попер\ (yx)}$
Поздовжнє	11710	385	735	74	0,36	0,08
Поперечне	9200	310	565	57	0,36	0,08

2.3 Розрахунок панелей із CLT у ПК Ansys

Результати розрахунку багатошарової плити з урахуванням ортотропних властивостей, при різній густоті сітки КЕ, у вигляді ізополі прогинів та еквівалентних напруг на комбінацію навантажень за таблицею 2.1 показані на рисунках 2.5 - 2.12.

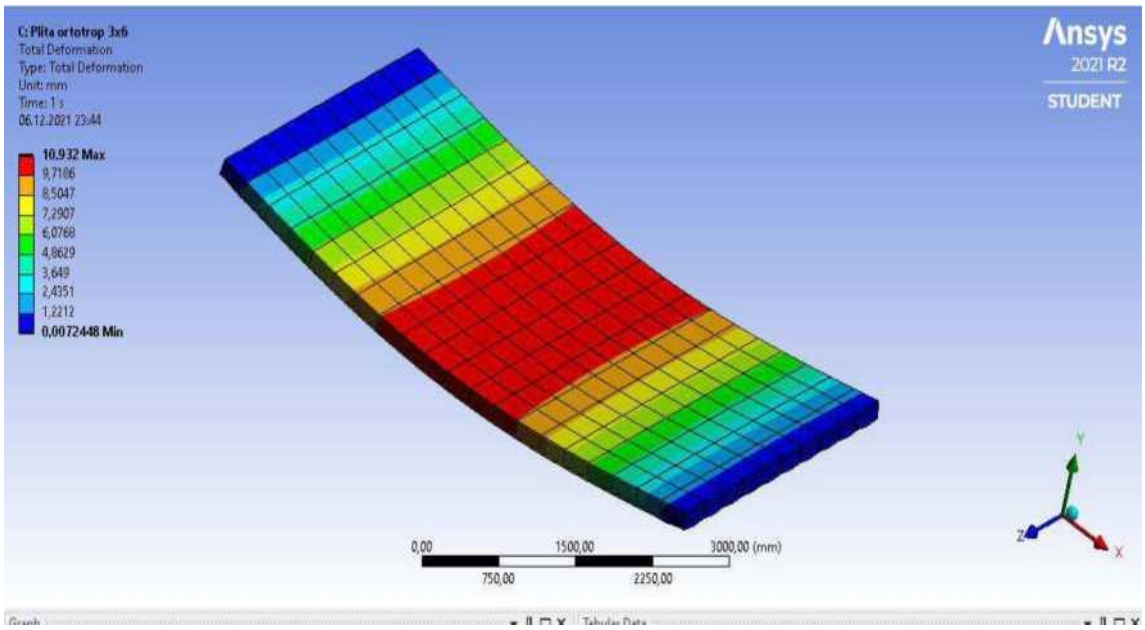


Рисунок 2.5 - Сітка 300 мм, максимальні рухи 10,932 мм.

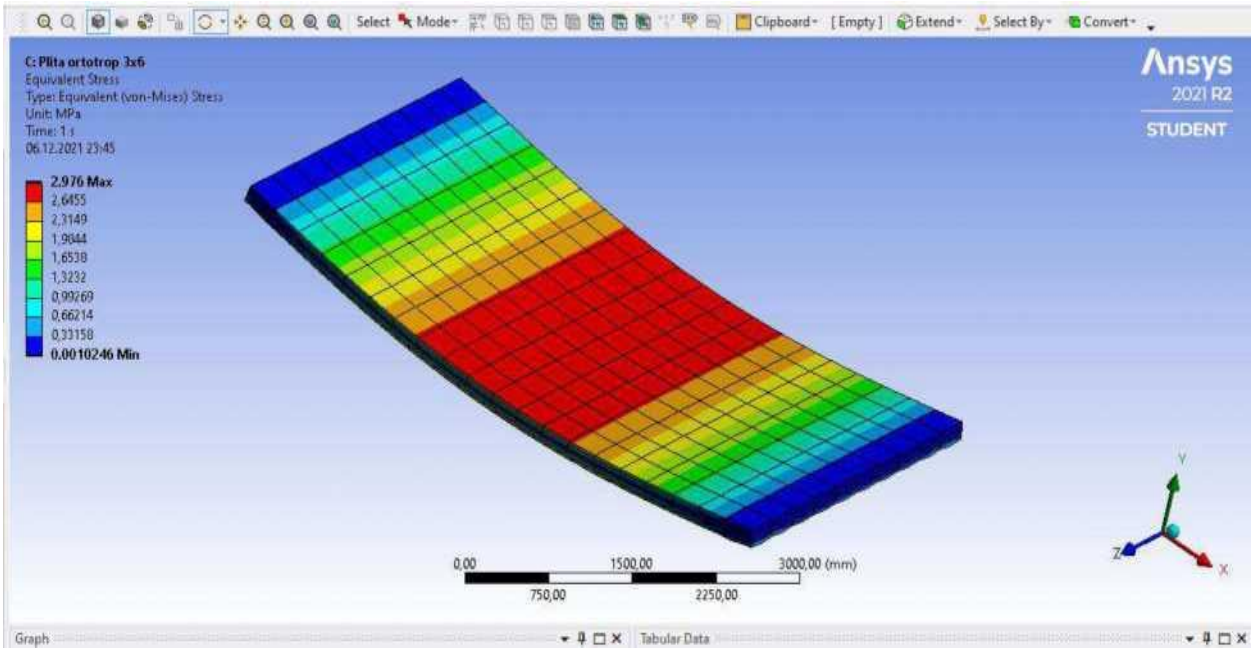


Рисунок 2.6 - Сітка 300 мм, максимальне напруження 2,976 МПа.

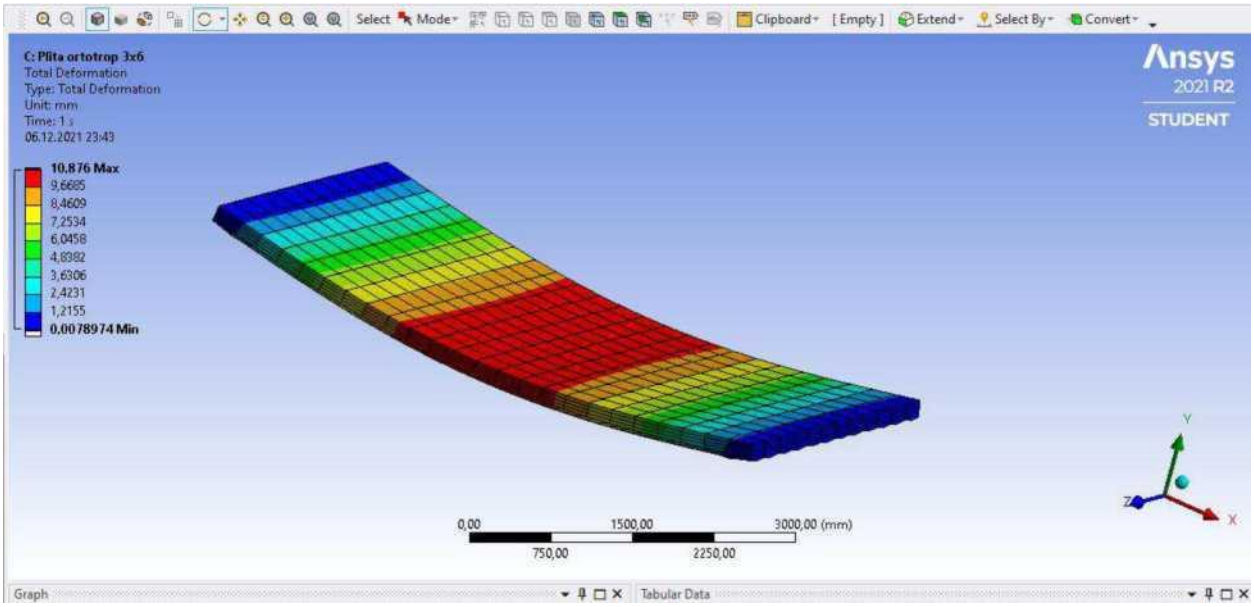


Рисунок 2.7- Сітка 250 мм, максимальне переміщення 10,876 мм.

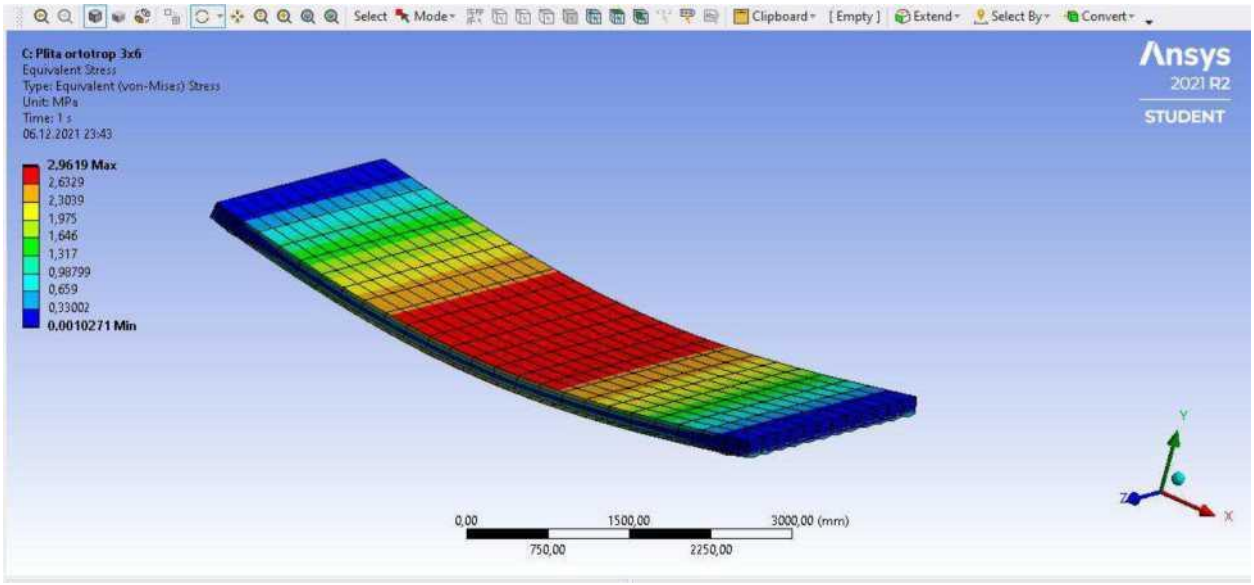


Рисунок 2.8 - Сітка 250 мм, максимальне напруження 2,9619 МПа.

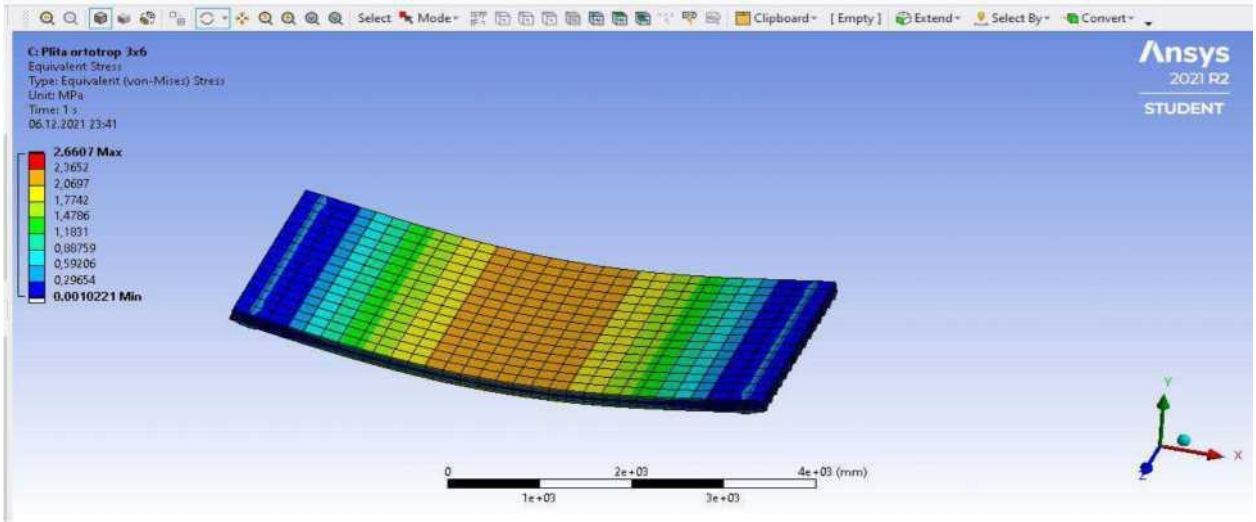


Рисунок 2.9 - Сітка 200 мм, максимальне напруження 2,6667 МПа.

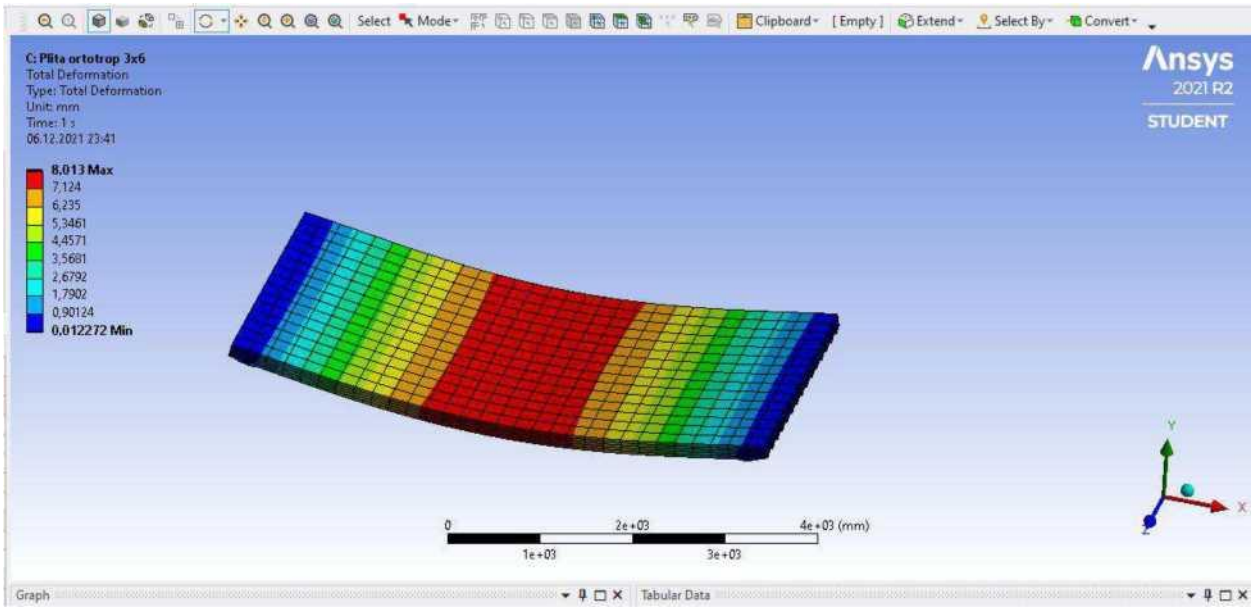


Рисунок 2.10 - Сітка 200 мм, максимальне переміщення 8,013 мм.

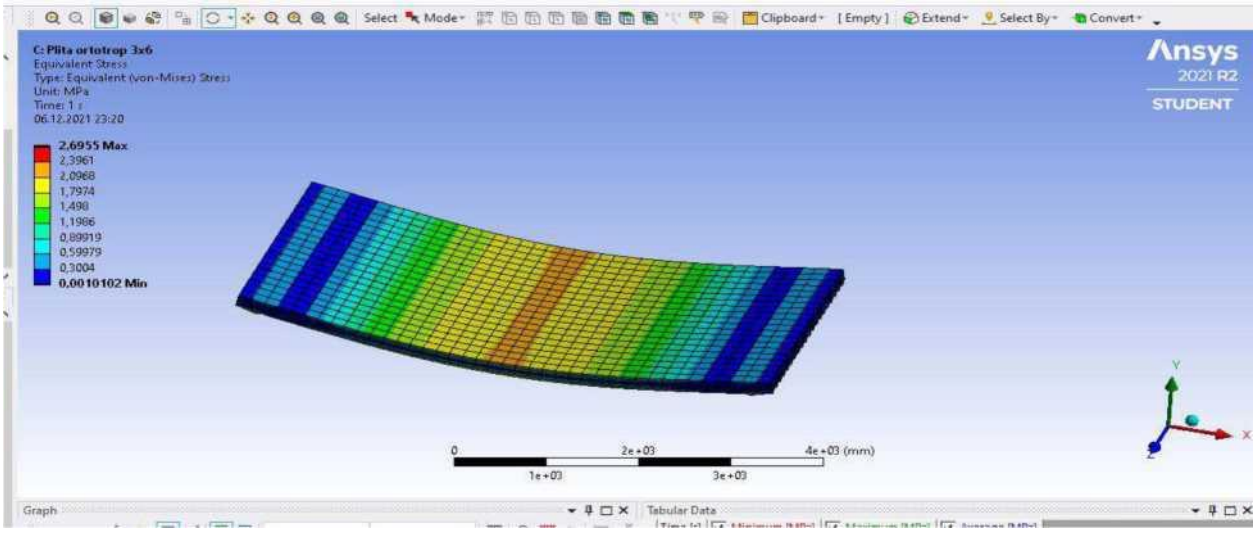


Рисунок 2.11 - Сітка 150 мм, максимальне напруження 2,6955 МПа

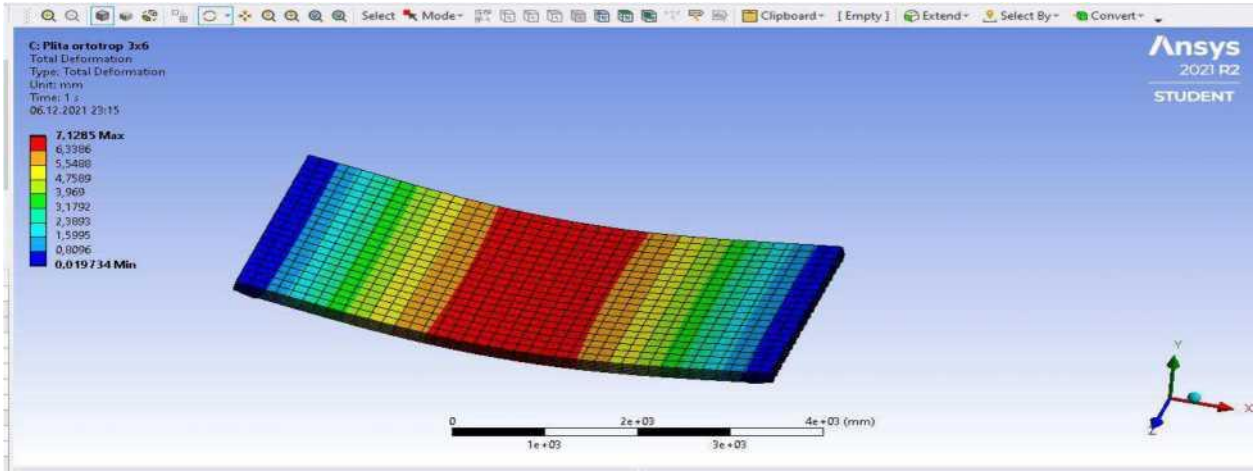


Рисунок 2.12 - Сітка 150 мм, максимальне переміщення 7,1285 мм.

Таблиця 2.3 - Напруження та переміщення при різному розмірі сітки.

Розмір сітки в мм	Напруги в МПа	Переміщення в мм
300	2,976	10,932
250	2,9619	10,876
200	2,66667	8,013
150	2,6955	7,1285

Графік залежностей напружень та переміщень від розміру сітки показаний на рисунку 2.13.

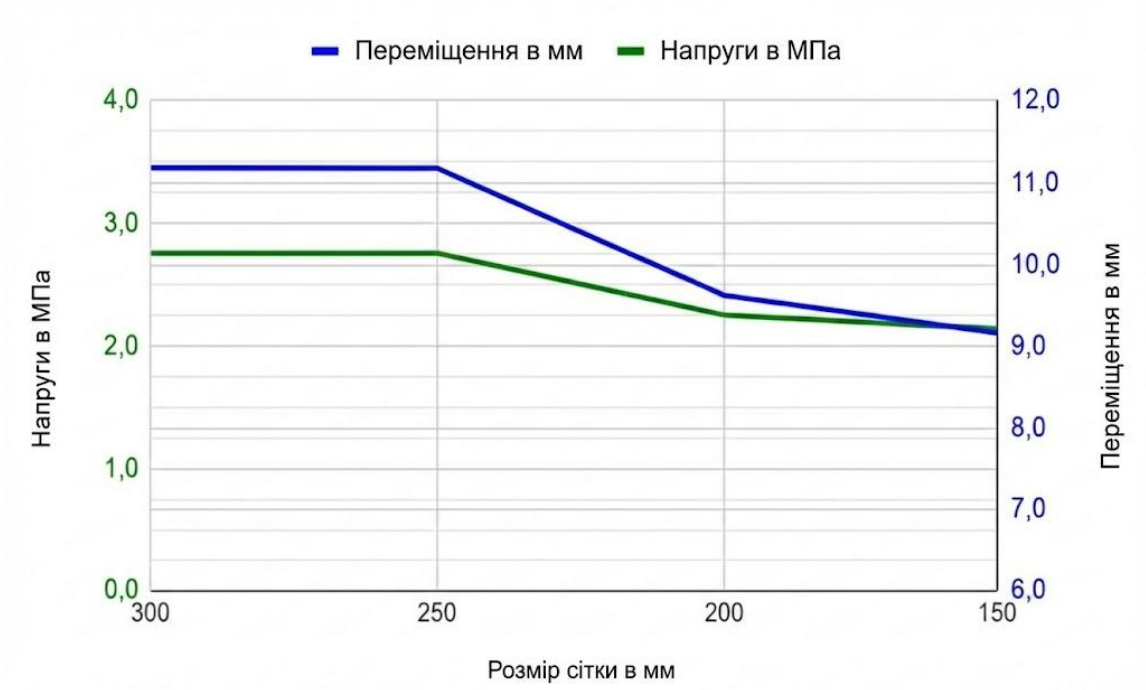


Рисунок 2.13 - Вплив густоти сітки на значення максимальних напружень та переміщень в ортотропній моделі.

Аналіз отриманих графіків збіжності свідчить, що стабілізація значень переміщень та еквівалентних напружень досягається при розмірі скінченного елемента в діапазоні 150–200 мм. При ущільненні сітки відносне відхилення значень переміщень склало 35%, а напружень — 10%.

Результати чисельного моделювання ізотропної плити, зокрема розподіл полів прогинів та еквівалентних напружень для комбінації навантажень (згідно з табл. 2.4) при різній дискретизації моделі, візуалізовано на рисунках 2.14–2.21.

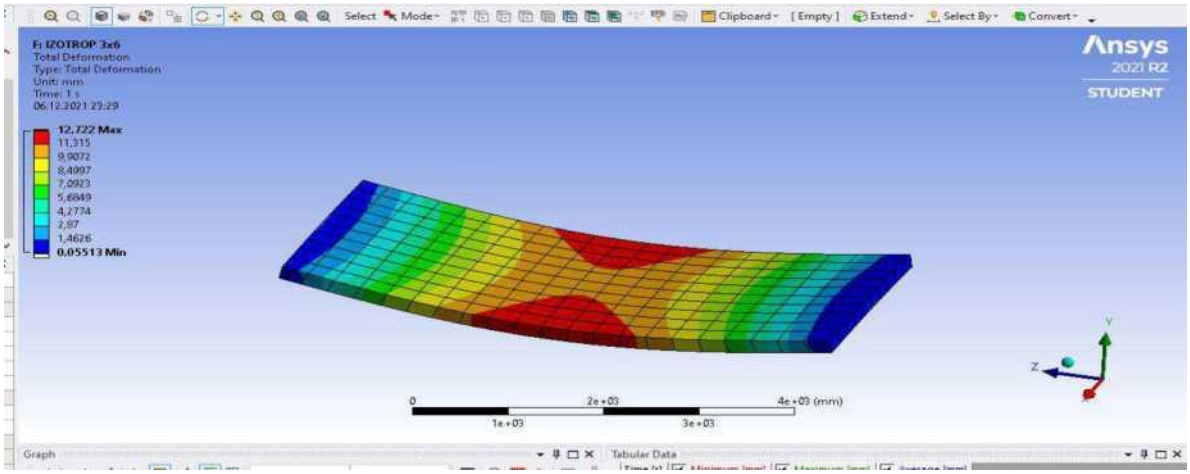


Рисунок 2.14 - Сітка 300 мм, максимальне переміщення 12,722 мм.

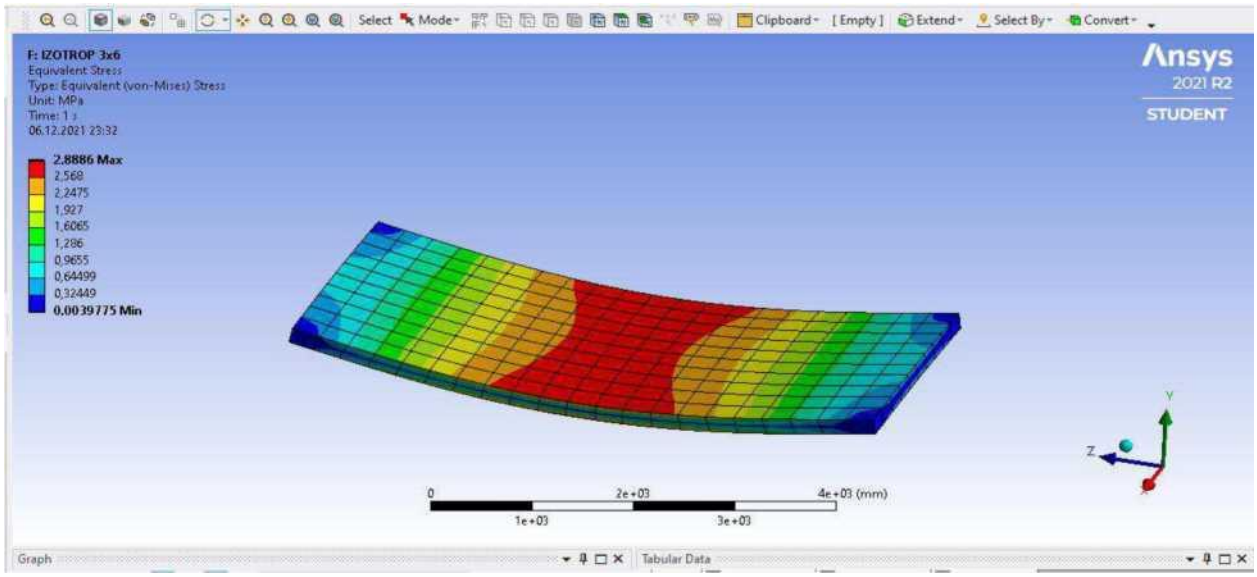


Рисунок 2.15 - Сітка 300 мм, максимальне напруження 2,8886 МПа

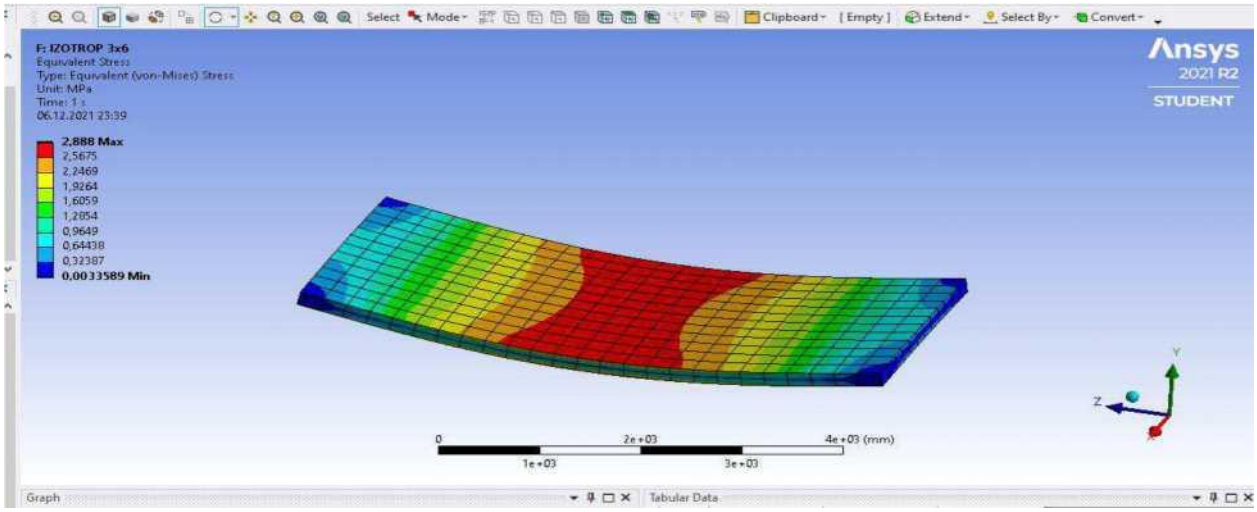


Рисунок 2.16 - Сітка 250 мм, максимальне напруження 2,888 МПа

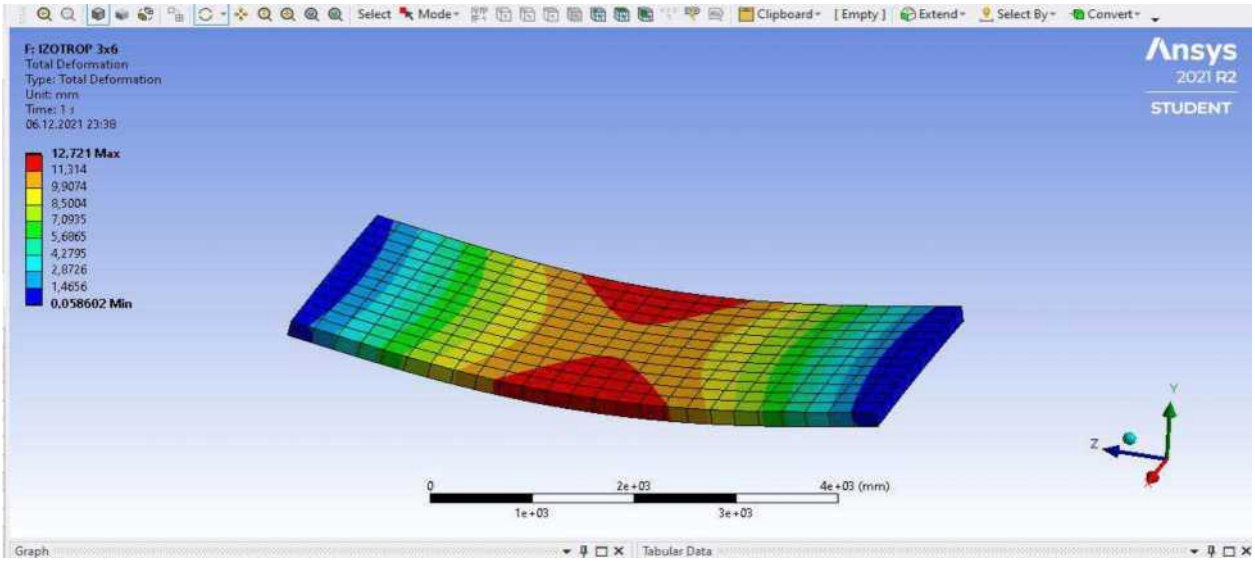


Рисунок 2.17 - Сітка 250 мм, максимальне переміщення 12,721 мм.

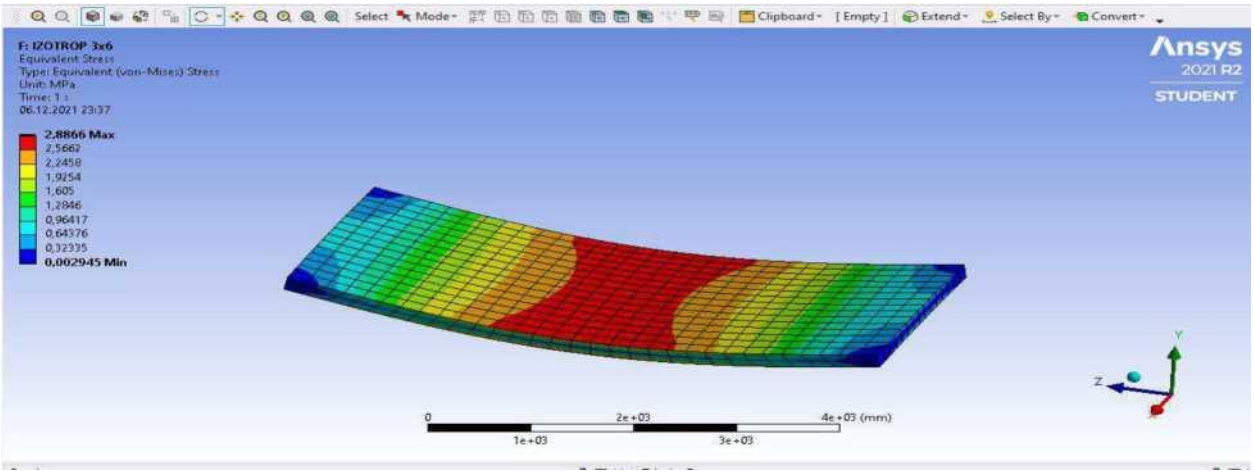


Рисунок 2.18 - Сітка 200 мм, максимальне напруження 2,8866 МПа.

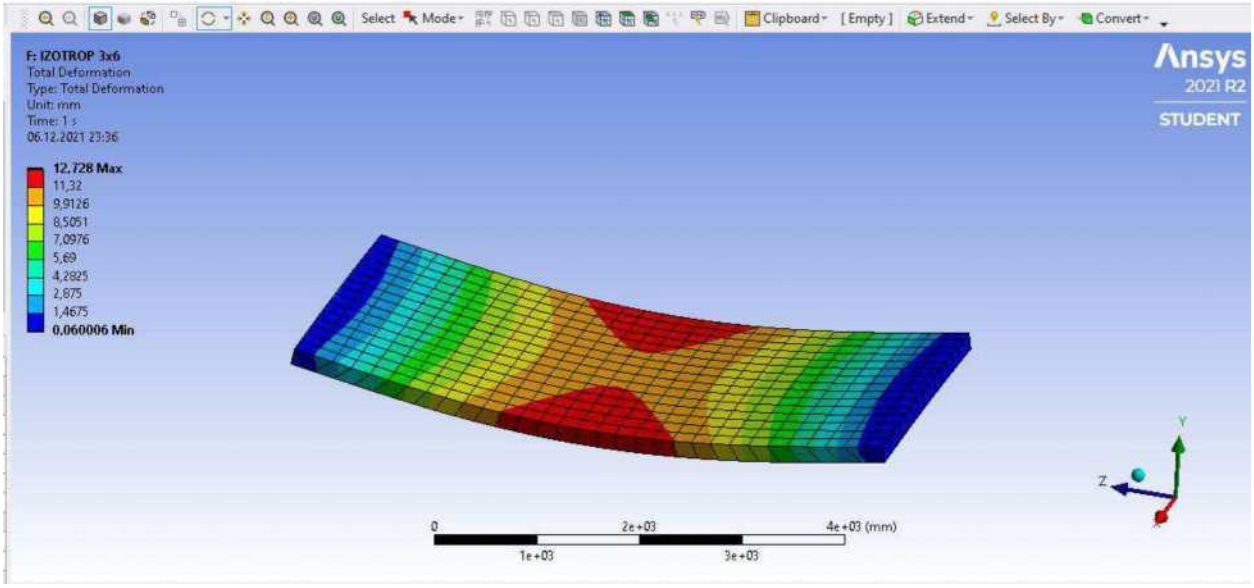


Рисунок 2.19 - Сітка 200 мм, максимальне переміщення 12,728 мм.

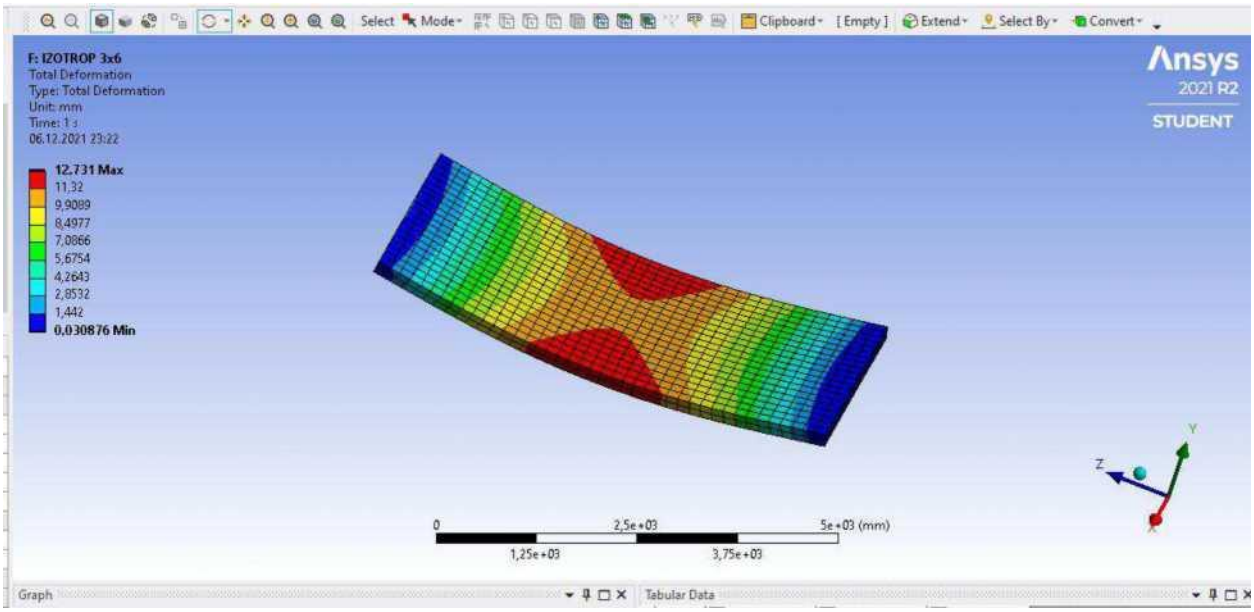


Рисунок 2.20 - Сітка 150 мм, максимальне переміщення 12,731 мм.

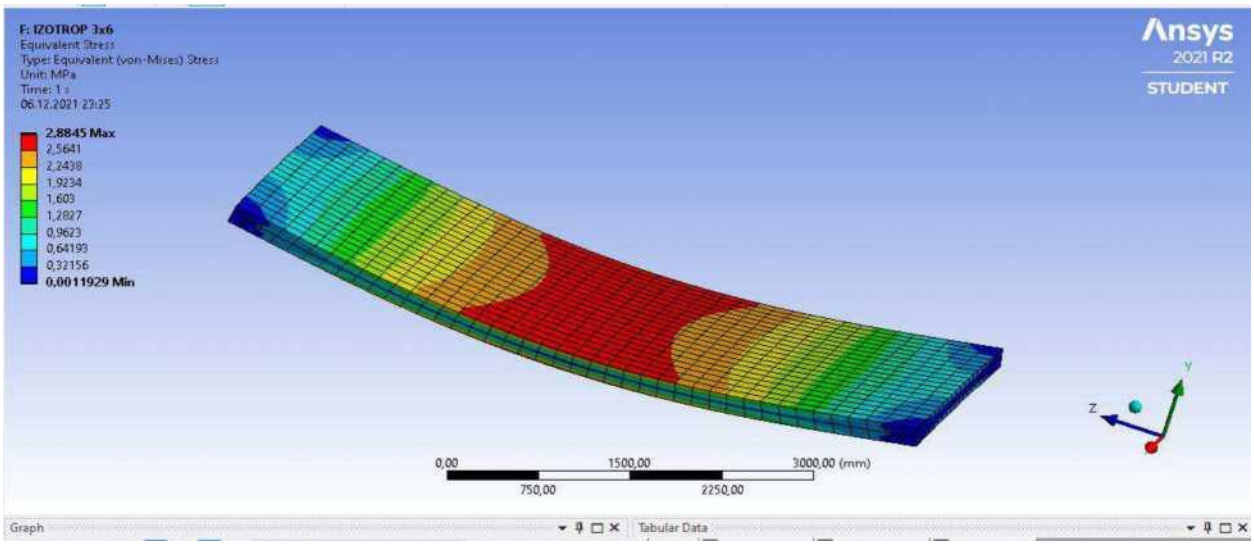


Рисунок 2.21 – Сітка 150 мм, максимальне напруження 2,8845 МПа.

Таблиця 2.4 - Напруження та переміщення при розрахунку на різному розмірі сітки.

Розмір сітки в мм	Напруги в МПа	Переміщення в мм
300	2,8886	12,722
250	2,8886	12,721
200	2,8866	12,728
150	2,8845	12,731

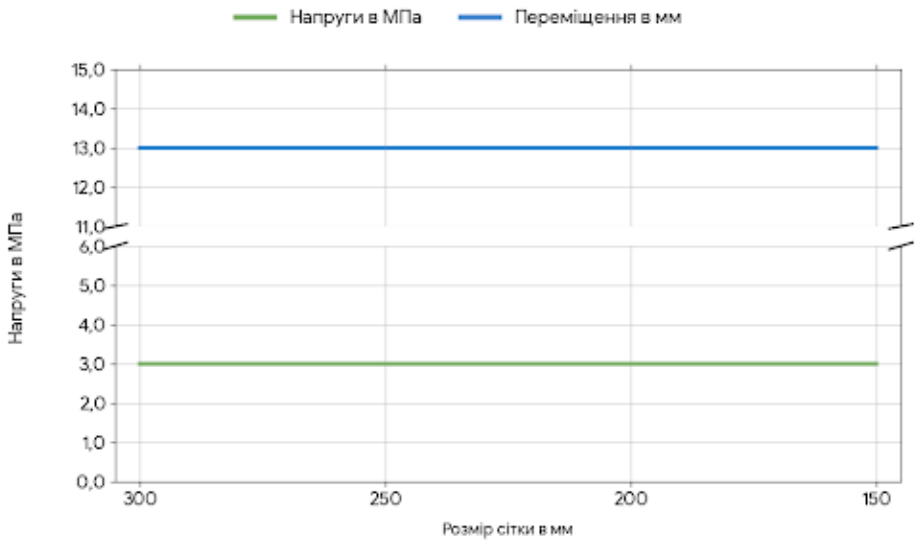


Рисунок 2.22 - Динаміка зміни напруженнь і переміщень при варіюванні розміру сітки

Аналіз чутливості моделей до дискретизації зміна кроку сітки КЕ від 150 до 300 мм показав, що для ізотропного матеріалу результати є стійкими: відхилення напружень та переміщень не перевищують 1%. Порівняльний графік (рис. 2.23) демонструє, що в ортотропній моделі, на відміну від ізотропної, спостерігається значна залежність переміщень від розміру сітки(зміна досягає 33%. При цьому напруги в обох випадках залишалися стабільними в діапазоні 2,6–2,8 МПа. Стабілізація переміщень ортотропної плити зафіксована при розмірі сітки 250–300 мм; у цьому діапазоні різниця між прогинами ортотропної та ізотропної плит становить 15%.

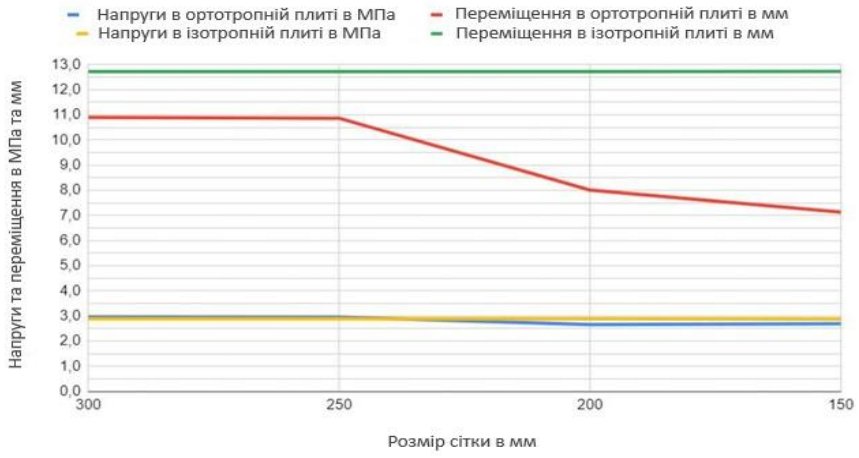


Рисунок 2.23 - Порівняльний графік характеристик ізотропного та ортотропного матеріалів

2.4 Дослідження топологічної оптимізації CLT-панелей перекриття

Топологічна оптимізація або оптимізація компонування — це метод пошуку найбільш раціонального розподілу матеріалу в межах заданого об'єму конструкції. Головна мета полягає в тому, щоб максимізувати або мінімізувати цільову функцію забезпечити максимальну жорсткість чи мінімальні напруження при дотриманні встановлених обмежень, таких як гранична маса або об'єм.

На відміну від параметричної оптимізації, де варіюються явні геометричні розміри, у топологічній оптимізації змінною проектування виступає функція розподілу густини матеріалу. Математично це реалізується через введення умовних «псевдощільностей» (η_i) для кожного скінченного елемента. Значення η_i варіюються в діапазоні від 0 до 1, де $\eta_i \approx 0$ означає видалення матеріалу (пустоту), а $\eta_i \approx 1$ — збереження матеріалу.

У рамках даного дослідження топологічна оптимізація застосовується для зниження матеріаломісткості панелі з перехресно-клеєної деревини (CLT), а також для покращення її тепло- та звукоізоляційних характеристик при збереженні несучої здатності. Об’єктом розрахунку є CLT-панель розміром 3×6 м та товщиною 165 мм. Граничні умови відповідають попереднім розрахункам. Навантаження прийнято рівномірно розподіленим з інтенсивністю q=3,12 кН/м (див. рис. 2.24).

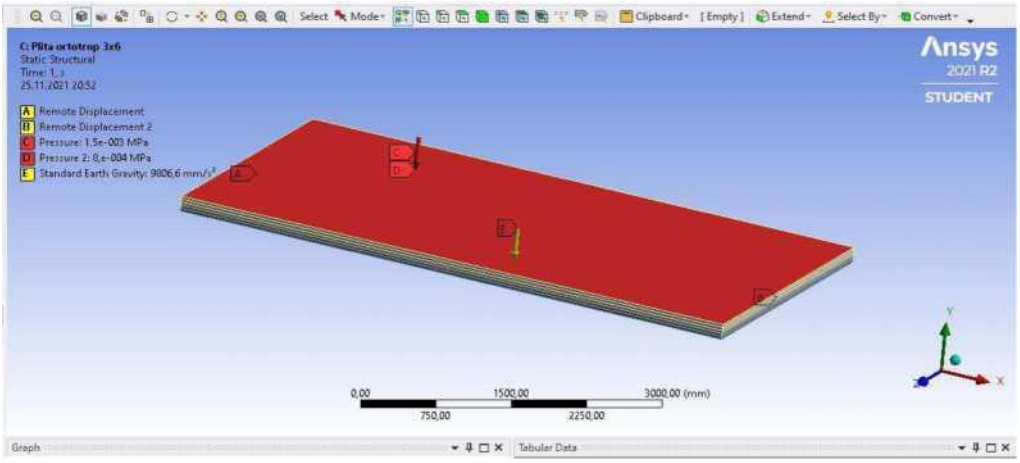


Рисунок 2.24 – Модель плити у ПК Ansys

В якості цільової функції обрано максимізацію жорсткості конструкції. Обмеженням виступала задана частка збереження маси матеріалу, яка варіювалася в діапазоні від 30% до 90%.

Дискретизація моделі виконана за допомогою плоских 8-вузлових скінченних елементів типу Shell93 з кроком сітки 0,15 м. Для пошуку оптимального розподілу матеріалу застосовано метод послідовного опуклого програмування, збіжність якого досягнута за 20 ітерацій.

Отримані топологічні карти чітко візуалізують «силовий каркас» плити — зони концентрації матеріалу, що відповідають шляхам передачі навантажень. Найбільш виражена структура, яка вказує на доцільність розташування ребер жорсткості, спостерігалася в діапазоні збереження маси 30–90%. Аналіз показав, що для зниження матеріаломісткості без втрати несучої здатності панель необхідно підсилити поздовжніми ребрами.

На наступному етапі досліджено блок будівлі розміром у плані 3×9 м. Панелі перекриття (CLT, h=165 мм) змодельовані як єдина плита з обпиранням по чотирьох сторонах. У програмному комплексі Ansys виконано статичний розрахунок з використанням ортотропної моделі матеріалу. Враховано комбінацію навантажень від власної ваги та тимчасового експлуатаційного навантаження. Епюри та результати розрахунку наведено на рис. 2.25.

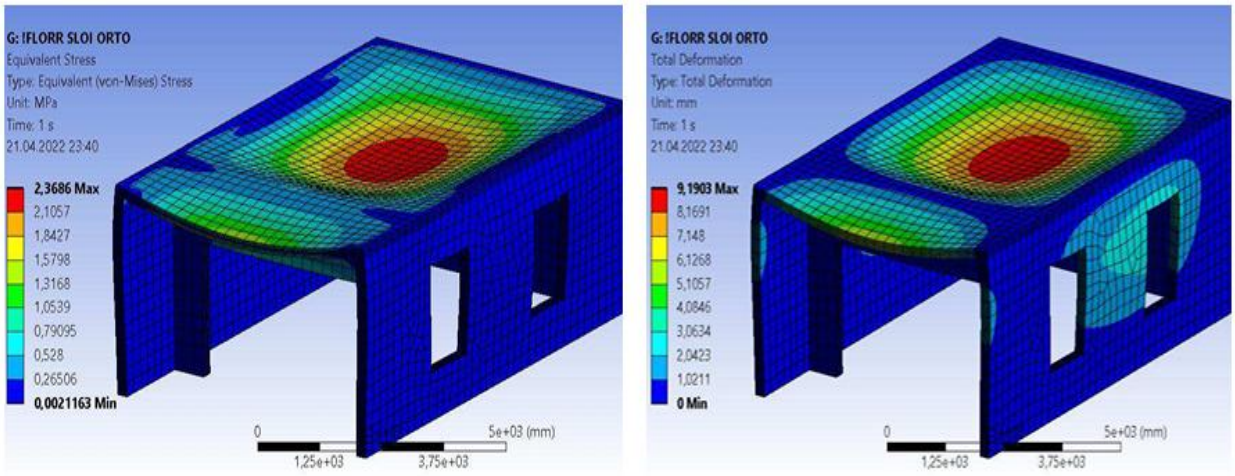


Рисунок 2.25 - Максимальні еквівалентні напруження в конструкції становлять 2,36 МПа, а максимальний прогин сягає 9,19 мм.

На рисунку 2.26 наведено результати топологічної оптимізації панелі перекриття, виконаної з урахуванням ортотропних властивостей матеріалу. На основі отриманих даних розроблено два конструктивні рішення.

Варіант 1 — це ребриста панель із двома шарами CLT у верхній зоні, орієнтованими ортогонально один до одного. Ребра жорсткості виконані з бруса перерізом 120×100(h) мм; розрахунковий оптимальний крок ребер становить 570 мм.

Варіант 2 являє собою панель коробчастого типу (або з двосторонньою обшивкою), де шари CLT розташовані як зверху, так і знизу, а ребра жорсткості розміщені всередині. Переріз ребер аналогічний — 120×100(h) мм, проте оптимальний крок збільшено до 960 мм. В обох випадках міжреберний простір пропонується заповнювати деревним утеплювачем.

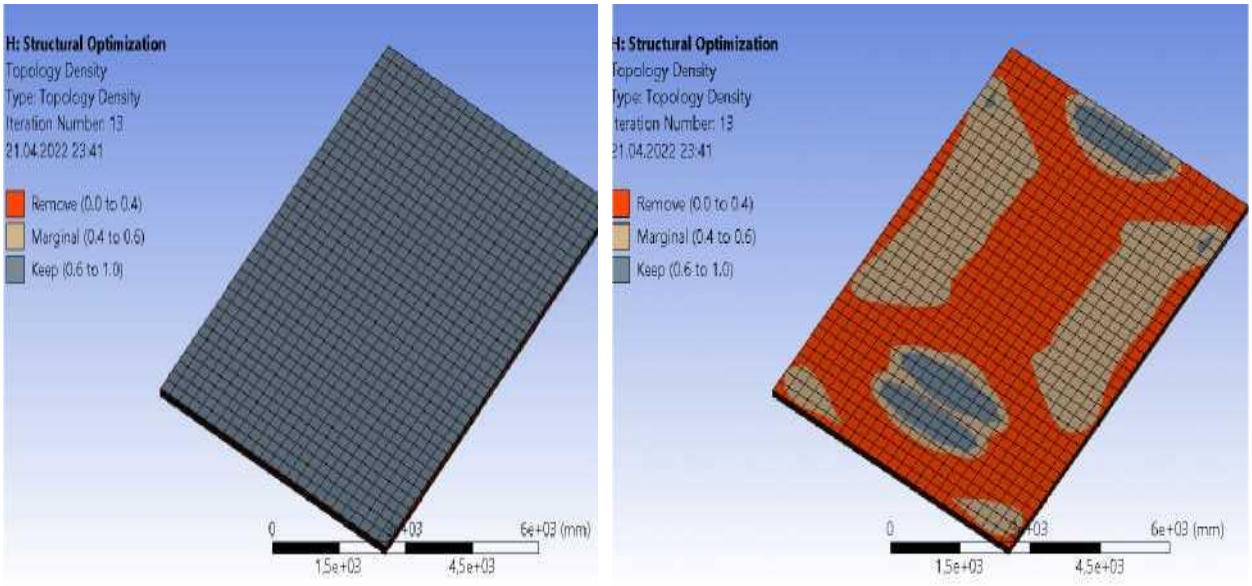


Рисунок 2.26 – Результати топологічної оптимізації панелі.

Порівняльний аналіз двох конструктивних рішень плити показав, що Варіант 2 є найбільш раціональним. Завдяки збільшеному кроку ребер досягнуто зниження обсягу використання клеєної деревини на 50% порівняно з вихідною суцільною панеллю.

Розрахунки підтверджують ефективність цього рішення: напруги у

Варіанті 2 на 35% нижчі, ніж у Варіанті 1. Переміщення також знаходяться в межах гранично допустимих значень, відрізняючись від показників Варіанту 1 на 7%. Зведений аналіз різних перерізів та кроку ребер дозволив затвердити конструкцію, зображену на рисунку 2.27, як остаточну.

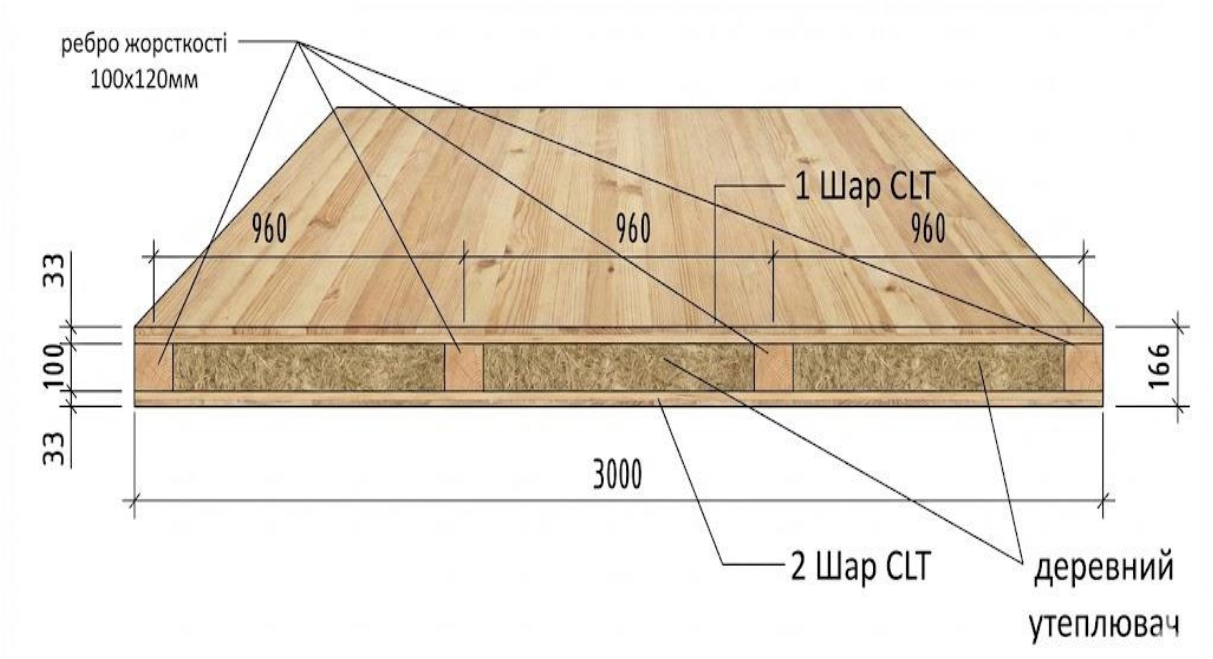


Рисунок 2.27 - Ребриста плита перекриття

2.5 Параметрична оптимізація за матеріалом

Для подальших розрахунків необхідно перейти до спрощеної моделі матеріалу з урахуванням ортотропних властивостей CLT. Для цього необхідно провести параметричну оптимізацію фізико-механічних властивостей матеріалу за заданими критеріями: граничних напружень та переміщень.

Мета оптимізації перейти від ортотропних властивостей кожного шару до усереднених значень ортотропних властивостей панелі.

Table of Schematic D4: Optimization

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
1	Name	Parameter	Objective			Constraint			
2			Type	Target	Tolerance	Type	Lower Bound	Upper Bound	Tolerance
3	Seek P1 = 7,128 mm	P1 - Total Deformation Maximum	Seek Target	7,128	0,001	No Constraint			
4	Seek P2 = 2,695 MPa	P2 - Equivalent Stress Maximum	Seek Target	2,695	0,001	No Constraint			
*		Select a Parameter							

Рисунок 2.28 - Цільові параметри

8	Candidate Points						
9		Candidate Point 1	Candidate Point 1 (verified)	Candidate Point 2	Candidate Point 2 (verified)	Candidate Point 3	Candidate Point 3 (verified)
10	P9 - Young's Modulus X direction (MPa)	11703		11694		11584	
11	P10 - Young's Modulus Y direction (MPa)	437,23		410,03		357,94	
12	P11 - Young's Modulus Z direction (MPa)	381,38		386,75		437,35	
13	P12 - Shear Modulus XY (MPa)	651,34		727,14		790,78	
14	P13 - Shear Modulus YZ (MPa)	72,728		72,737		74,468	
15	P14 - Shear Modulus XZ (MPa)	843,39		711,17		731,53	
16	P1 - Total Deformation Maximum (mm)	7,1279	7,1294	7,1285	7,1295	7,127	7,1156
17	P2 - Equivalent Stress Maximum (MPa)	2,6949	2,695	2,6945	2,6918	2,696	2,6399

Рисунок 2.29 - Верифіковані точки

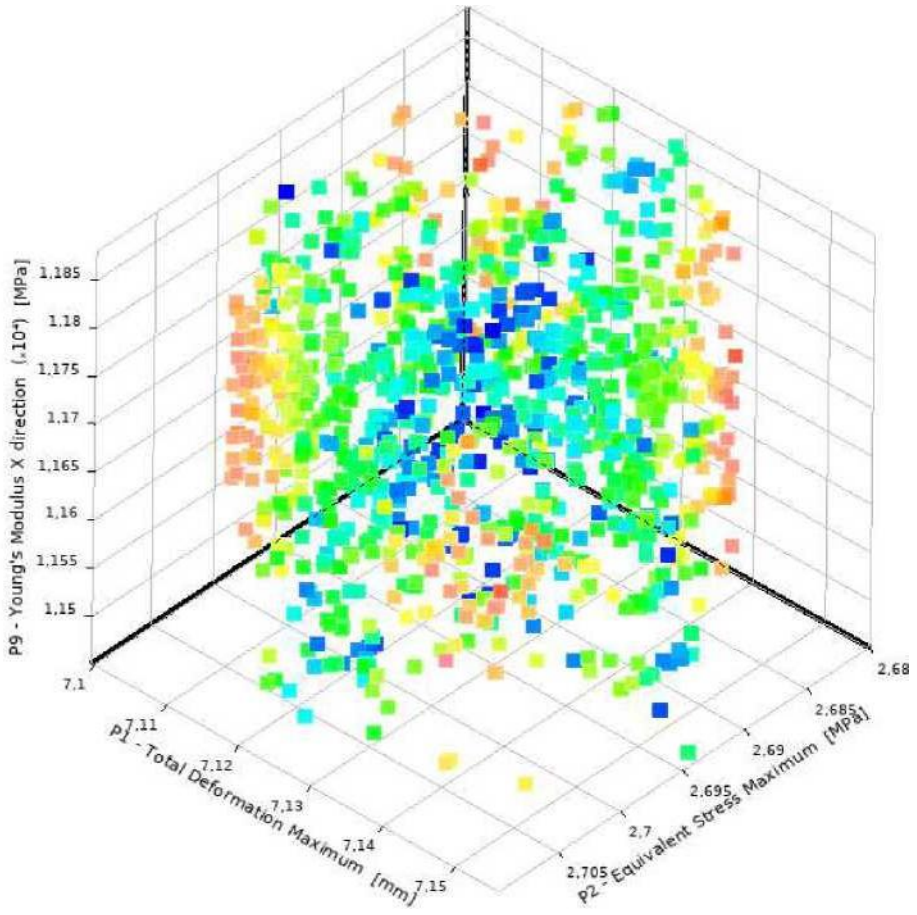


Рисунок 2.30 - Поверхня відгуку

Properties of Outline Row 8: Wood, ORTOTROP 2

	A	B	C	D	E
1	Property	Value	Unit		
2	Material Field Variables	Table			
3	Density	500	kg m^-3		
4	~~Isotropic Secant Coefficient of Thermal Expansion~~				
5	Coefficient of Thermal Expansion	4,69E-06	C^-1		
6	~~Isotropic Elasticity~~				
7	Derive from	Young's Modulus and Poisson's Ratio			
8	Young's Modulus	2,278E+10	Pa		
9	Poisson's Ratio	0,3742			
10	Bulk Modulus	3,018E+10	Pa		
11	Shear Modulus	8,2885E+09	Pa		
12	Orthotropic Elasticity				
13	Young's Modulus X direction	11694	MPa		
14	Young's Modulus Y direction	410,03	MPa		
15	Young's Modulus Z direction	386,75	MPa		
16	Poisson's Ratio XY	0,35			
17	Poisson's Ratio YZ	0,07			
18	Poisson's Ratio XZ	0,07			
19	Shear Modulus XY	727,14	MPa		
20	Shear Modulus YZ	72,737	MPa		
21	Shear Modulus XZ	711,17	MPa		
22	Tensile Yield Strength	Tabular			
23	Tensile Ultimate Strength	Tabular			

Рисунок 2.31 - Результат параметричної оптимізації

Була проведена параметрична оптимізація фізико-механічних властивостей матеріалу в Ansys. У ході оптимізації були отримані усереднені значення фізико-механічних властивостей матеріалу, при яких не перевищуються значення еквівалентів напруги та прогину від заздалегідь заданого навантаження.

2.6 Висновки з другого розділу

1. Досліджено вплив густини скінченно-елементної сітки крок якої від 300 до 150 мм на напружено-деформований стан панелі. Встановлено, що ізотропна модель є нечутливою до зміни розміру сітки, тоді як в ортотропній моделі зменшення кроку призводить до зниження розрахункових переміщень на 15%. Порівняльний аналіз показав суттєву різницю між моделями: при дрібній сітці переміщення в ортотропній плиті (7,32 мм) на 40% менші, ніж в ізотропній (12,7 мм).

2. Підтверджено, що найбільш адекватною для розрахунку CLT-панелей є багатошарова ортотропна модель. Вона, на відміну від ізотропної, враховує різницю фізико-механічних характеристик шарів деревини у поздовжньому та поперечному напрямках, що дозволяє отримати більш точні результати.

3. Засобами топологічної оптимізації в середовищі ПК Ansys вирішено задачу мінімізації маси конструкції з урахуванням обмежень міцності та жорсткості. На основі отриманих даних розроблено раціональну конструкцію панелі перекриття коробчастого типу. Ефективність та надійність запропонованого рішення верифіковано статичним розрахунком.

РОЗДІЛ 3
АНАЛІЗ ДИНАМІЧНОЇ РЕАКЦІЇ НЕСУЧИХ КОНСТРУКЦІЙ KAJSTADEN TALL TIMBER BUILDING НА СЕЙСМІЧНІ НАВАНТАЖЕННЯ

Для аналізу напружено-деформованого стану 9-поверхового житлового комплексу Kajstaden за адресою Bäckahästgatan, 723 58 Вестерос, Швеція, було створено просторову геометричну та скінченно-елементну модель.

Моделювання базується на архітектурних кресленнях та фасадах будівлі. Споруда має прямокутну форму в плані з габаритами в осях 25×16 м та загальну висоту 29,7 м.

У програмному комплексі ЛІРА-САПР проведено статичний аналіз на дію нормативних навантажень та динамічний аналіз на сейсмічні впливи.



Рисунок 3.1 - Kajstaden за адресою Bäckahästgatan, 723 58 Вестерос, Швеція



Рисунок 3.2 – 9-поверховий житловий комплексу Kajstaden [48]

3.1 Формування тривимірної розрахункової схеми будівлі з перехресно-клеєної деревини

Конструктивна схема будівлі вирішена як безкаркасна панельна система з переважним розташуванням несучих стін у поперечному напрямку. Вузли з'єднання стінових панелей із фундаментною плитою прийнято жорсткими.

Несучі стіни та діафрагми жорсткості виконані з CLT-панелей товщиною 215 мм. Внутрішні перегородки: мають товщину 129 мм. Міжповерхові перекриття запроєктовано з CLT-плит товщиною 169 мм. Висота поверху: становить 3,0 м.

Просторова жорсткість та геометрична незмінюваність будівлі забезпечуються спільною роботою внутрішніх поперечних стін включно зі стінами сходових кліток та зовнішніх поздовжніх стін, які разом формують єдину жорстку просторову структуру коробчастого типу.

Архітектурно-планувальні рішення (фасад, плани першого та типового поверхів), а також розроблена тривимірна модель будівлі представлені на рисунках 3.3–3.6.



Рисунок 3.3 – Західний фасад [48]



Рисунок 3.4 - План першого поверху [48]

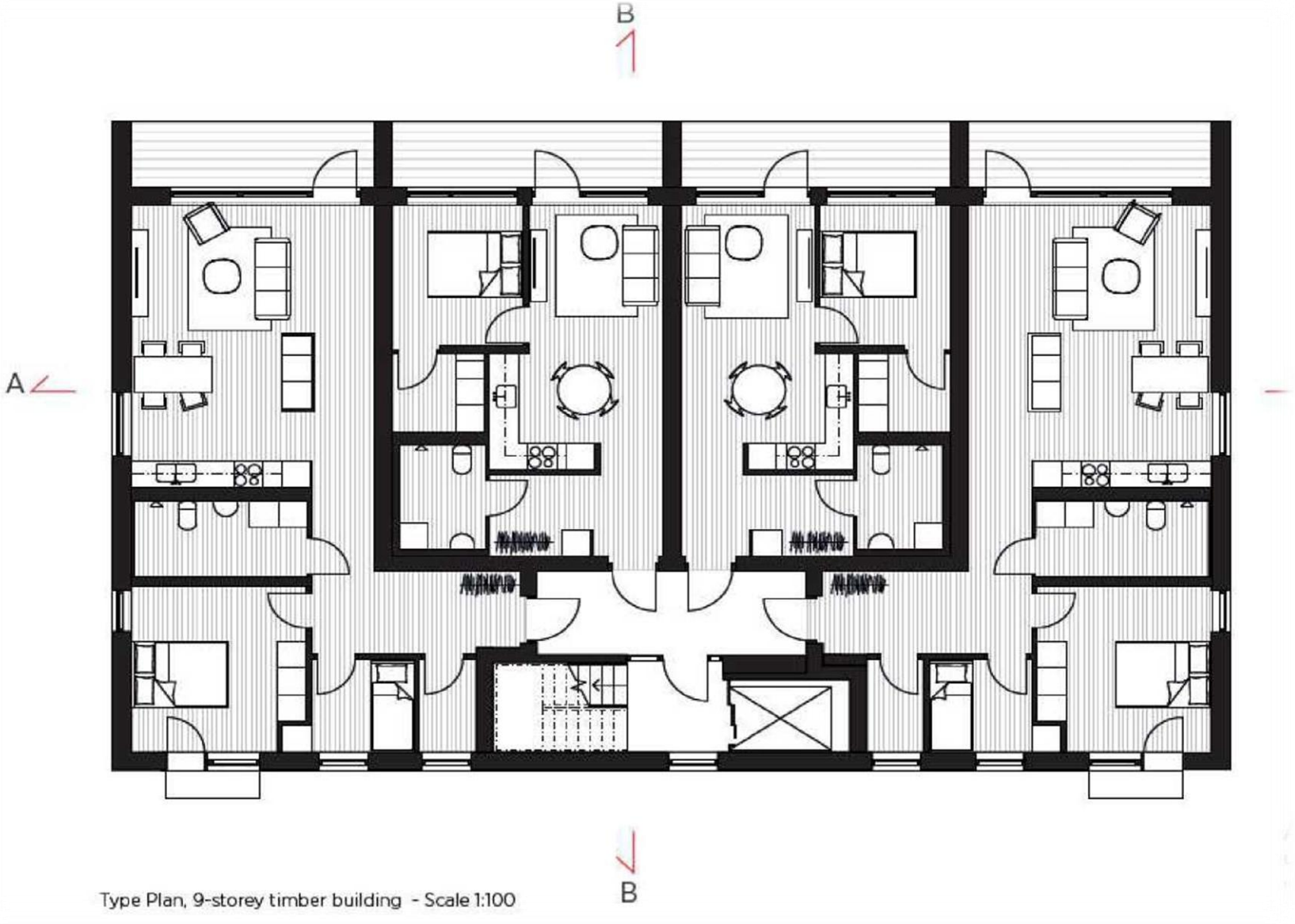


Рисунок 3.5 - План типового поверху[48]

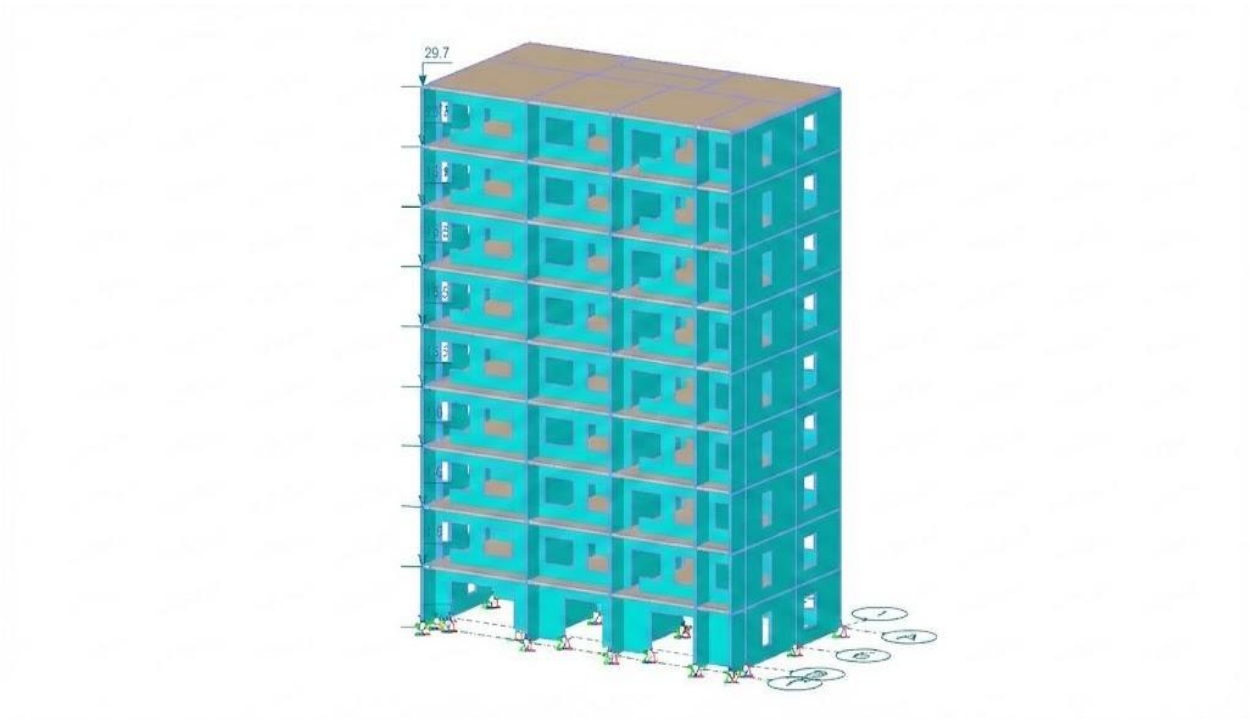


Рисунок 3.6 – 3D модель багатоповерхової будівлі

Формування просторової та скінченно-елементної моделей будівлі було виконано у середовищі ПК Revit з подальшим експортом до ПК «ЛІРА-САПР» для проведення обчислень. Тріангуляцію площинних елементів здійснено із кроком сітки 0,5х0,5 м. Загальна кількість вузлів у розрахунковій схемі 9-поверхової споруди склала 35 650, а кількість скінченних елементів — 38 448.

Величини навантажень та впливів прийнято згідно з вимогами ДБН В.1.2-2:2006 [31]. У розрахунковому середовищі задано повні значення навантажень. Аналіз конструкції за I та II групами граничних станів, а також на сейсмічну стійкість, реалізовано за допомогою модуля розрахункових сполучень зусиль (РСЗ) із використанням відповідних коефіцієнтів надійності.

Перевірка несучого каркаса здійснюється з урахуванням постійних навантажень (власна вага конструкцій), тимчасових (сніг, вітер, корисне навантаження, вага підлог) та особливих впливів (сейсміка згідно з ДБН В.1.1-12 [30] та розрахунок за акселерограмами).

Постійні навантаження:

Власна вага конструкцій від стінових панелей, сходових маршів, плит перекриття задається автоматично в програмі Ліра завданням власної ваги

CLT панелей з коефіцієнтом 1,2 згідно з ДБН В.1.2-2:2006 [31].

Корисне навантаження:

Нормативне значення – 1,5 кПа Коефіцієнти надійності за навантаженням для рівномірно розподілених навантажень слід приймати:

1,3 - за повного нормативного значення менше 2,0 кПа;

1,2 – при повному нормативному значенні 2,0 кПа та більше.

Тимчасові навантаження:

Снігова. Розрахункове значення S = 1,47 кН/м^2,

Вітрове навантаження задане за допомогою внутрішнього калькулятора Ліра, згідно ДБН В.1.2-2:2006 [31].

Таблиця 3.1 - Розподіл вітрового навантаження по будівлі

Позначка, м	Розрахунковий тиск кН/м^2	Позначка, м	Розрахунковий тиск кН/м^2
0	0,209	16	0,328
1	0,209	17	0,336
2	0,209	18	0,343
3	0,209	19	0,351
4	0,209	20	0,358
5	0,209	21	0,365
6	0,221	22	0,372
7	0,234	23	0,379
8	0,246	24	0,385
9	0,259	25	0,392
10	0,271	26	0,398
11	0,282	27	0,404
12	0,292	28	0,41
13	0,301	29	0,415
14	0,31	29,7	0,419
15	0,319		

Сейсмічне навантаження.

При сейсмічному проектуванні розглядаються дві ситуації: рівень проектного землетрусу (ПЗ) для контролю експлуатаційних характеристик та

рівень максимального розрахункового землетрусу (МРЗ).

Класифікація будівлі як такої, що має просте або складне конструктивно-планувальне рішення, виконується відповідно до ДБН В.1.1-12 [30]. Для споруд простої конфігурації дозволено враховувати сейсмічний вплив роздільно: як горизонтальні навантаження, що діють окремо у поздовжньому та поперечному напрямках.

3.2. Статичний розрахунок

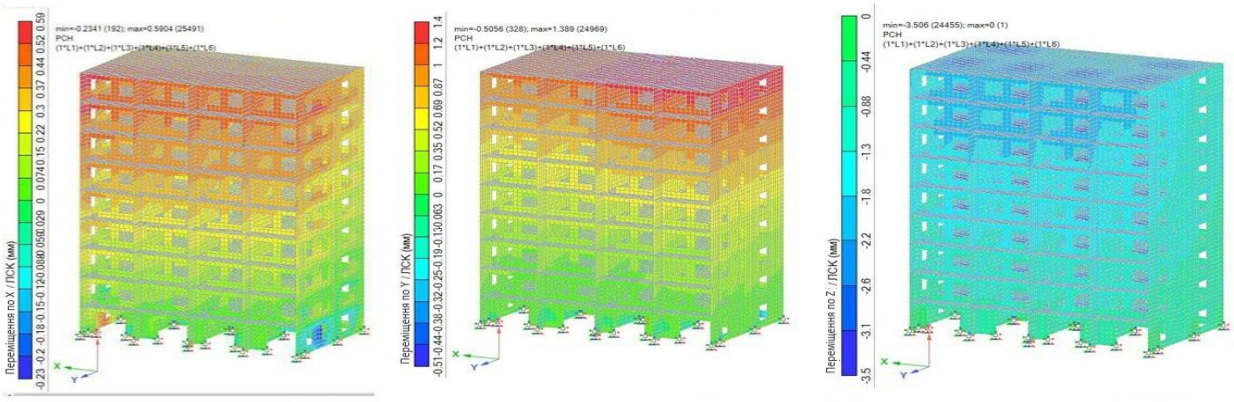
Для статичного розрахунку за ПК «ЛІРА-САПР» було прийнято такі завантаження:

Таблиця 3.2 - Поєднання навантажень

№	Власна вага	Вітрове навантаження по літ. осі	Сейсмічне навантаження	Експлуатаційне навантаження	Снігове навантаження	Вітрове навантаження за цифр. осям	Власна вага покриття
С1	1	1	0	0.7	0.8	0	1
С2	1	0.7	0	1	0.9	0.7	0.9
С3	1	0.9	0	0.9	0.7	0.9	1
С4	1	0.7	0	0.9	0.9	0.7	0.9
С5	1	0.7	0	0.9	0.9	0.7	1

За результатами виконаних розрахунків встановлено, що найбільш несприятливою та визначальною є комбінація завантажень С3. Для детального аналізу напружено-деформованого стану конструкції було відібрано характерні елементи будівлі, зокрема: оцінка загальних переміщень споруди виконується за напрямками всіх трьох осей (X, Y, Z), дослідження розподілу напруг та моментів у горизонтальних елементах здійснюється на прикладі плит перекриття першого, п’ятого та дев’ятого поверхів, а перевірка роботи вертикальних несучих елементів проводиться для діафрагми жорсткості, розташованої в зоні сходової клітини.

Дані щодо повних лінійних переміщень та внутрішніх зусиль, отримані в ході статичного розрахунку споруди з CLT-панелей, представлено на рисунку 3.7, а також узагальнено в таблиці 3.3.



Переміщення по осі X – 0.6 мм Переміщення по осі Y – 1.5 мм Переміщення по осі Z – 3.5 мм

Рисунок 3.7 - Лінійні переміщення багатоповерхової будівлі при статичному розрахунку при комбінації завантажень С3

З рисунку 3.7. видно, що найбільші переміщення виникають у верхній будівлі і становлять 3.5 мм осі Z.

Отримані переміщення менші за нормативне значення для будівель висотою до 150м - [f]= h/500, що для даної будівлі дорівнює 59.4 мм.

Далі представлені колірні схеми відображення зусиль у панелях CLT у всій будівлі, максимальні значення зусиль зведені в таблицю 3.3.

Таблиця 3.3 – Максимальні значення зусиль при статичному розрахунку

Параметри	Значення	Елемент схеми	Міцність на стиск уздовж волокон, МПа
N_x, МПа	-1,91	Стінові панелі 1 -го поверху	14,9
N_y, МПа	-4,65	Стінові панелі 1 -го поверху	
M_x, (кН*м)/м	-6,7	Панелі перекриття	
M_y, (кН*м)/м	-5,7	Панелі перекриття	
бE, МПа	1,8	Панелі перекриття	
бS,МПа	-5,8	Стінові панелі 1-го поверху	

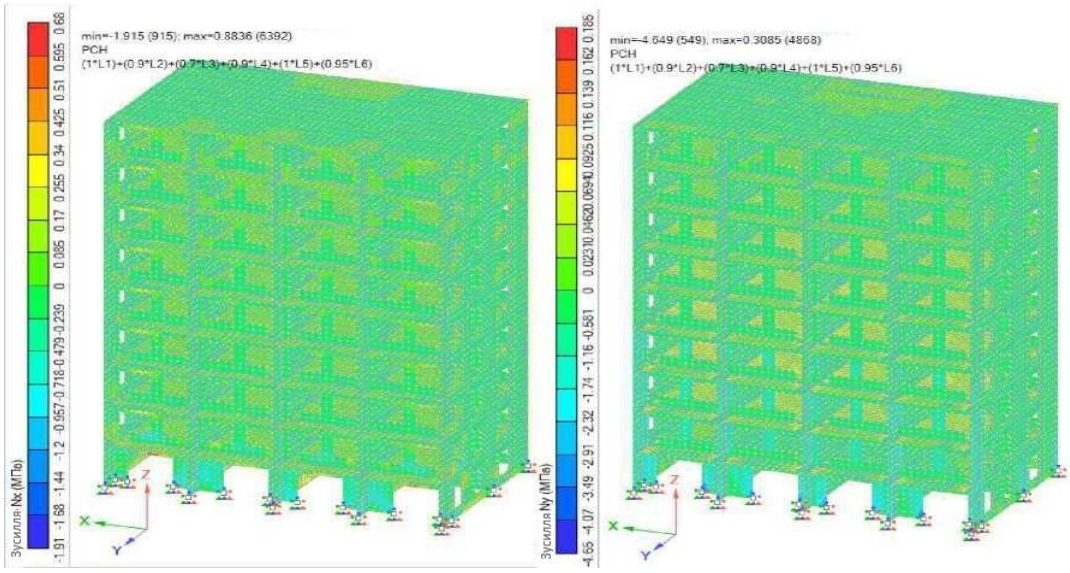


Рисунок 3.8 - Візуалізація зусиль N_{xy} при статичному розрахунку при комбінації завантажень С3

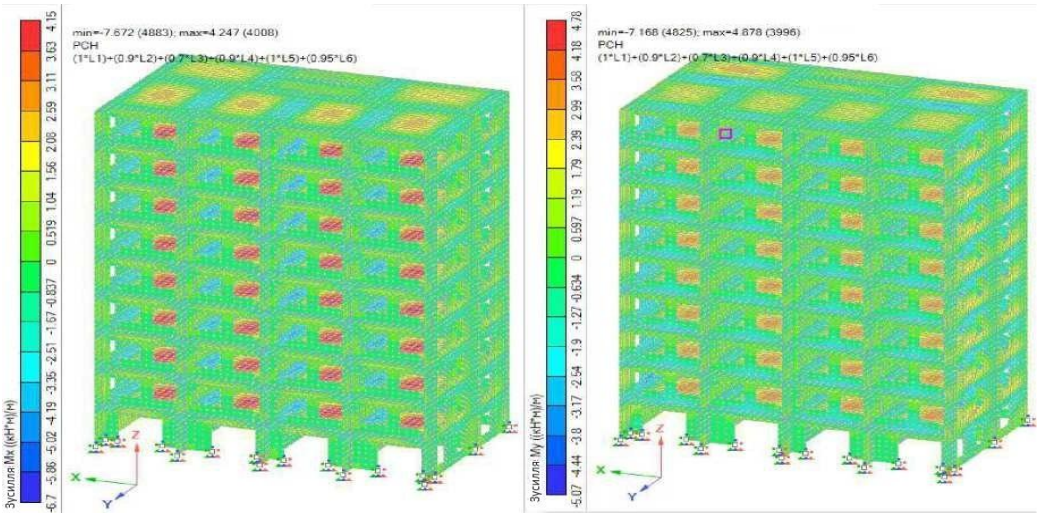


Рисунок 3.9 - Візуалізація зусиль M_x M_y при статичному розрахунку при комбінації завантажень С3

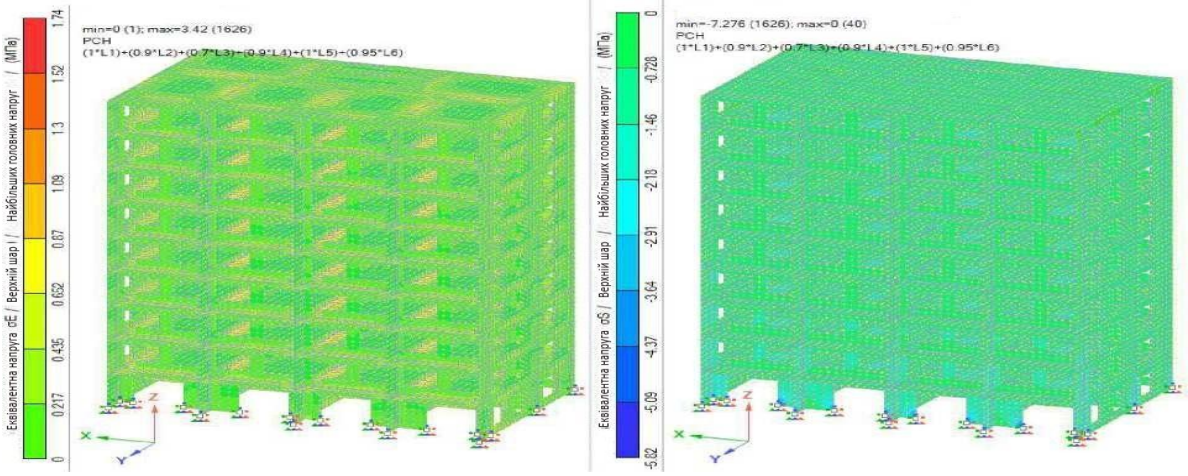


Рисунок 3.10 - Візуалізація еквівалентних напружень σS та σE при статичному розрахунку при комбінації завантажень С3

Далі на рисунках 3.11-3.22 представлені колірні схеми відображення зусиль у CLT панелей плити покриття, перекриття 1-го поверху та перекриття 5 поверху, максимальні значення зусиль зведені до таблиці 3.4

Таблиця 3.4 – Максимальні значення зусиль у плитах перекриття

Параметри	Плита 1-го поверху	Плита 5-го поверху	Плита покриття	Опір вигину, Мпа
N_x МПа	0,40	0,085	-0,058	9,4
N_y КПа	0,28	0,13	-0,031	
M_x (кН*м)/м	-7,16	-6,27	-3,69	
M_y (кН*м)/м	-6,23	-6,06	-3,68	
ɞE МПа	2,3	1,34	0,76	
ɞS МПа	-5,7	-0,95	-0,62	

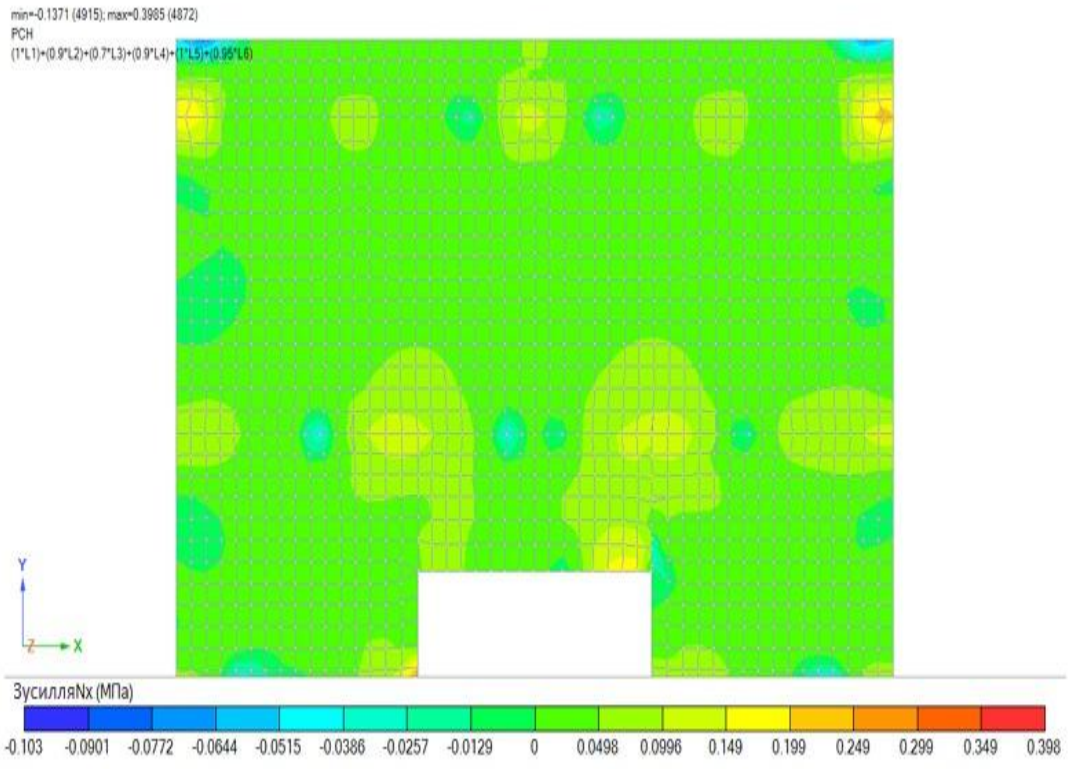


Рисунок 3.11 - Ізополь напруження N_x в плиті перекриття 1-го поверху

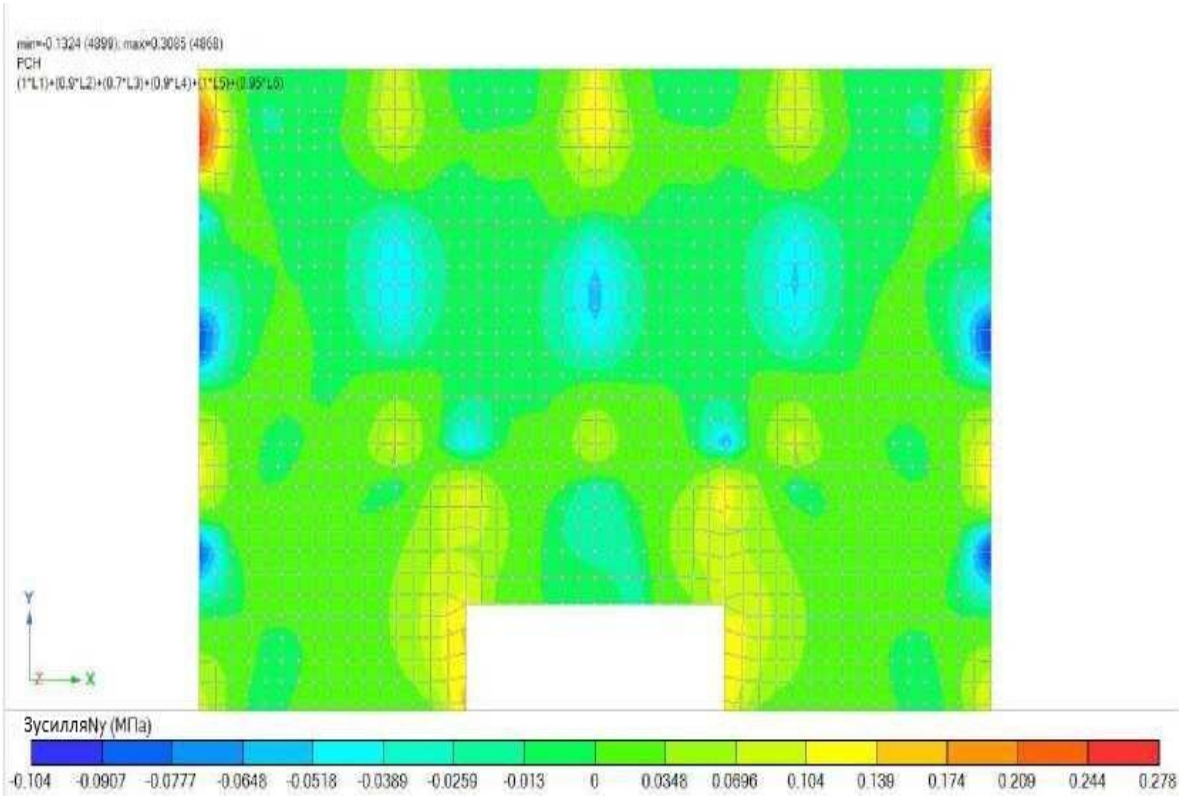


Рисунок 3.12 - Ізополь напружень N_y в плиті перекриття 1-го поверху

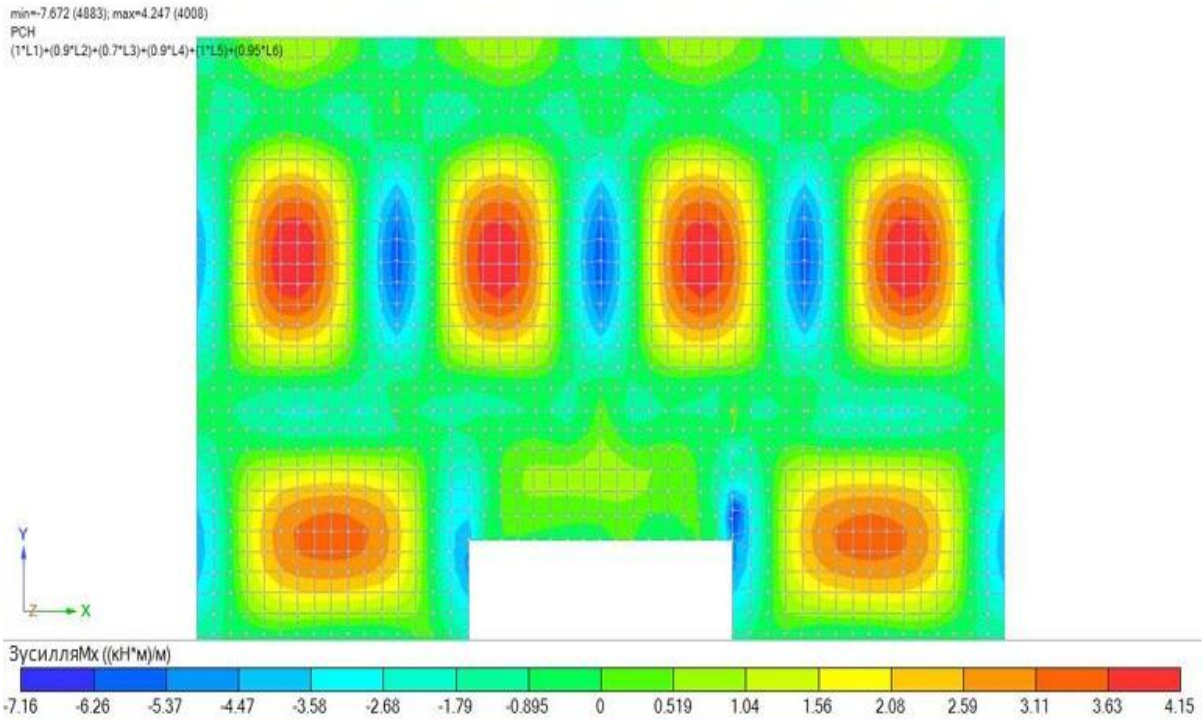


Рисунок 3.13 - Ізополя напруження M_x в перекритті 1-го поверху

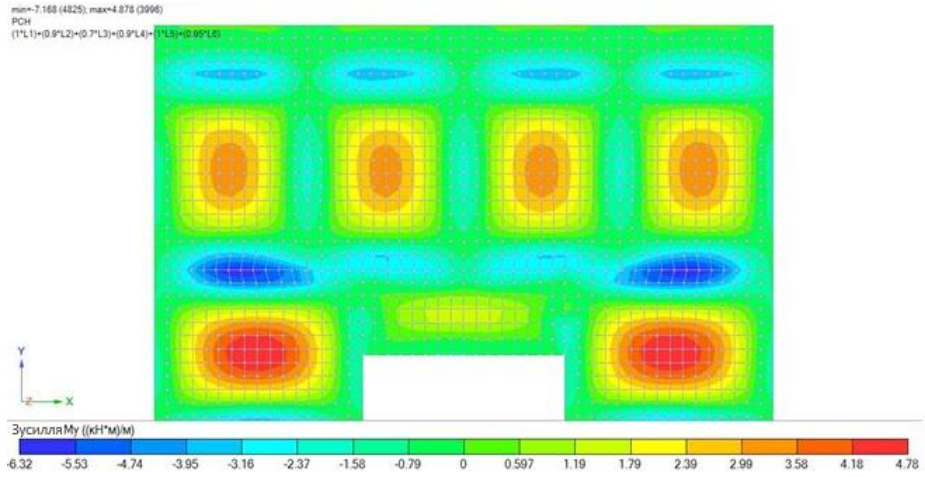


Рисунок 3.14 - Ізополя напруження M_y в перекритті 1-го поверху

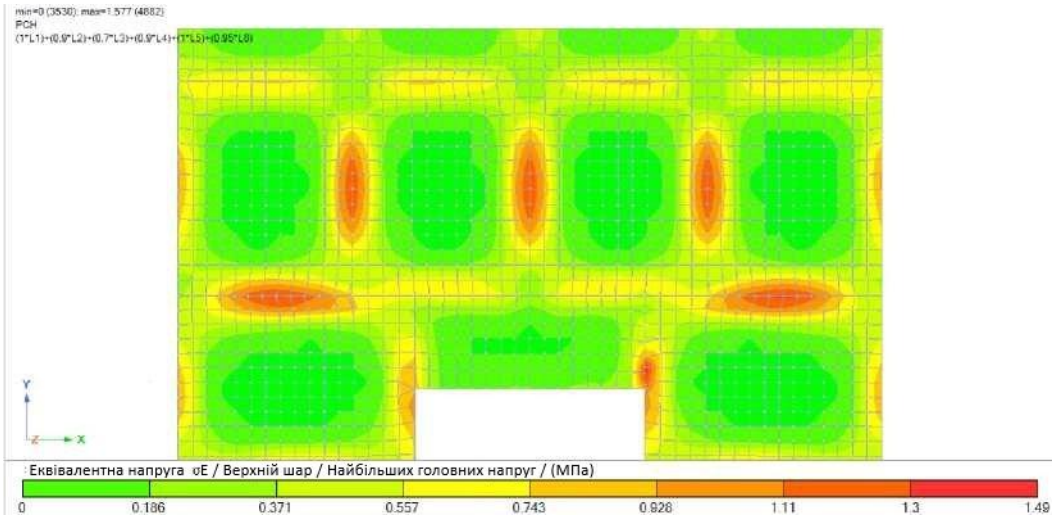


Рисунок 3.15 - Ізополь еквівалентних напружень σE у перекритті 1-го поверху

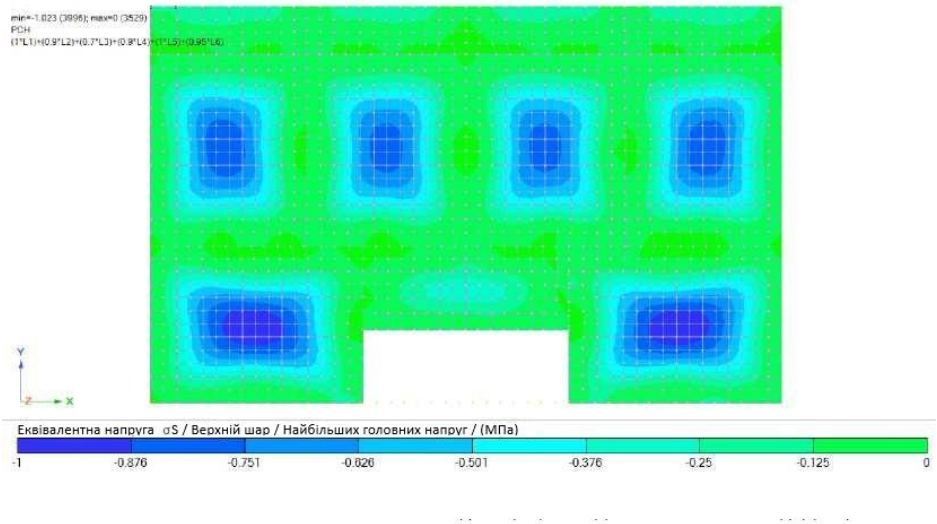


Рисунок 3.16 - Ізополь еквівалентних напружень σS в перекритті 1-го поверху

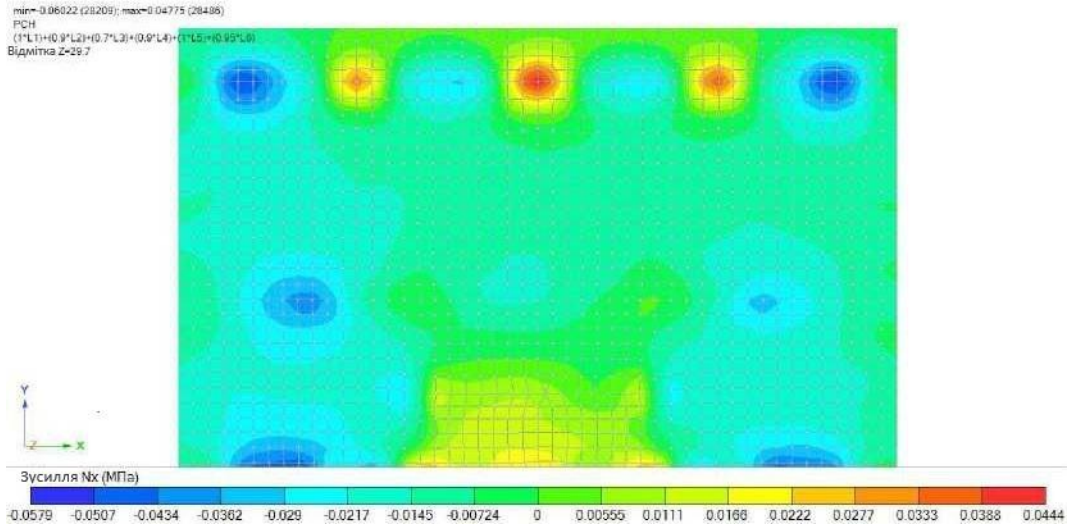


Рисунок 3.17 - Ізополя напружень N_x у плиті покриття

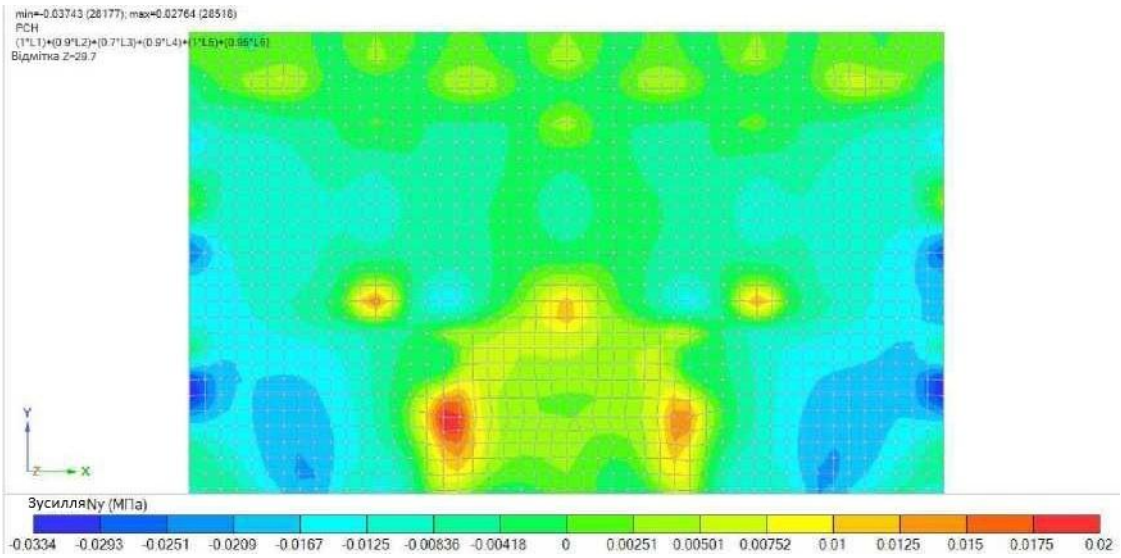


Рисунок 3.18 - Ізополя напружень N_y у плиті покриття

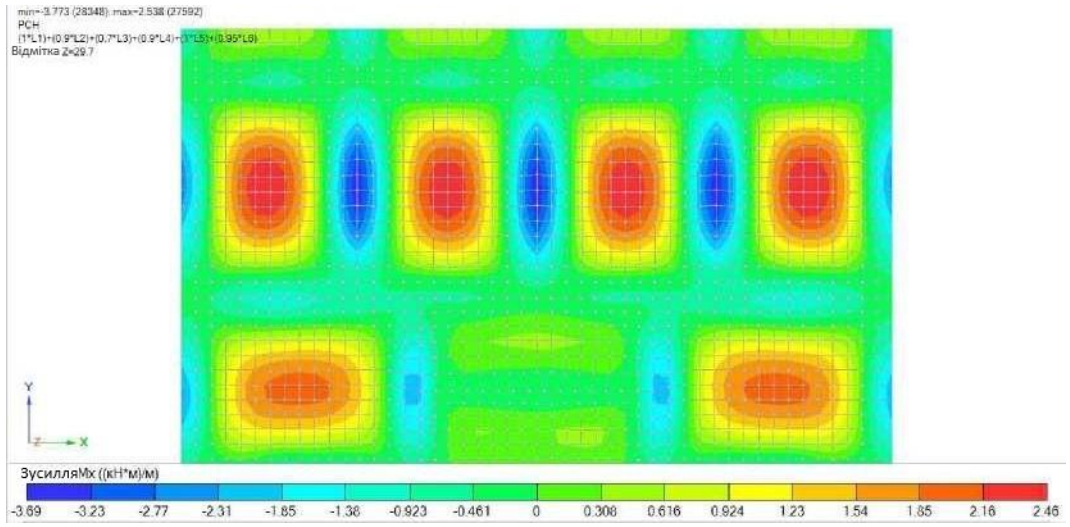


Рисунок 3.19 - Ізополя напружень M_x у плиті покриття

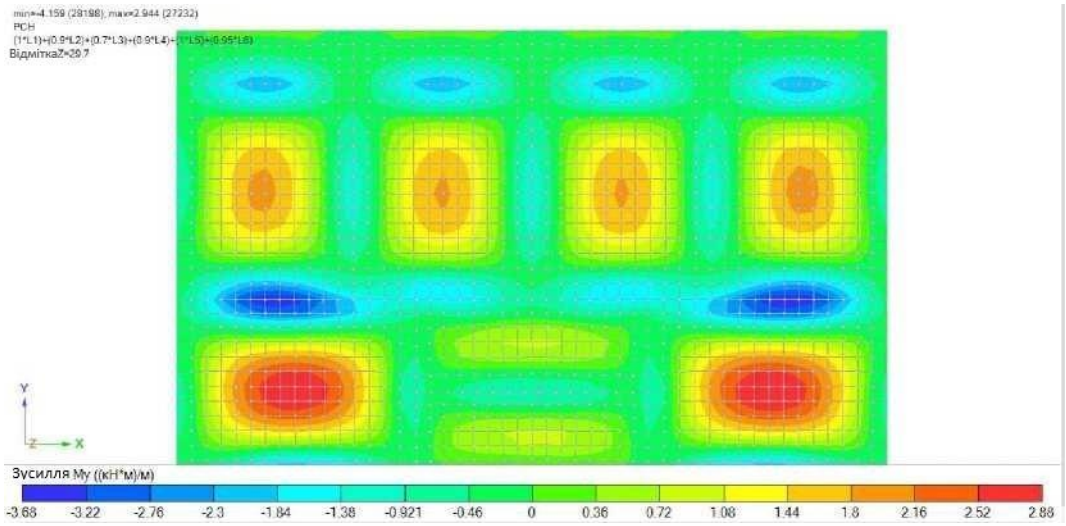


Рисунок 3.20 - Ізополя напружень M_y в плиті покриття

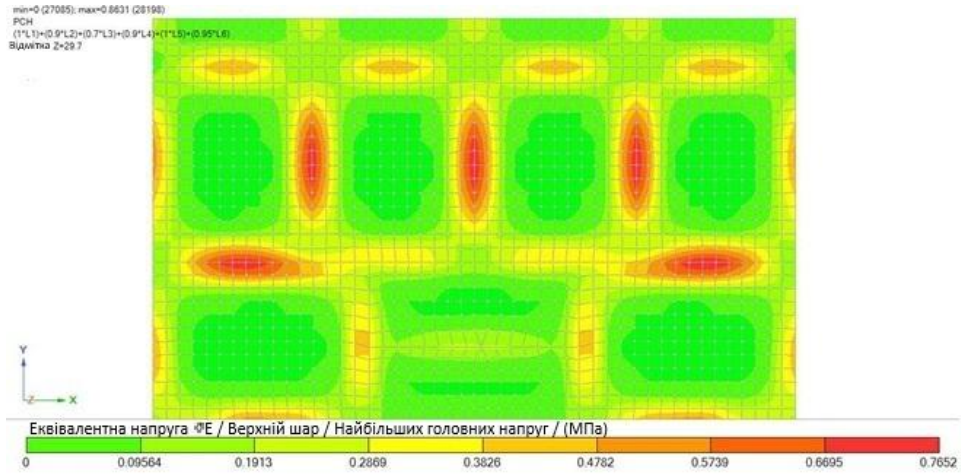


Рисунок 3.21 - Ізополя еквівалентних напружень σE в плиті покриття

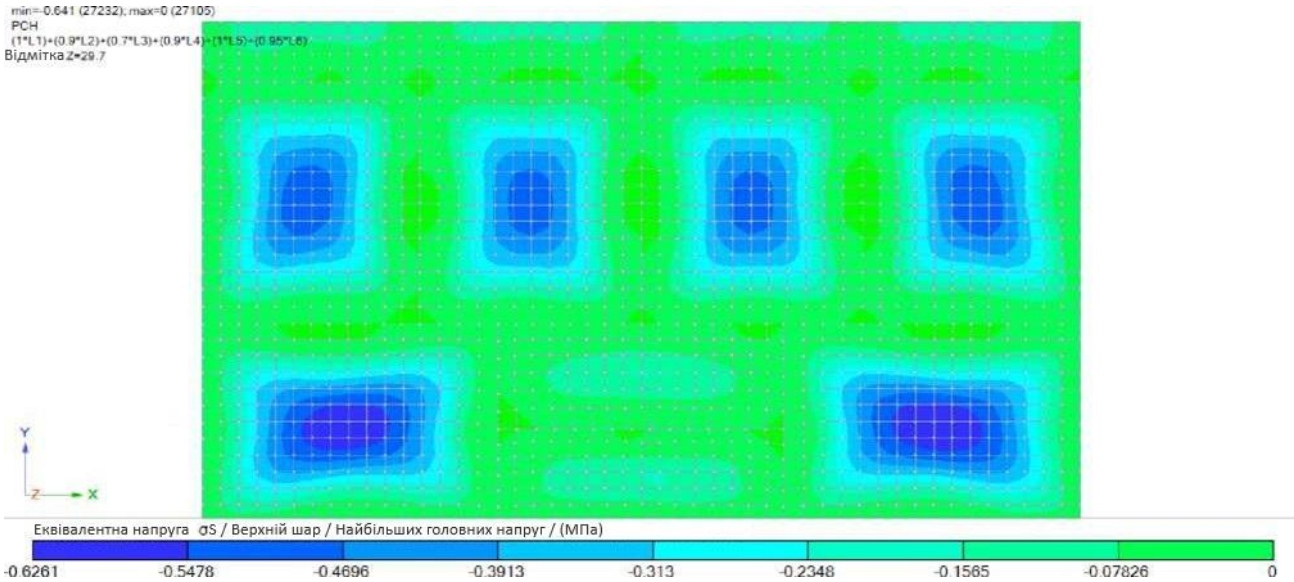


Рисунок 3.22 - Ізополя еквівалентних напружень σS в плиті покриття

Колірні схеми відображення зусиль у діафрагмах жорсткості показані на рисунках 3.23.

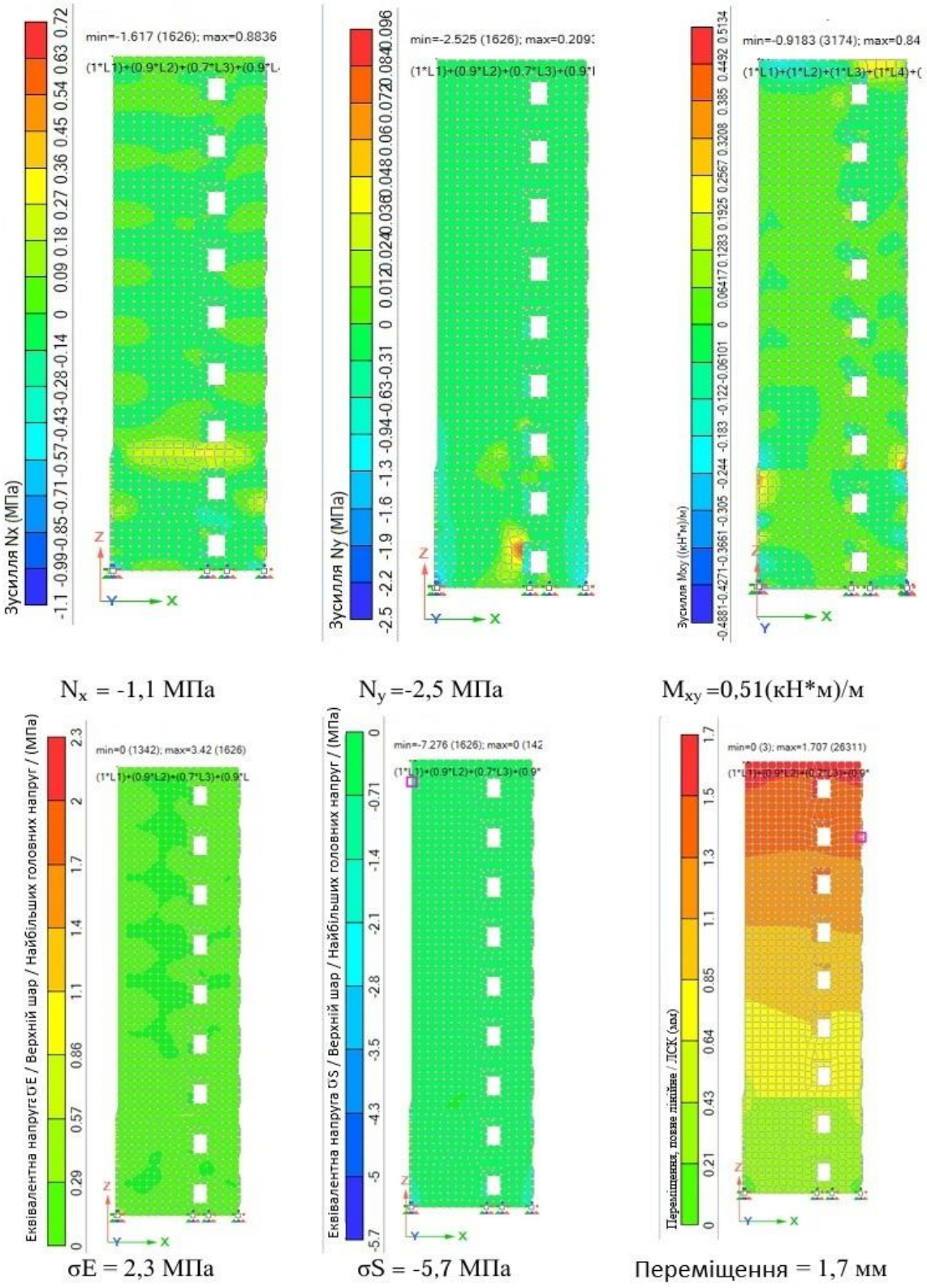


Рисунок 3.23 - Ізополь напруги та моментів у діафрагмі жорсткості при статичному розрахунку при комбінації завантажень С3

З рисунка 3.23 видно, що найбільш напружена нижня частина діафрагми жорсткості, поздовжні зусилля якої складають: N_x = -1,1 МПа, N_y=-2,5 МПа. Найбільші моменти виникають у верхній частині діафрагми жорсткості та складають M_{xy} = -0,51 (кН*м)/м. Еквівалентна напруга ϭE і ϭS становлять 2,3 МПа і -5,7МПа відповідно, при нормативному значенні опору вигину 9,38 МПа та нормативному значенні міцності на стиск уздовж волокон 15 МПа. Результати порівняння отриманих напруг та зусиль від дії основної комбінації навантажень С3 представлені на рисунку 3.24

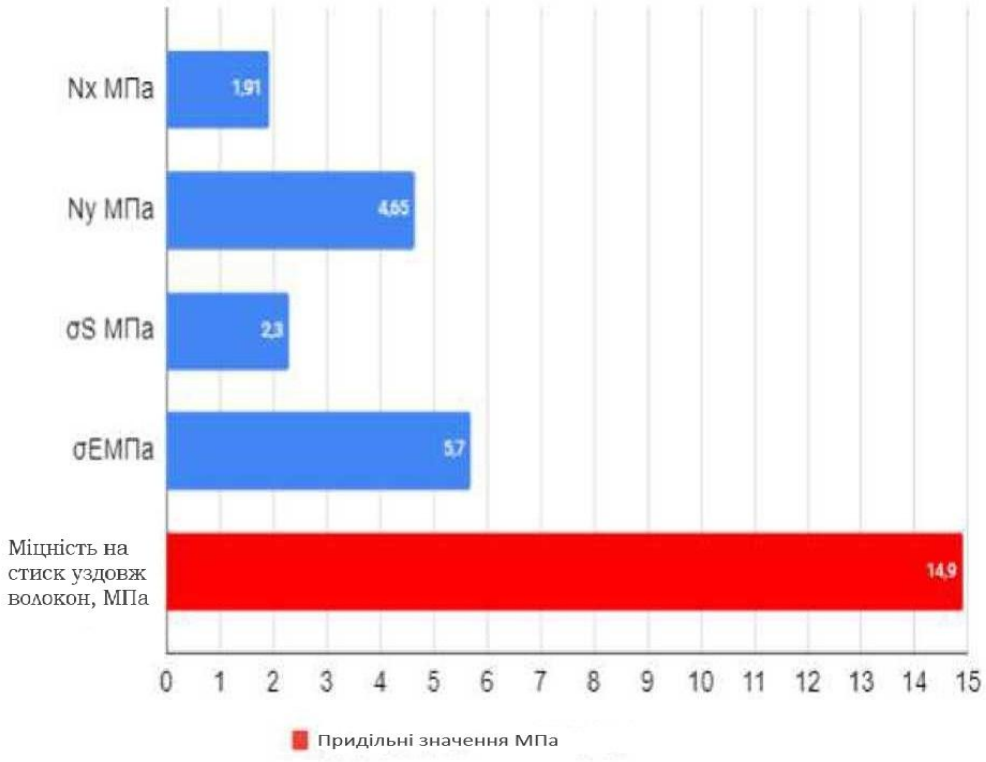


Рисунок 3.24 - Порівняння отриманих напруг із гранично допустимими значеннями

3.3. Розрахунок на сейсмічні дії лінійно-спектральним методом

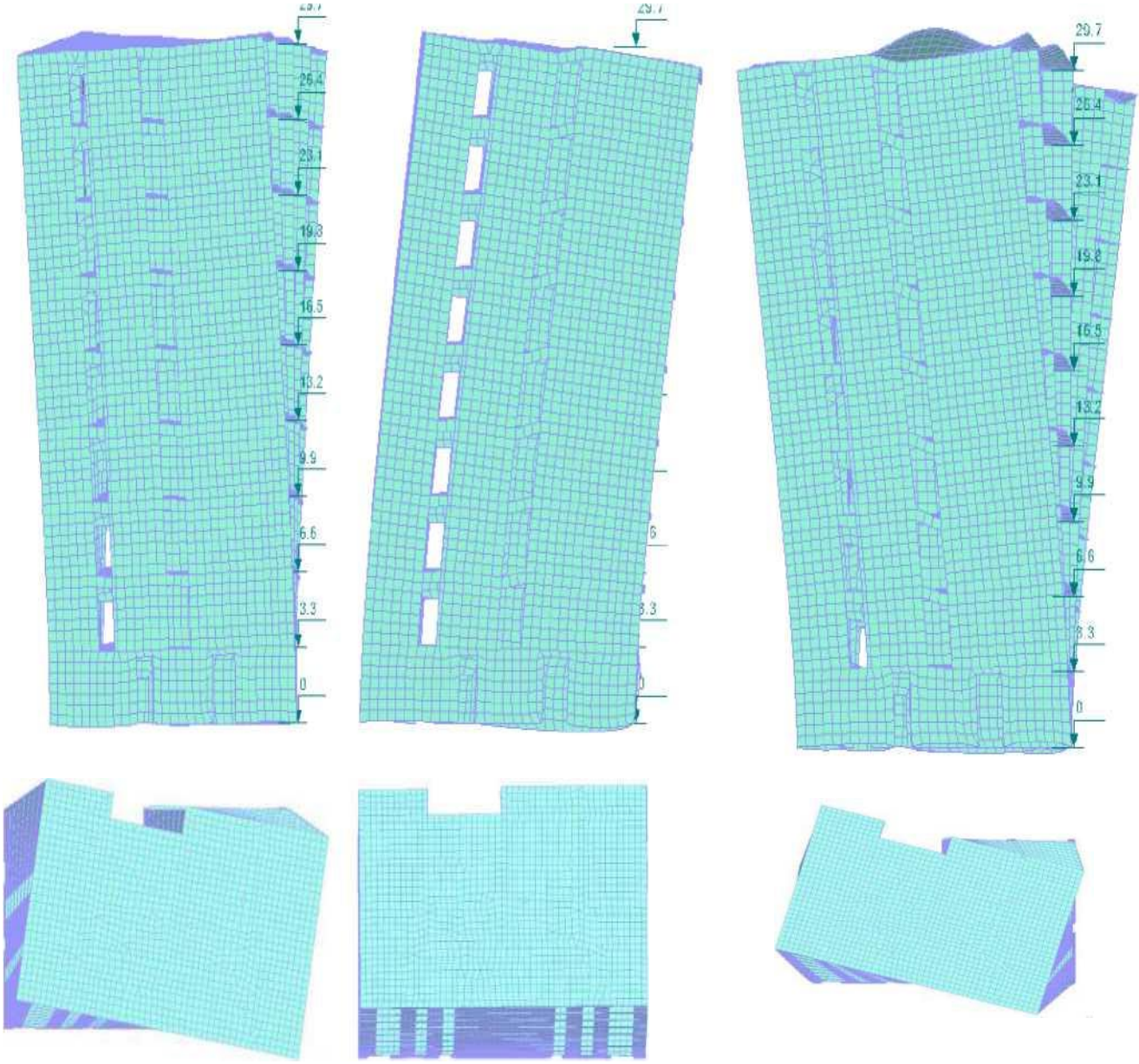
Спочатку для отримання загального уявлення про властивості несучої системи багатоповерхової будівлі та схеми конструктивно-планувального рішення будівлі було виконано розрахунок просторової кінцево-елементної моделі на власні коливання.

Для визначення частот і форм власних коливань використовується блоковий алгоритм Ланцоша. Реалізований у ПК ЛІРА-САПР алгоритм оснащений механізмом підрахунку відсотка врахованої модальної маси. За виконання модального аналізу враховувалося 20 форм своїх коливань.

Отримані результати для перших 20 форм представлені в таблиці 3.5 і на рисунку 3.25, у вигляді перших трьох форм власних коливань.

Таблиця 3.5 - Періоди коливання

Завантаження	Форма	Частота		Періоди
		Рад/сек	ГЦ	сек
Модальний аналіз	1	10,686	1,700	0,587
	2	14,135	2,249	0,444
	3	21,752	3,462	0,288
	4	26,552	4,226	0,237
	5	27,126	4,317	0,232
	6	32,848	5,228	0,191
	7	34,222	5,446	0,184
	8	35,821	5,701	0,175
	9	36,573	5,820	0,172
	10	47,818	7,610	0,131
	11	48,152	7,664	0,130
	12	53,0	8,435	0,119
	13	54,409	8,659	0,115
	14	55,932	8,901	0,112
	15	57,385	9,133	0,109
	16	64,011	10,187	0,098
	17	67,376	10,722	0,093
	18	70,741	11,258	0,088
	19	74,105	11,794	0,084
	20	77,470	12,329	0,081



1-ша форма згинальна | 2-го форма згинальна | 3-я форма крутильна

Рисунок 3.25 - Нижчі форми власних коливань

Як видно з отриманих результатів, у першій формі власних коливань переважає вигин, друга – згинальна, а третя форма є крутильною.

У цьому період основного тону коливань становив 0,58 с.

З аналізу періоду та виду першої форми власних коливань, випливає, що динамічні характеристики даної будівлі близькі до результатів, наведених у роботах з розрахунку залізобетонних багатоповерхових будівель. У нормативних документах зазначено, що ознакою раціонального

конструктивного рішення багатоповерхової споруди є згинальний характер першої форми власних коливань.

Хоча за загальною конструктивною схемою досліджувана 9-поверхова будівля може вважатися простою, наявність крутильної складової у першій формі коливань, згідно з вимогами ДБН В.1.1-12:2014, дозволяє класифікувати її як складну. Виходячи з цього, для сейсмічного аналізу було обрано розрахункову ситуацію, що відповідає рівню розрахункового землетрусу (РЗ). Реалізація розрахунку в ПК «ЛІРА-САПР» здійснюється методом розкладання руху системи за формами власних коливань.

При розрахунку за нормами ДБН В. 1.1-12:2014 було прийнято: категорія ґрунту – II; тип споруди – житлові, громадські, виробничі будівлі; сейсмічність – 8 балів у горизонтальному напрямку; допустимі пошкодження елементів будівель - з дерев'яних конструкцій $К_1 = 0,15$; за табл. 5.2 коефіцієнт надійності за навантаженням, що визначаються призначенням споруди $К_0=1$, по табл. 4.2 коефіцієнт, що враховує здатність будівель і споруд до розсіювання енергії, що приймається за табл. 5.3 $К_у = 1$.

З метою проведення порівняльного аналізу результатів, отриманих за нормативною методикою та за акселерограмою землетрусу Ель-Сентро, вихідні параметри для нормативного розрахунку було прийнято відповідно до карт сейсмічного районування, що містяться у чинних будівельних стандартах.

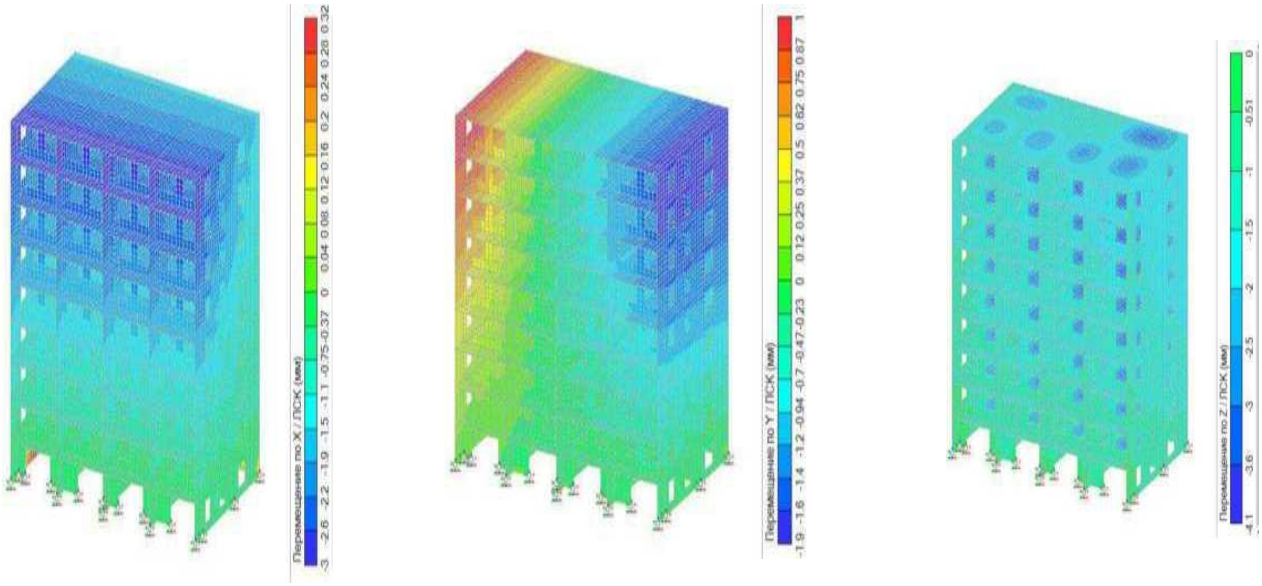
Розрахунки дію акселерограм виконувались з урахуванням згасання коливань (завданням коефіцієнта дисипації $\varphi = 0,1$).

Отримані результати розрахунків на дію сейсмічних навантажень у вигляді ізополів переміщень, зусиль та напруг в елементах несучої системи будівлі показані на рисунку 3.26 та таблиці 3.7.

Комбінація завантажень є для всіх розрахунків за ДБН В. 1.1-12:2014 єдиною, змінюється лише інтенсивність сейсмічного навантаження:

Таблиця 3.6 - Комбінація завантажень до розрахунку сейсмічне вплив

№	Власна вага	Вітрове навантаження по літ. осі	Сейсмічне навантаження	Експлуатаційне навантаження	Снігове навантаження	Вітрове навантаження за цифрами. осям	Власна вага покриття
С3	0,9	0	1	0,5	0,5	0	0,9



Переміщення по осі X-3 мм. Переміщення по осі Y – 1.9 мм. Переміщення по осі Z- 4.1 мм

Рисунок 3.26 - Лінійні переміщення багатоповерхової будівлі при статичному розрахунку при комбінації завантажень С3

Аналіз даних на рис. 3.26 підтверджує, що пікові горизонтальні відхилення, які становлять 4,1 мм, спостерігаються на рівні верхніх поверхів, що повністю узгоджується з картиною деформацій при статичному навантаженні.

Отримані переміщення не перевищують нормативного значення для цієї будівлі, що становить 59,4 мм.

Розподіл внутрішніх зусиль та напружень у CLT-панелях візуалізовано у вигляді кольорових ізополів на рисунках 3.27–3.29. Пікові значення отриманих зусиль систематизовано в таблиці 3.7

Таблиця 3.7 – Максимальні значення зусиль при розрахунку на сейсмічне навантаження

Параметри	Значення	Елемент схеми	Міцність на стиск уздовж волокон, МПа
N_x, МПа	-2,10	Стінові панелі 1-го поверху	14,9
N_y, МПа	-5,80	Стінові панелі 1-го поверху	
M_x, (кН*м)/м	-7,0	Панелі перекриття	
M_y, (кН*м)/м	-5,5	Панелі перекриття	
бE, МПа	4,0	Панелі перекриття	
бS, МПа	-8,9	Стінові панелі 1-го поверху	

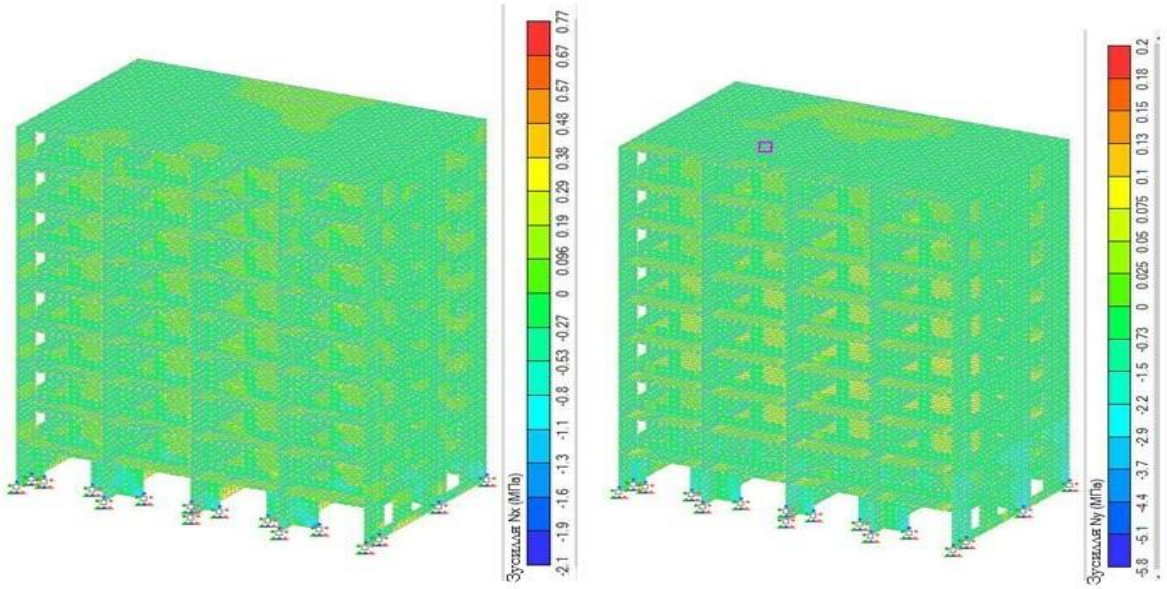


Рисунок 3.27 - Візуалізація результатів сейсмічного розрахунку для комбінації завантажень С3

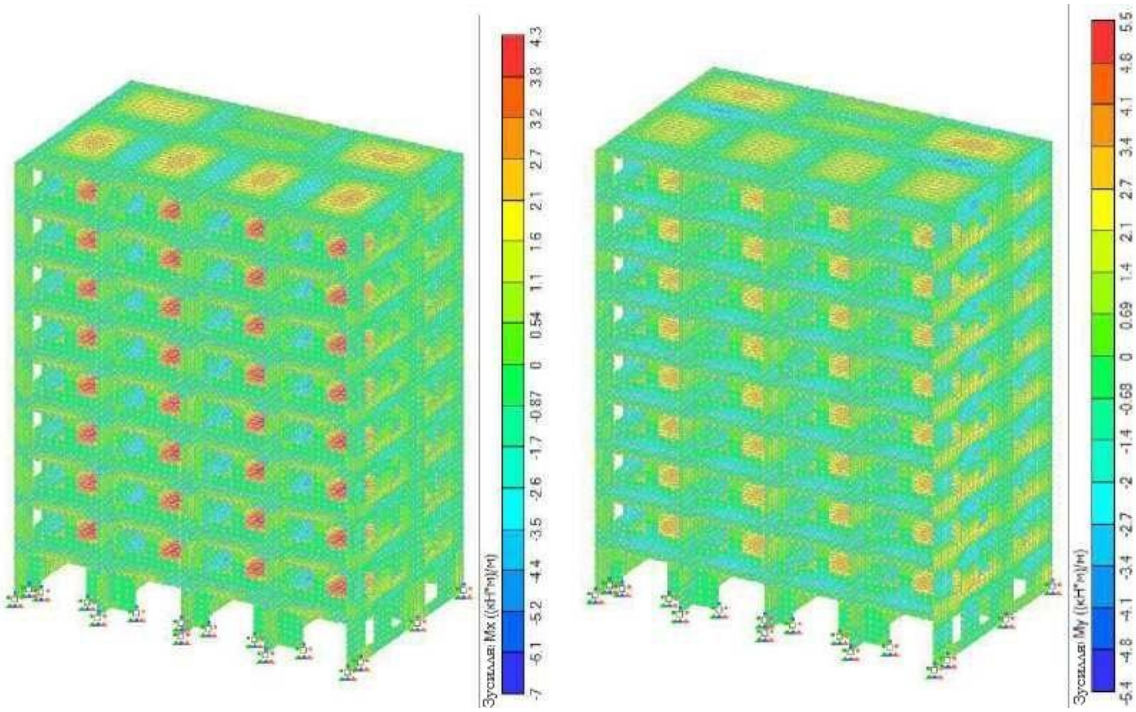


Рисунок 3.28 - Візуалізація зусиль M_x M_y при сейсмічному розрахунку при комбінації завантажень С3

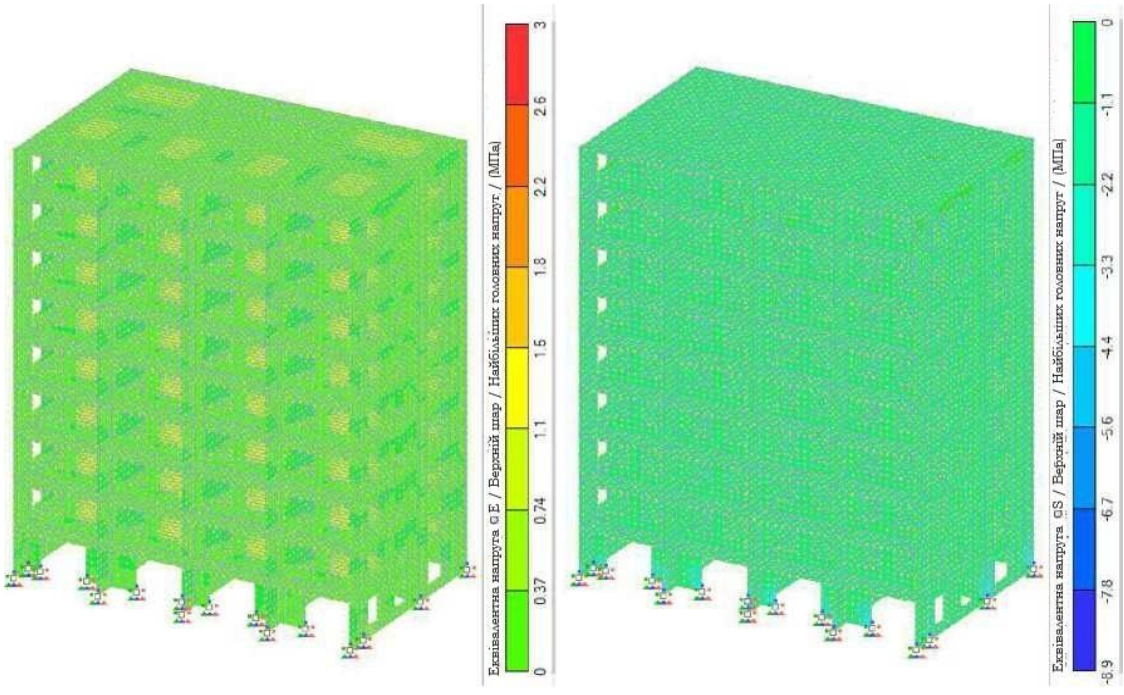


Рисунок 3.29 - Візуалізація еквівалентних напруженнь σS та σE при сейсмічному розрахунку при комбінації завантажень С3

Далі на рисунках 3.30-3.41 представлені колірні схеми відображення зусиль у CLT панелей плити покриття, перекриття 1-го поверху та перекриття 5 поверху максимальні значення зусиль зведені до таблиці 3.8

Таблиця 3.8 – Максимальні значення

Параметри	Плита 1-го поверху	Плита 5-го поверху	Плита покриття	Опір вигину, Мпа
N_x, МПа	0,63	0,11	-0,073	9,4
N_y, МПа	0,27	0,17	-0,052	
M_x,(кН*м)/м	-7,5	-7,5	-4,0	
M_y,(кН*м)/м	-6,6	-6,6	-4,0	
σS, МПа	1,50	1,5	0,87	
σE, МПа	-1,10	-1,1	-0,73	

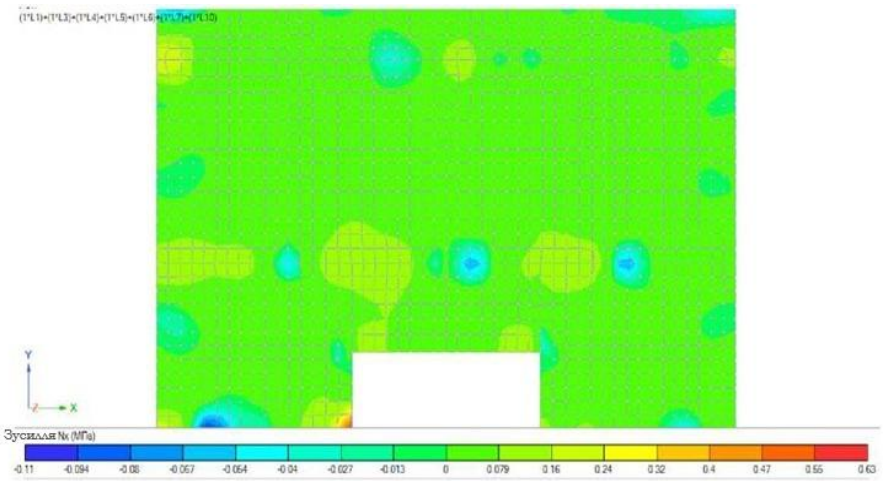


Рисунок 3.30 - Ізополя напружень N_x у плиті перекриття 1-го поверху

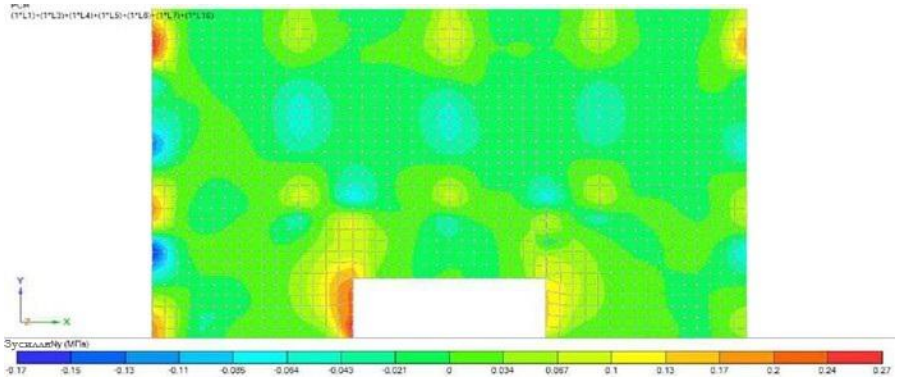


Рисунок 3.31 - Ізополя напружень N_y у плиті перекриття 1-го поверху

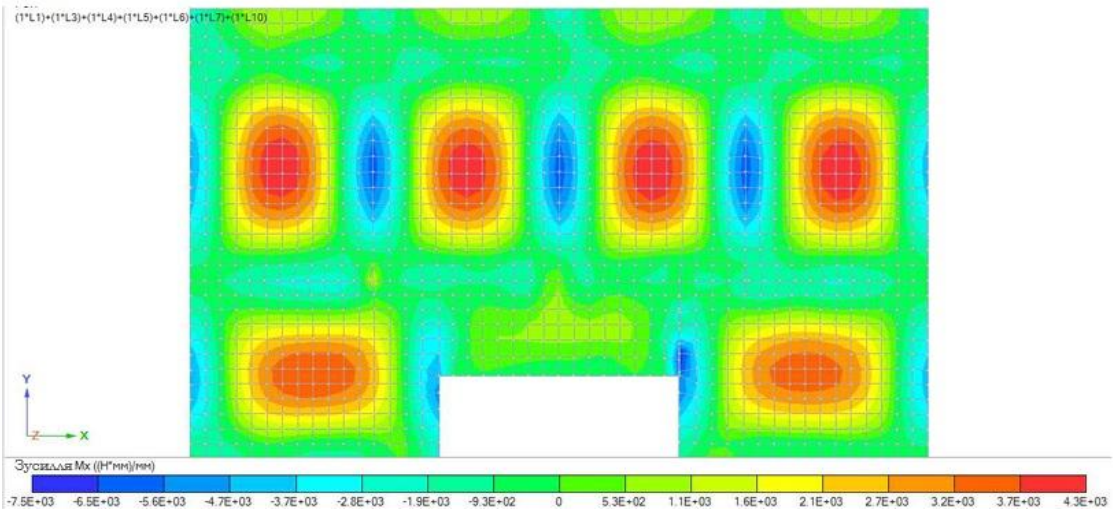


Рисунок 3.32 - Ізополя напруження M_x у перекритті 1-го поверху

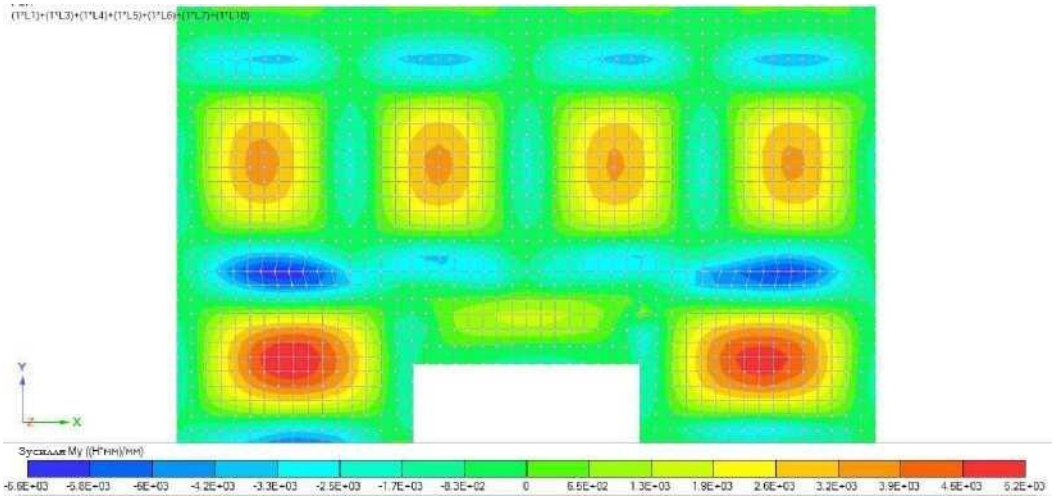


Рисунок 3.33 - Ізополя напруження M_y в перекритті 1-го поверху

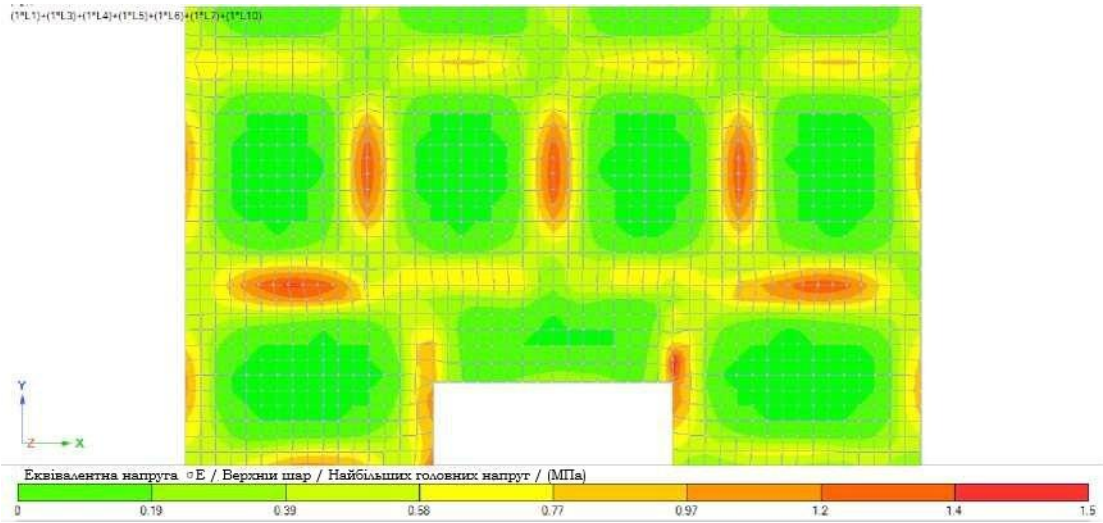


Рисунок 3.34 - Ізополя еквівалентних напружень σE у перекритті 1-го поверху

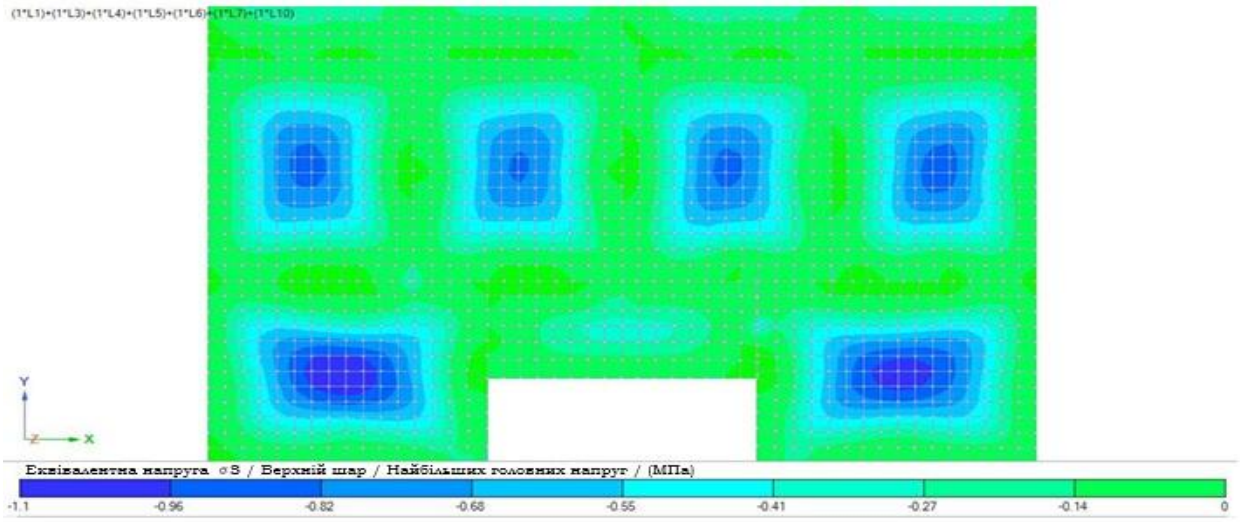


Рисунок 3.35 - Ізополя еквівалентних напружень σS у перекритті 1-го поверху

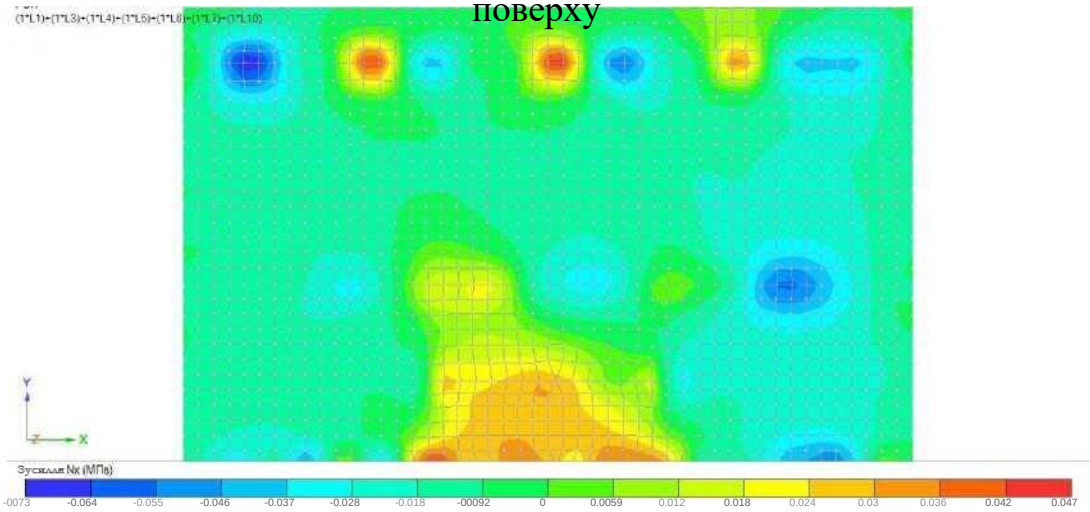


Рисунок 3.36 - Ізополя напружень N_x у плиті покриття

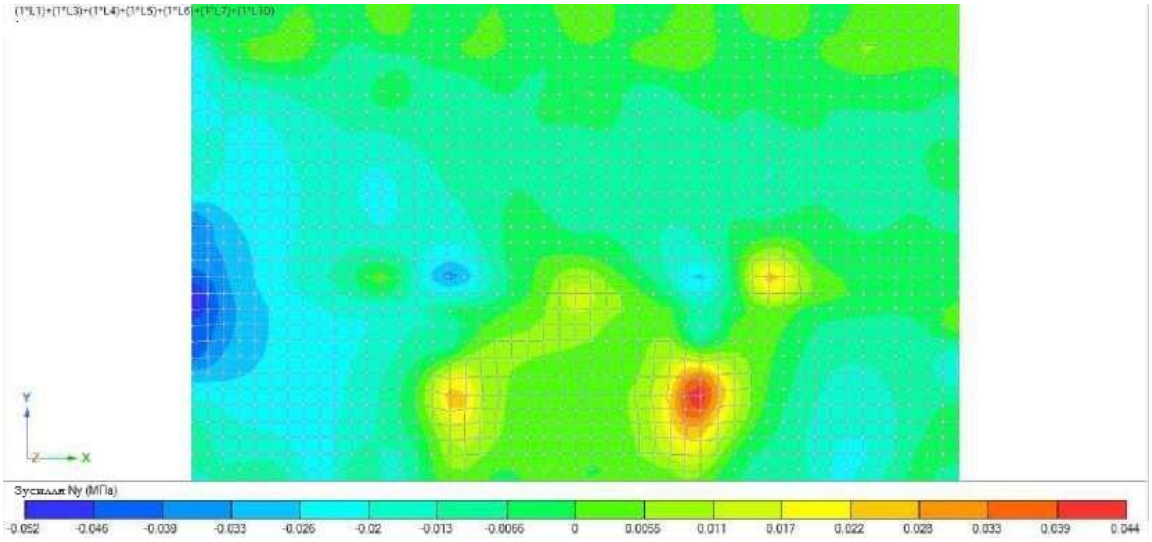


Рисунок 3.37 - Ізополя напружень N_y у плиті покриття

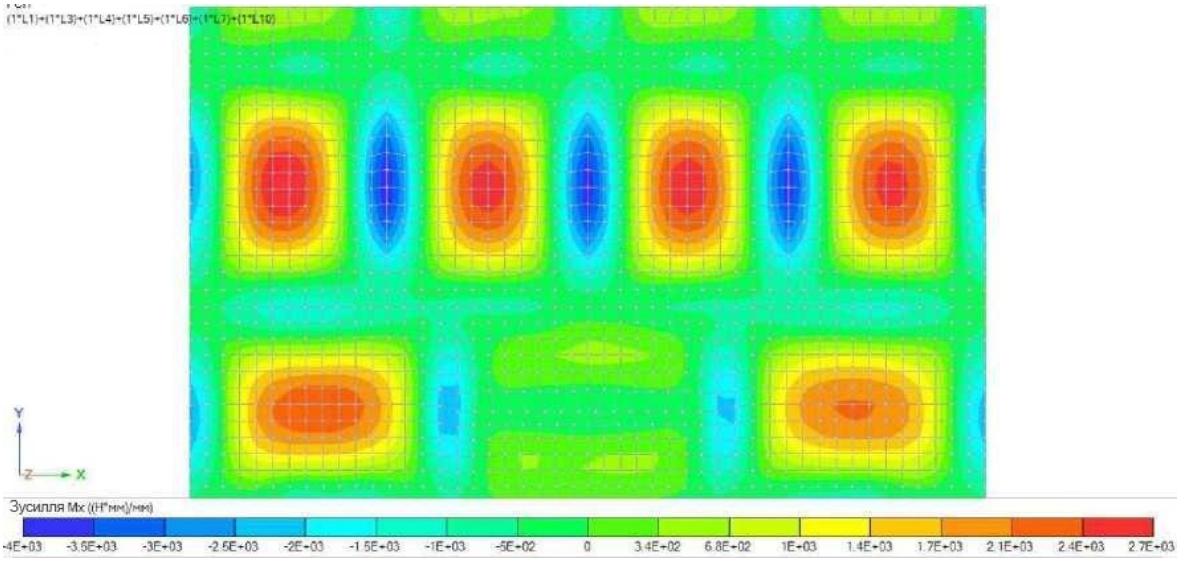


Рисунок 3.38 - Ізополя напружень M_x у плиті покриття

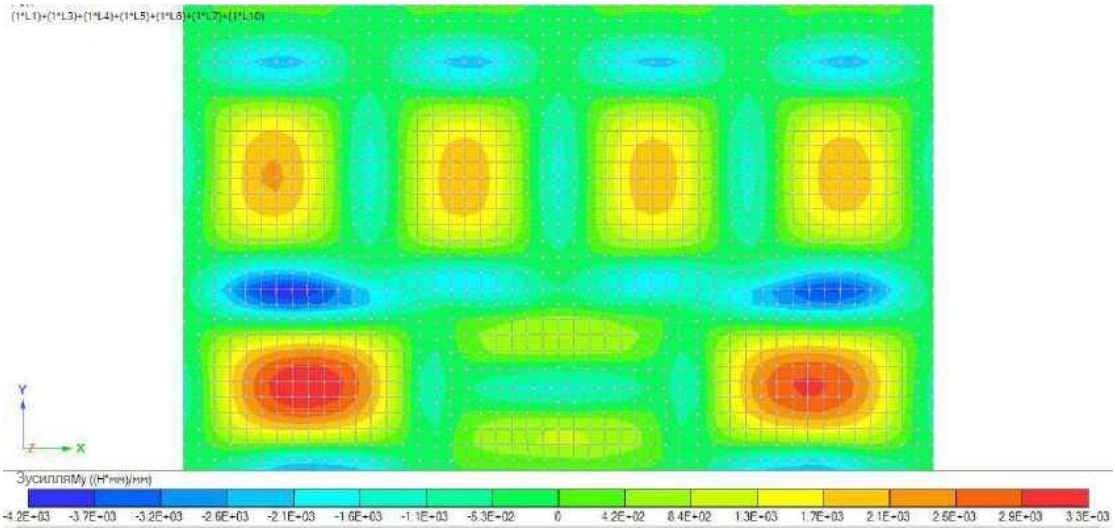


Рисунок 3.39 - Ізополя напружень M_y у плиті покриття

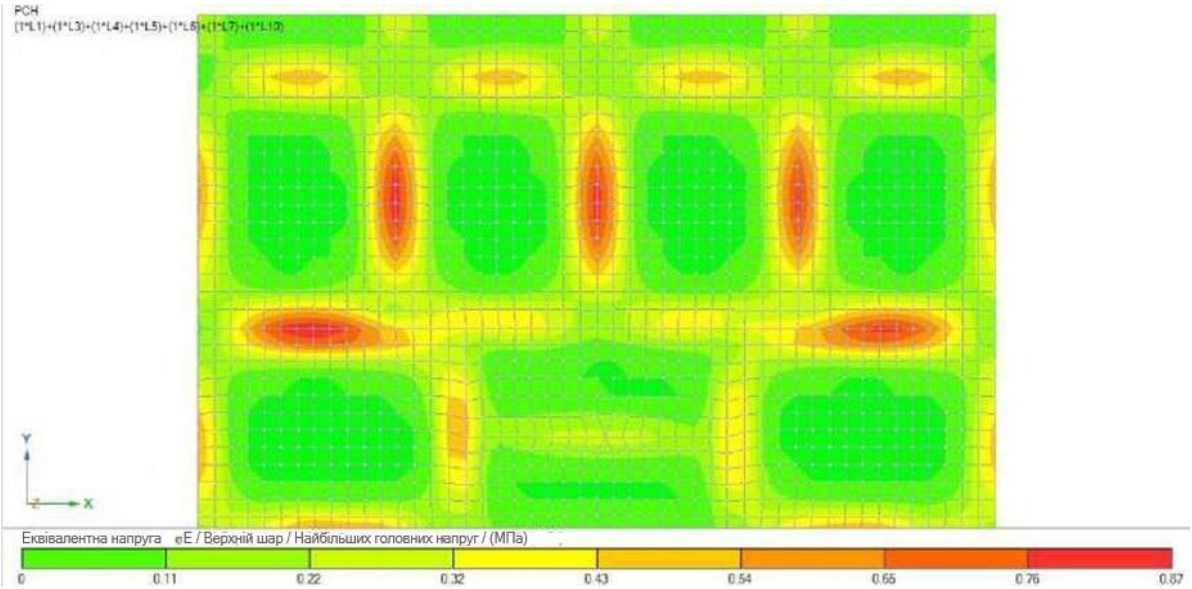


Рисунок 3.40 - Ізополя еквівалентних напружень σE у плиті покриття

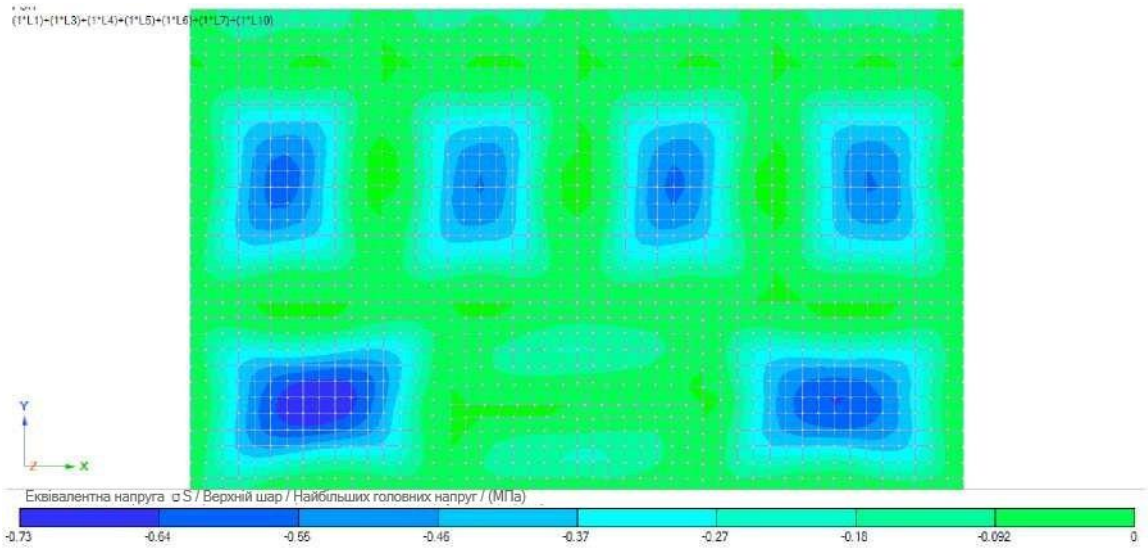


Рисунок 3.41 - Ізополя еквівалентних напружень σS у плиті покриття

Колірні схеми відображення зусиль у діафрагмах жорсткості показані на рисунках 3.42

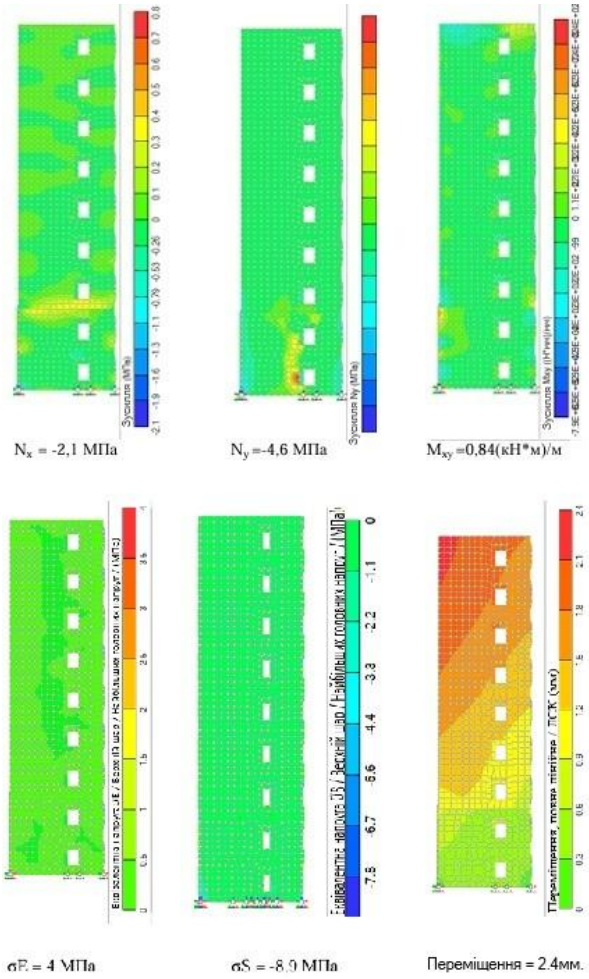


Рисунок 3.42 - Ізополя напруг і моментів у діафрагмі жорсткості при статичному розрахунку при комбінації завантажень С3

Ізополь напруг і моментів у діафрагмі жорсткості при статичному розрахунку при комбінації завантажень С3. З рисунка 3.42 видно, що найбільш напружена нижня частина діафрагми жорсткості, поздовжні зусилля в якій становлять: N_x = -2,1 МПа, N_y=-4,6 МПа. Найбільші моменти виникають у верхній частині діафрагми жорсткості та становлять M_{xy} = -0,84 (кН*м)/м. Еквівалентна напруга G_E та G_S становлять 4 МПа та -11 МПа відповідно, при нормативному значенні опору вигину 9,38 МПа та нормативному значенні міцності на стиск уздовж волокон 15 МПа. Результати порівняння отриманих напруг та зусилля від дії основної комбінації навантажень С3 представлені на рисунку 3.43

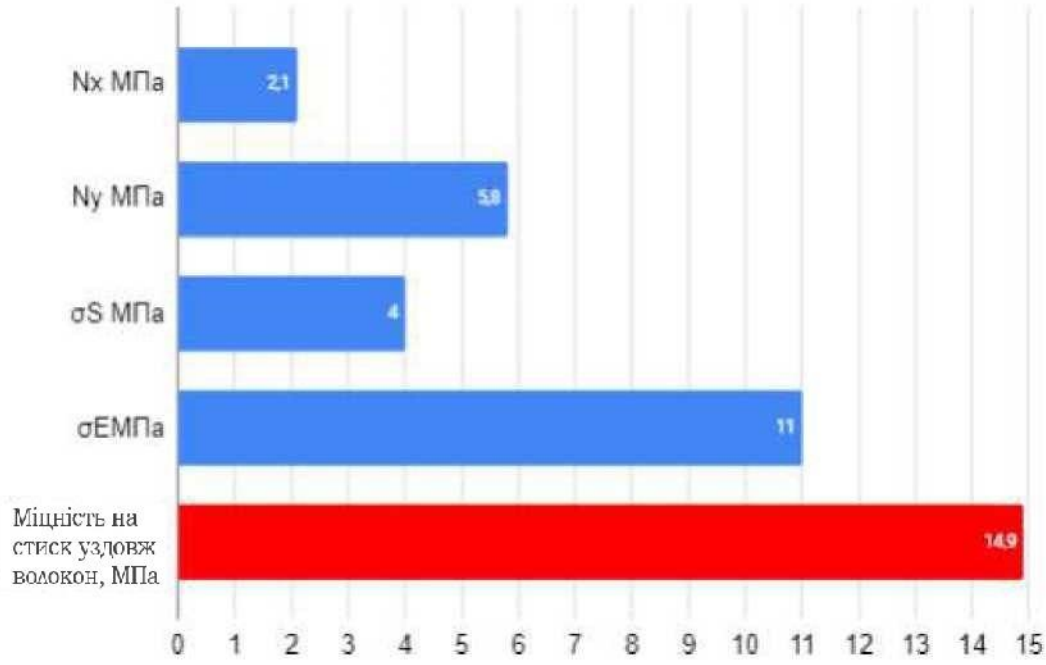


Рисунок 3.43 - Порівняння отриманих напруг із гранично допустимими значеннями

3.4. Розрахунок на дію акселерограм

Для цього розрахункова схема була навантажена тими ж навантаженнями, що і при розрахунку на сейсмічні впливи за нормами СП, і замість самого сейсмічного навантаження була прикладена акселерограма

землетрусу в Ель-Сентро 1940.

Даний розрахунок допоможе нам зрозуміти, які напруги можуть виникнути біля будівлі при реальному землетрусі і які напруги могли б виникнути у цієї будівлі з існуючими конструктивними елементами в умовах будівництва району м. Ель-Сентро.



Рисунок 3.44 - Радіальна складова акселерограми землетрусу Ель-Сентро

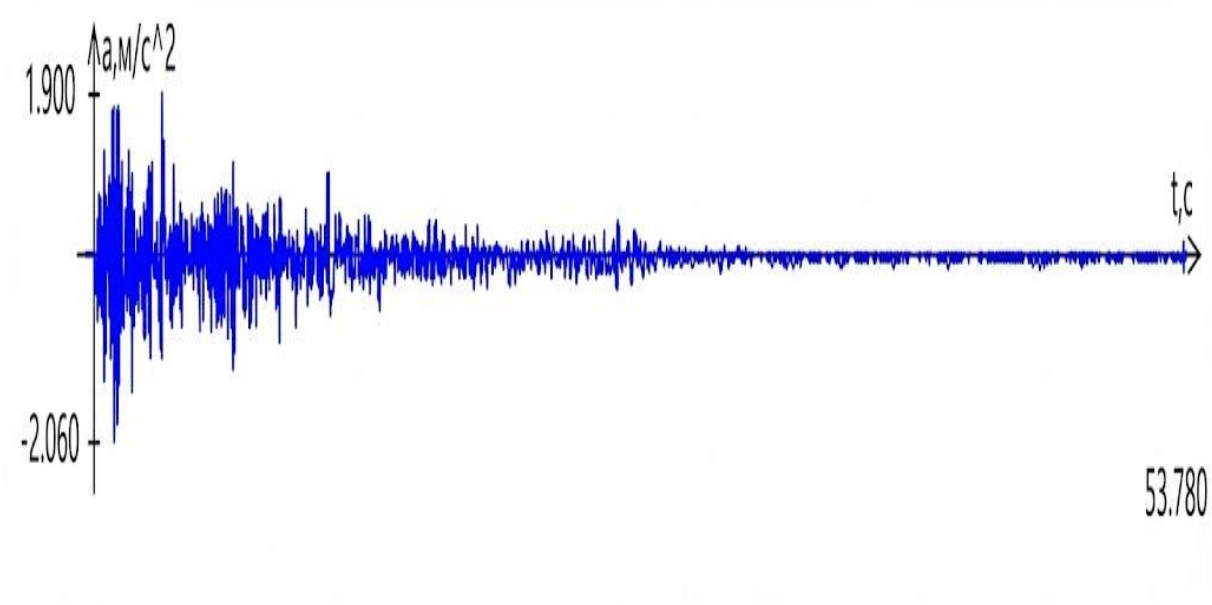


Рисунок 3.45 - Вертикальна складова акселерограми землетрусу Ель-Сентро

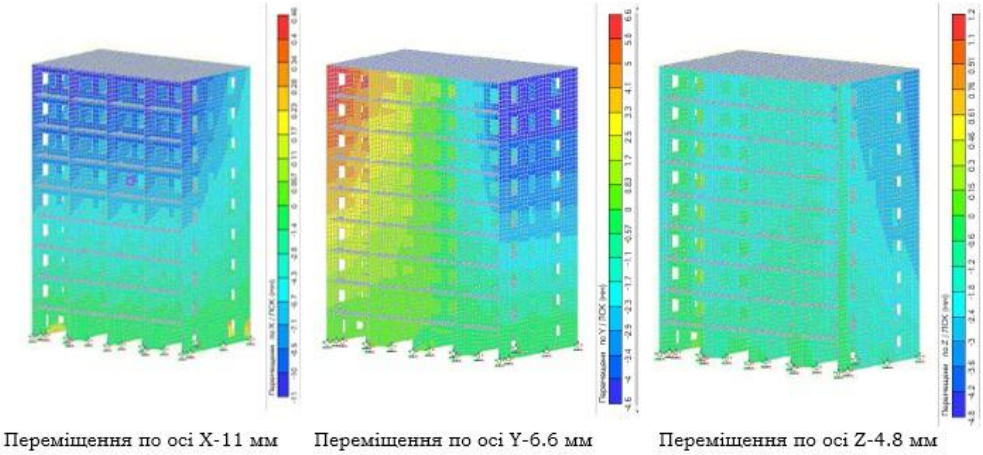


Рисунок 3.46 - Лінійні переміщення багатоповерхової будівлі при статичному розрахунку при комбінації завантажень С3

Як видно з рисунка 3.46, найбільші переміщення будівлі, як і в статичному розрахунку, виникають по осі X і становлять -11 мм.

Отримані переміщення не перевищують нормативного значення для цієї будівлі, що становить 59,4 мм.

Далі на рисунках 3.47-3.49 представлені колірні схеми відображення зусиль та напруги в елементах будівлі. Максимальні значення зусиль зведені до таблиці 3.9.

Таблиця 3.9 – Максимальні значення зусиль при розрахунку на сейсмічне навантаження

Параметри	Значення	Елемент схеми	Міцність на стиск уздовж волокон, МПа
N_x, МПа	-3,9	Стінові панелі 1-го поверху	14,9
N_y, МПа	-8,6	Стінові панелі 1-го поверху	
M_x, (кН*м)/м	-5,2	Панелі перекриття	
M_y, (кН*м)/м	-7,9	Панелі перекриття	
σS, МПа	5,7	Панелі перекриття	
σE, МПа	-12	Стінові панелі 1-го поверху	

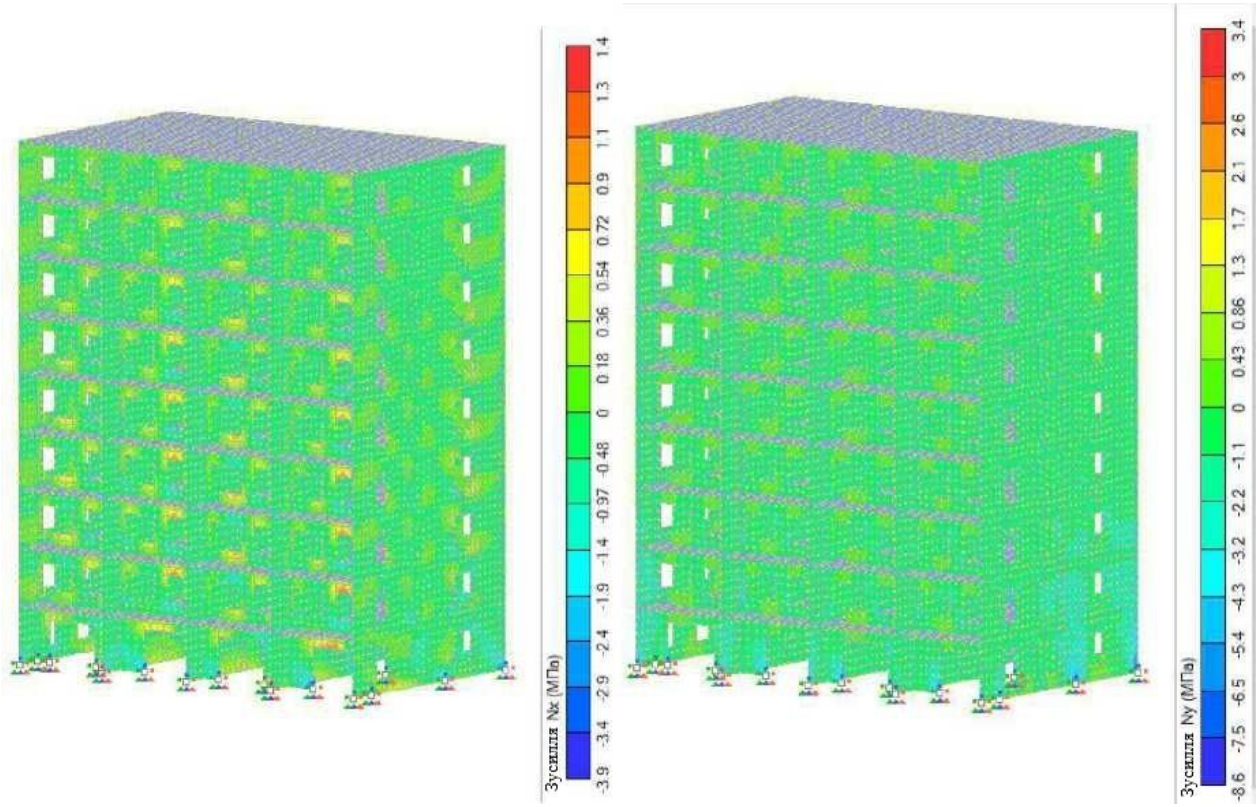


Рисунок 3.47 - Візуалізація зусиль N_{xy} при сейсмічному розрахунку при комбінації завантажень С3

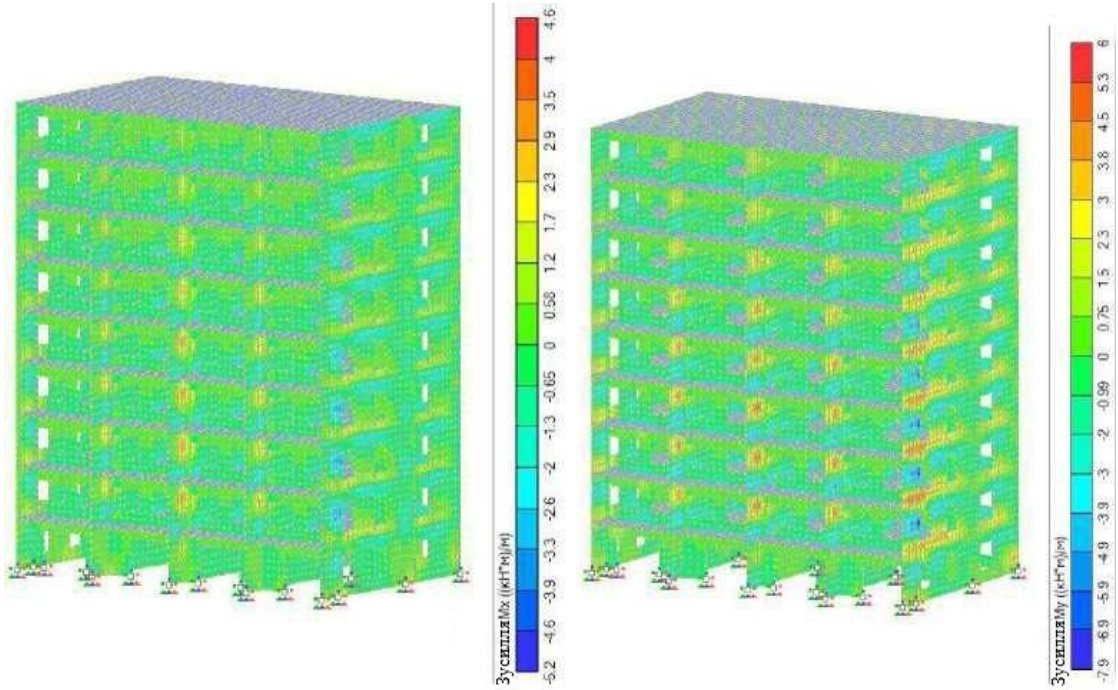


Рисунок 3.48 - Візуалізація зусиль M_x M_y при сейсмічному розрахунку при комбінації завантажень С3

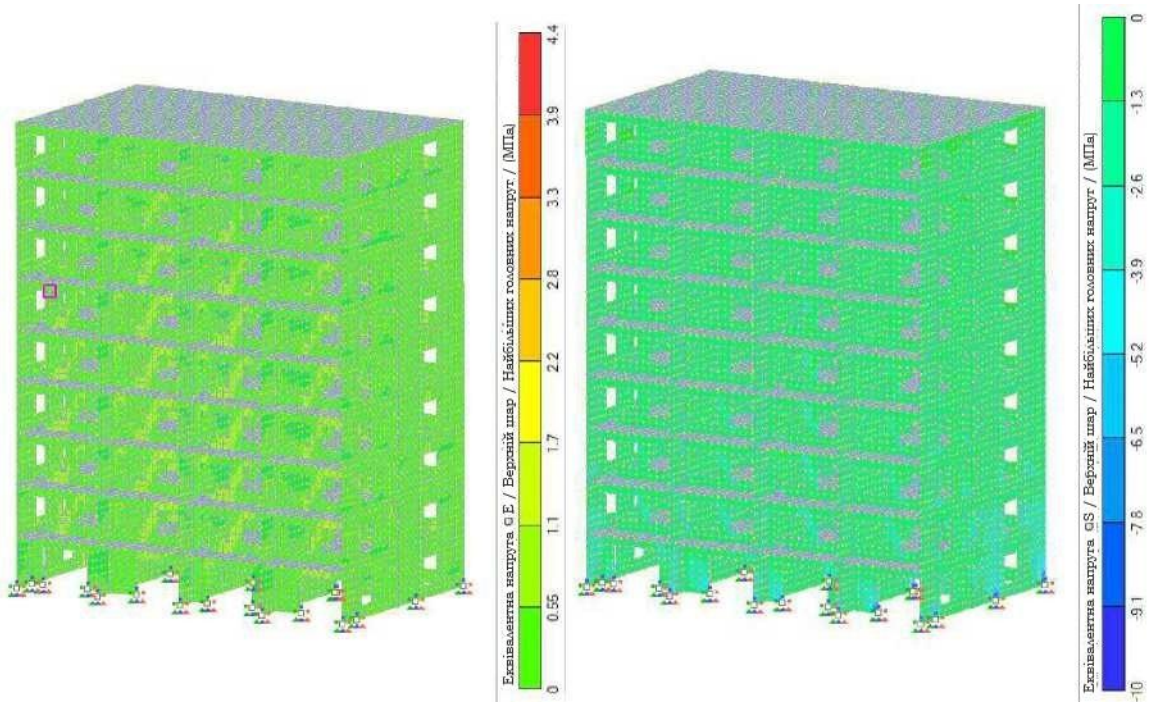


Рисунок 3.49 - Візуалізація еквівалентних напруг σS та σE при сейсмічному розрахунку при комбінації завантажень С3

Далі на рисунках 3.50–3.55 представлено колірні схеми відображення зусиль у CLT-панелях перекриття 1-го поверху, а максимальні значення зусиль у панелях перекриття 5-го поверху та плитах покриття зведено у таблицю 3.10.

Таблиця 3.10 — Максимальні значення зусиль у плитах перекриття

Параметри	Плита 1-го поверху	Плита 5-го поверху	Плита покриття	Опір згину, МПа
N_x,МПа	0,77	0,77	-0,12	9,5
N_y,МПа	0,41	0,42	-0,051	
M_x, (кН*м)/м	-5,8	-5,8	-4,1	
My, (кН*м)/м	-7,2	-7,2	-4,6	
σS, МПа	1,7	1,7	0,92	
σE, МПа	-1,3	-1,3	-0,84	

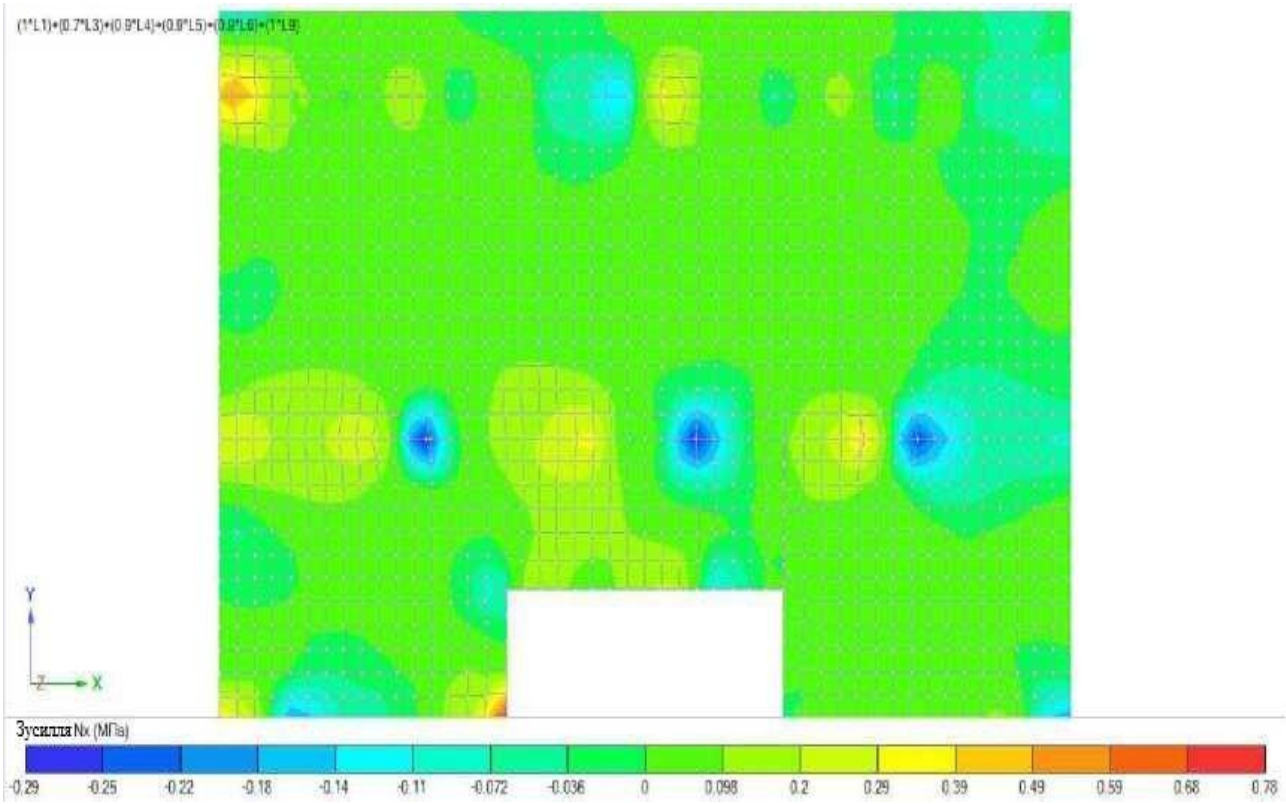


Рисунок 3.50 - Ізополя напружень N_x у плиті перекриття 1-го поверху

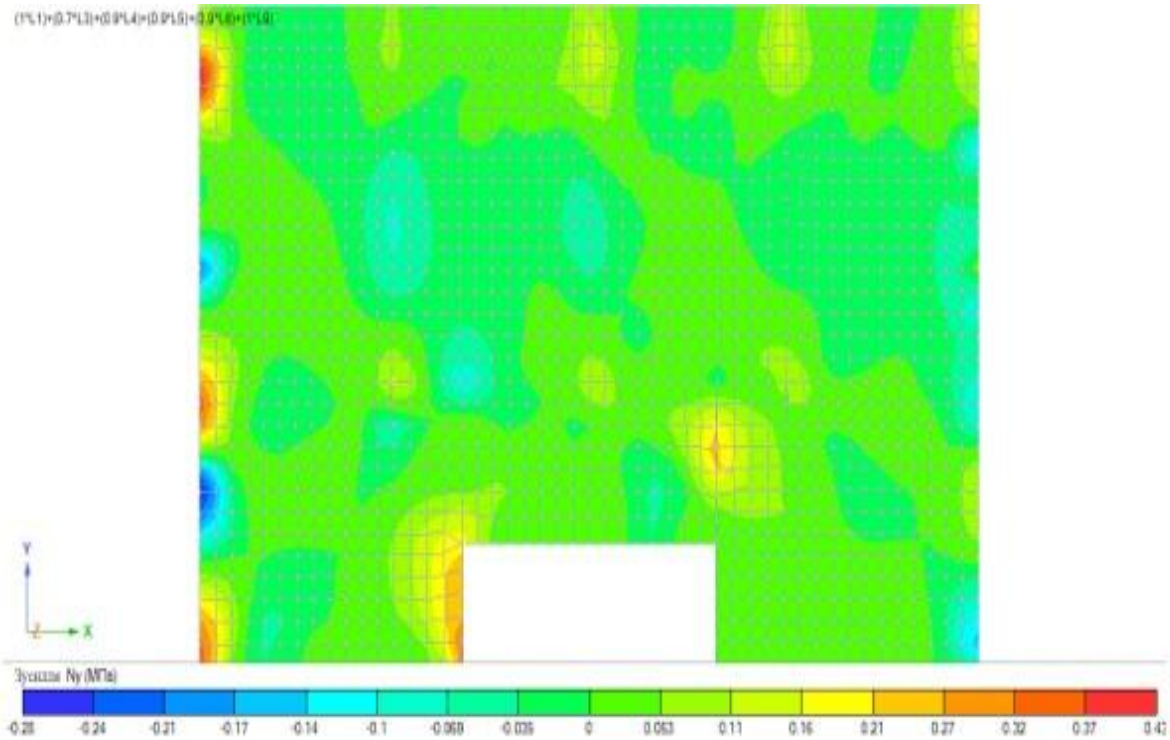


Рисунок 3.51 - Ізополя напружень N_y у плиті перекриття 1-го поверх

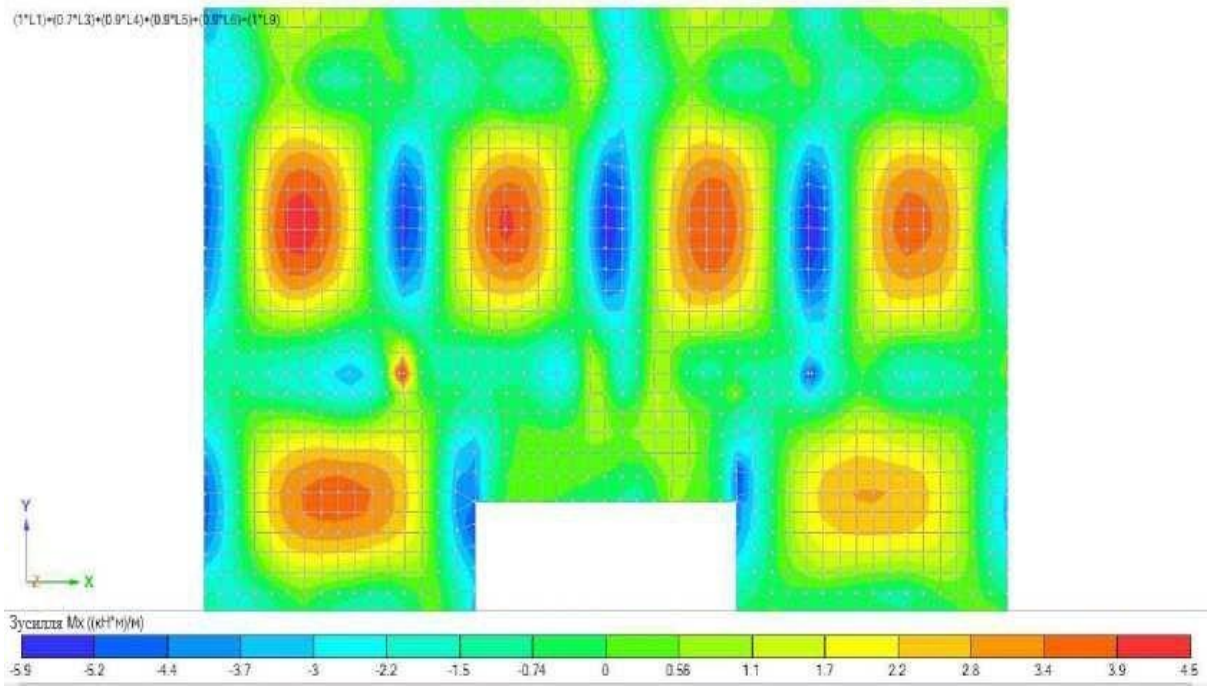


Рисунок 3.52 - Ізополя напружень M_x у плиті перекриття 1-го поверху

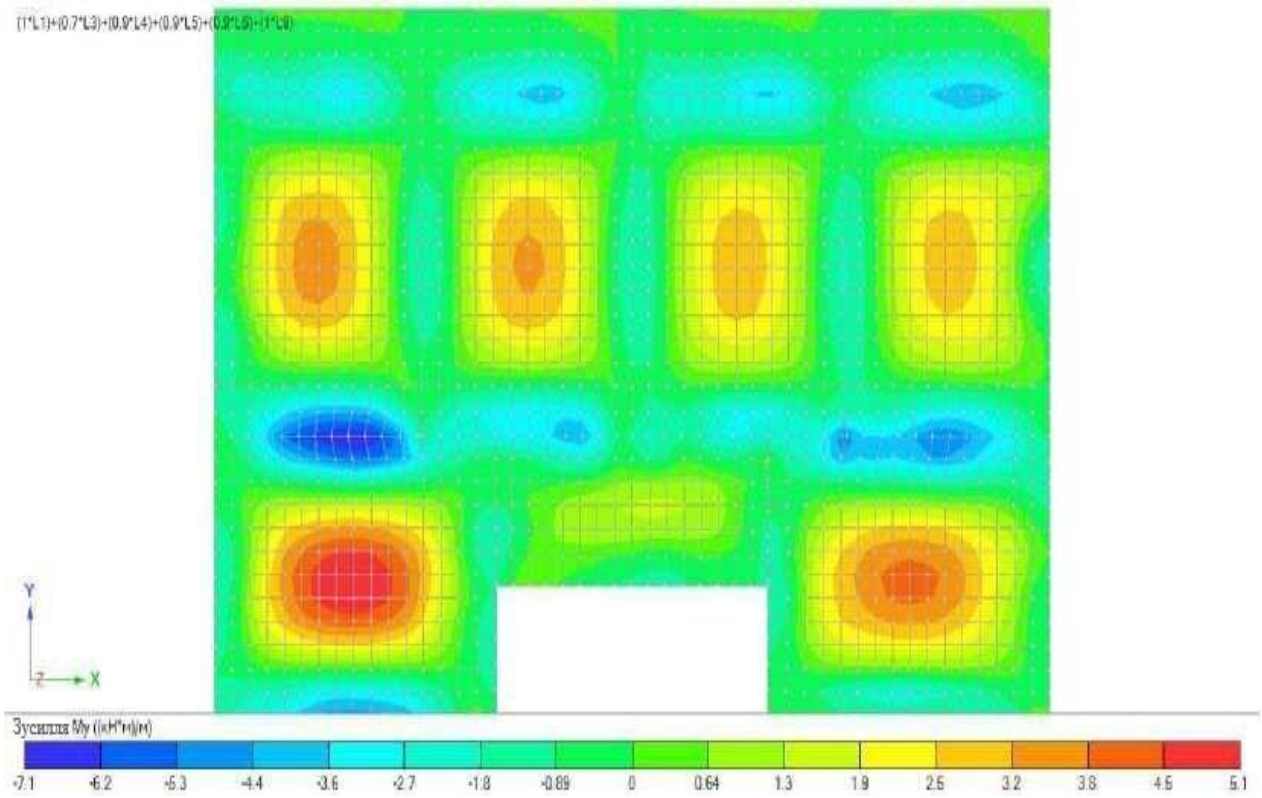


Рисунок 3.53 - Ізополя напружень M_y у плиті перекриття 1-го поверху

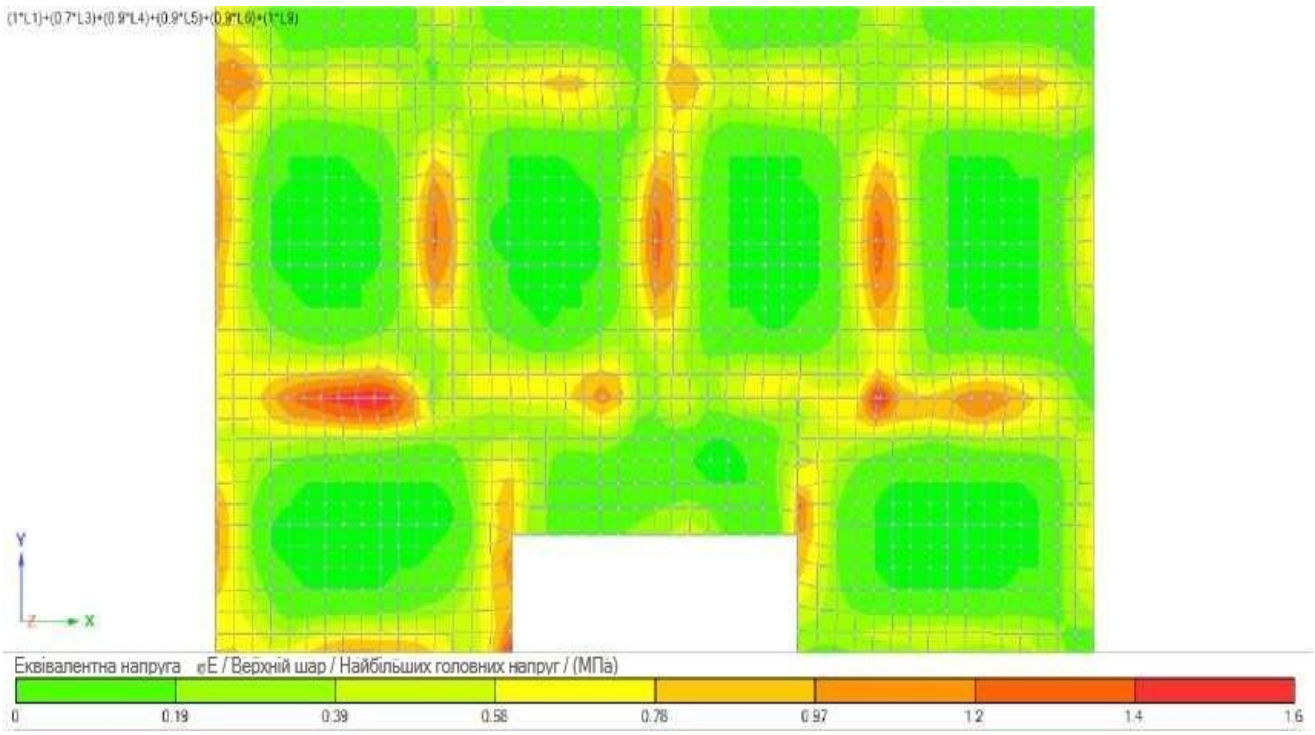


Рисунок 3.54 - Ізополя еквівалентних напружень σE у перекритті 1-го поверху

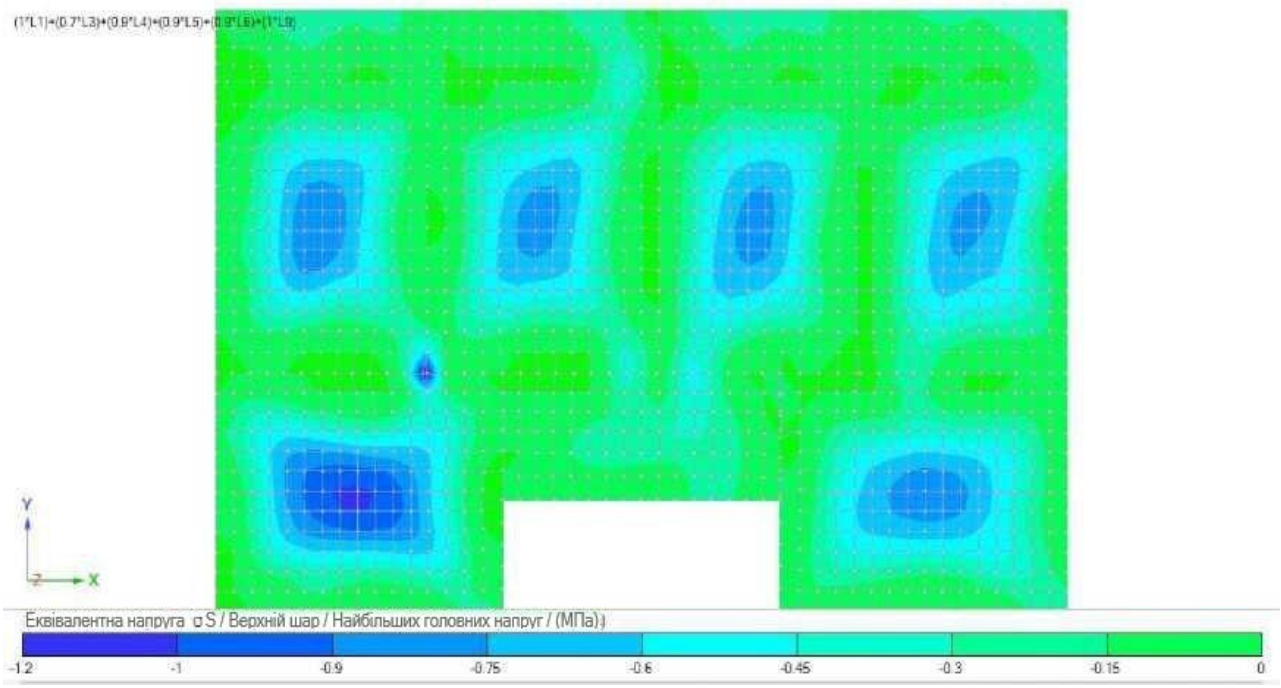
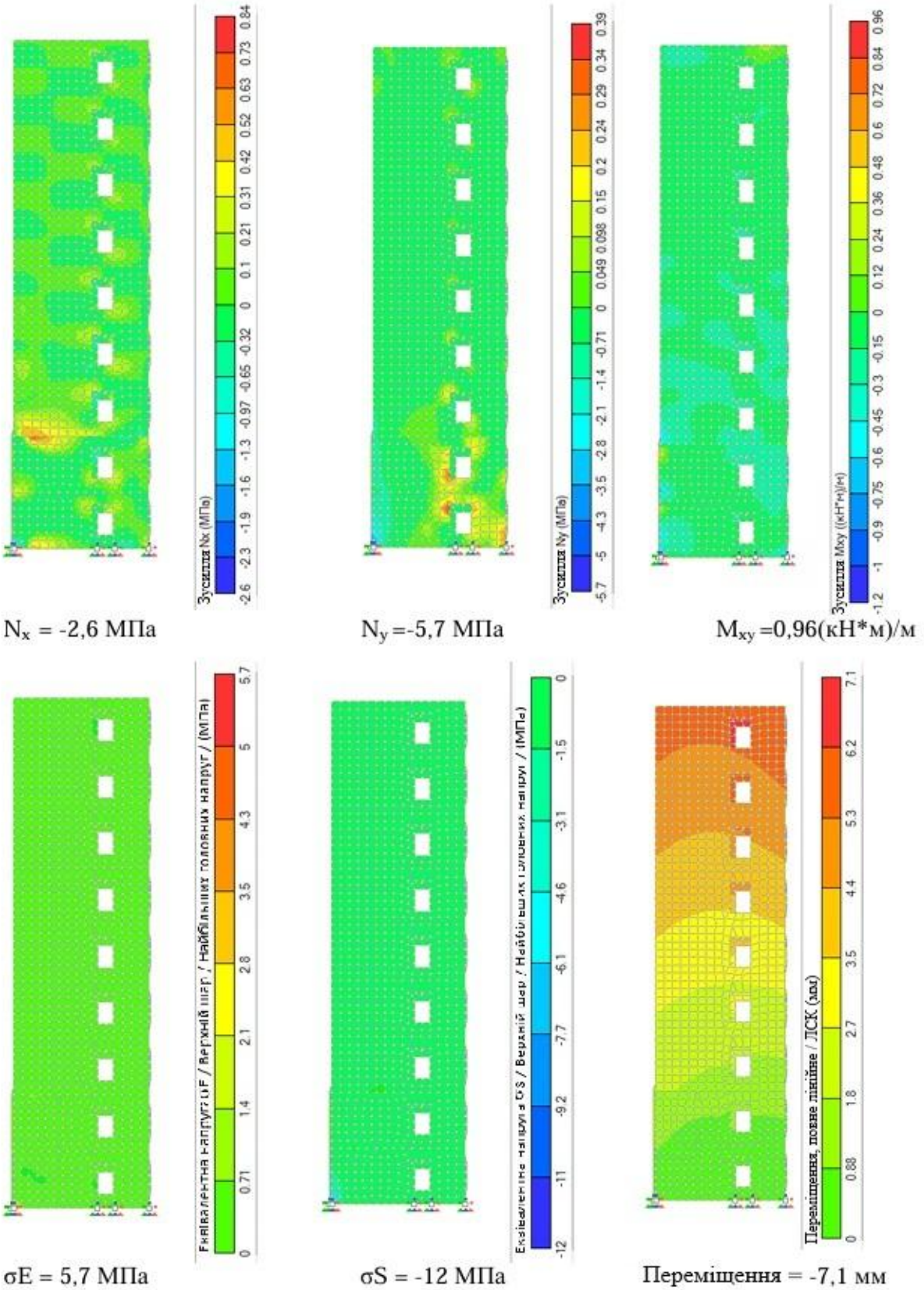


Рисунок 3.55 - Ізополя еквівалентних напружень σS у перекритті 1-го поверху



N_x = -2,6 МПа N_y =-5,7 МПа M_{xy} =0,96(кН*м)/м

σE = 5,7 МПа σS = -12 МПа Переміщення = -7,1 мм

Рисунок 3.56 — Ізополя напружень та моментів у діафрагмі жорсткості при статичному розрахунку для комбінації завантажень С3

З рисунка 3.56 видно, що найбільш напруженою є нижня частина діафрагми жорсткості, поздовжні зусилля в якій становлять: $N_x = -2{,}6$ МПа, $N_y = -5{,}7$ МПа. Найбільші моменти виникають у середній частині діафрагми жорсткості та становлять $M_{xy} = -1{,}2$ (кН*м)/м. Еквівалентні напруження σE та σS становлять 5,7 МПа та -12 МПа відповідно, при нормативному значенні опору згину 9,38 МПа і нормативному значенні міцності на стиск вздовж волокон 15 МПа.

Результати порівняння отриманих напружень і зусиль від дії основної комбінації навантажень С3 представлені на рисунку 3.57

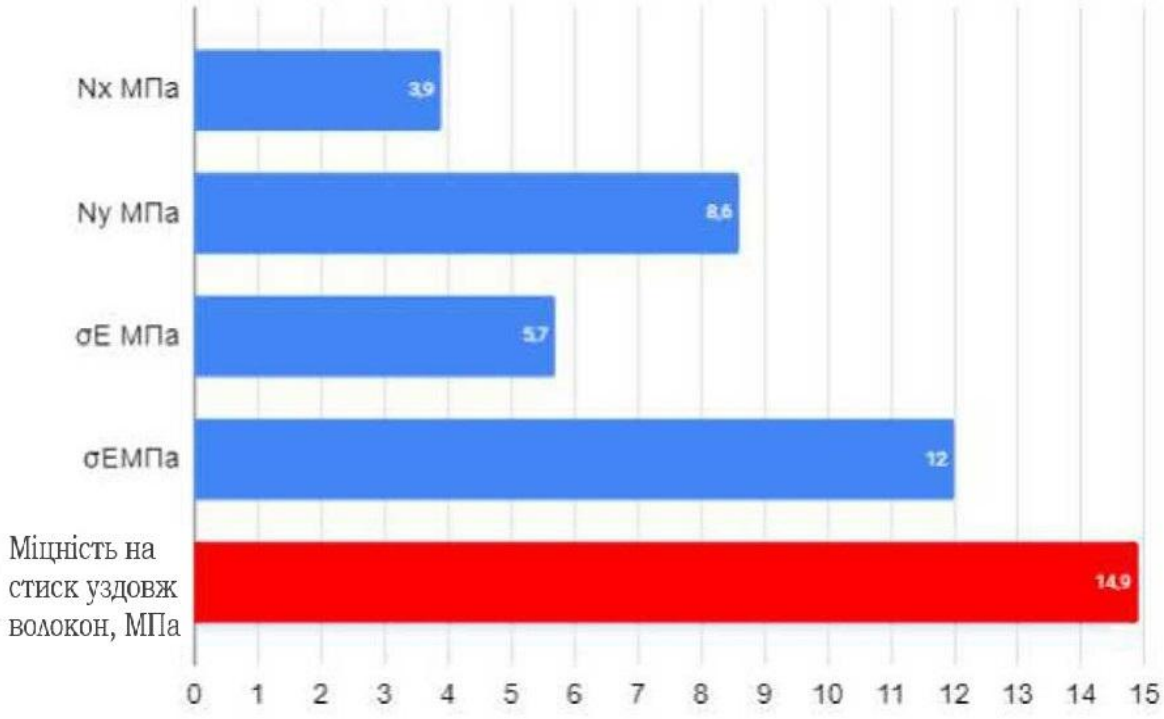


Рисунок 3.57 — Порівняння отриманих напружень із гранично допустимими значеннями

3.5 Висновки з третього розділу

1. Модальний аналіз 9-поверхової будівлі з CLT-панелей показав, що період основного тону коливань становить 0,58 с. Перша та друга форми власних коливань є згинальними, а третя — крутильною. Така поведінка

конструкції відповідає раціональним рішенням для багатоповерхових будівель, проте наявність кручення у нижчих формах вимагає віднесення будівлі до категорії складних згідно з ДБН В.1.1-12:2014 та виконання розрахунків на рівні максимального розрахункового землетрусу.

2. Будівля демонструє високу просторову жорсткість. Максимальні горизонтальні переміщення верху будівлі при найнесприятливішому впливі склали 11 мм, що значно менше гранично допустимого значення 59,4 мм (h/500). При розрахунку спектральним методом переміщення склали лише 4,1 мм, а при статичному — 3,5 мм, що підтверджує ефективність обраної конструктивної схеми для сприйняття горизонтальних навантажень.

3. Аналіз напружено-деформованого стану показав, що міцність несучих елементів забезпечена з достатнім запасом у всіх розрахункових ситуаціях. Найбільш напруженими зонами є нижні частини діафрагм жорсткості, де при дії реальної акселерограми виникають максимальні стискаючі напруження $\sigma S = -12$ МПа та еквівалентні напруження $\sigma E = 5,7$ МПа. Ці значення не перевищують нормативних опорів деревини на стиск (15 МПа) та згин (9,38 МПа), що гарантує сейсмостійкість будівлі при заданих параметрах.

ОСНОВНІ ВИСНОВКИ

1. У ході дослідження доведено, що коректний розрахунок конструкцій із перехресно-клеєної деревини (CLT) вимагає використання ортотропних моделей матеріалу, які враховують різницю фізико-механічних властивостей деревини вздовж і впоперек волокон. Порівняльний аналіз показав, що спрощені ізотропні моделі які реалізовані у базових версіях ПК ЛІРА-САПР можуть давати похибку в переміщеннях до 40% та завищувати напруження на 18% порівняно з точнішими ортотропними моделями в ПК Ansys.

2. Застосування методів топологічної оптимізації дозволило розробити вдосконалену конструкцію ребристої панелі перекриття. Запропонований варіант із кроком ребер 960 мм та заповненням пустот утеплювачем дозволяє знизити витрату клеєної деревини на 50% порівняно із суцільною панеллю, при цьому зберігаючи прогини та напруження в межах допустимих норм.

3. Висока жорсткість та сейсмостійкість будівлі. Результати динамічного аналізу 9-поверхової житлової будівлі підтвердили високу ефективність конструктивної схеми з несучими стінами CLT. Будівля характеризується значною просторовою жорсткістю: навіть при розрахунку на дію реальної акселерограми землетрусу Ель-Центро максимальні горизонтальні переміщення склали 11 мм, що у 5 разів менше за гранично допустиме значення 59,4 мм.

4. Аналіз напружено-деформованого стану показав, що у всіх розрахункових ситуаціях міцність несучих елементів забезпечена. Максимальні еквівалентні напруження в найбільш навантажених зонах становлять 5,7 МПа, що значно нижче розрахункового опору деревини на стиск 15 МПа та згин 9,38 МПа, гарантуючи безпечну експлуатацію будівлі в сейсмічних районах.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Про схвалення Державної стратегії управління лісами України до 2035 року : Розпорядження Кабінету Міністрів України від 29 груд. 2021 р. № 1777-р. URL: https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/1777-2021-%D1%80 (дата звернення: 10.10.2025).

2. Лісовий комплекс України: проблеми та перспективи розвитку : монографія / за ред. О. І. Дрея, А. М. Бобка. Київ : Компринт, 2020. 185 с.

3. Торкатюк В. І., Вороніна О. В. Перспективи розвитку дерев'яного домобудування в Україні. *Комунальне господарство міст*. 2018. № 7. С. 25–32.

4. Бабич Є. М., Гомон С. С. Конструкції з клеєної деревини : навч. посіб. Рівне : НУВГП, 2010. 363 с.

5. Цапко Ю. В. Вогнезахист деревини та деревинних матеріалів : монографія. Київ : Ліра-К, 2017. 240 с.

6. Піндус В. В., Гомон С. С. Дослідження міцності та деформативності CLT панелей при згині. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. 2020. Вип. 38. С. 312–319.

7. Бойко А. В. Аналіз ефективності використання CLT-технологій у багатоповерховому будівництві. *Містобудування та територіальне планування*. 2019. № 69. С. 45–51.

8. Огляд ринку дерев'яного домобудування України: аналітичний звіт / Офіс з просування експорту України. Київ, 2021. URL: https://epo.org.ua (дата звернення: 15.10.2025).

9. R2K Architectes: Groupe Scolaire Pasteur. *Floornature*. URL: https://www.floornature.com/r2k-architectes-groupe-scolaire-pasteur-limeil-brevannes-12480/ (дата звернення: 20.09.2025).

10. Гомон С. С., Гомон П. С., Савчук Я. О. Робота з'єднань CLT панелей на металевих кріпленнях. *Сучасні технології та методи розрахунку в будівництві*. 2021. Вип. 15. С. 55–62.

11. Brock Commons Tallwood House. *Naturally Wood*. URL: https://www.naturallywood.com/project/brock-commons-tallwood-house/ (date of access: 10.12.2023).

12. Mjøstårnet: The world's tallest timber building. *Moelven*. URL: https://www.moelven.com/mjostarnet/ (дата звернення: 05.10.2025).

13. Council on Tall Buildings and Urban Habitat (CTBUH). URL: https://www.ctbuh.org/ (дата звернення: 05.10.2025).

14. Гупало О. П., Тушницький О. П. Хімія деревини : підручник. 2-ге вид., випр. і допов. Київ : Знання, 2008. 276 с.

15. Sandhaas C. Mechanical Behaviour of Timber Joints with Slotted-In Steel Plates. Karlsruhe : KIT Scientific Publishing, 2012. 190 p.

16. Van de Kuilen J., Leijten A. Schuifsterkte bepaling van zeven houtsoorten voor de toepassing in verkeersbruggen. Delft : TU Delft, 2001.

17. Grosse M. Zur numerischen Simulation des physikalisch nichtlinearen Kurzzeittragverhaltens von Nadelholz am Beispiel von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen : PhD Thesis. Weimar : Bauhaus-Universität, 2005.

18. Denzler J., Glos P. Determination of shear strength values according to EN 408. *Materials and Structures*. 2007. No. 40. P. 79–86.

19. Войцеховський О. В. Неруйнівні методи контролю якості деревини в будівельних конструкціях. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*. 2015. Вип. 58. С. 89–94.

20. Marjanović M., Markovič N., Damnjanović E. Three-dimensional stress analysis and design of cross-laminated timber panels using full-layer theory based FEM. *Thin-Walled Structures*. 2020. Vol. 157. Article 107137.

21. Canadian CLT Handbook / ed. by E. Karacabeyli, S. Gagnon. 2019 Edition. Pointe-Claire : FPInnovations, 2019.

22. Shahnewaz M., Alam M. S., Tannert T., Popovski M. Experimental and finite element analysis of cross-laminated timber (CLT) panels. *Advances in Civil Infrastructure and Construction Materials*. Dhaka, 2015.

23. Serrano E., Enquist B. Compression strength perpendicular to grain in

cross-laminated timber (CLT). *World Conference on Timber Engineering (WCTE)*. Riva del Garda, 2010.

24. Bogensperger T., Jöbstl R., Augustin M. Introduction of concentrated loads into CLT elements perpendicular to the plane: experimental and numerical investigations. *World Conference on Timber Engineering (WCTE)*. Vienna, 2016.

25. Saavedra Flores E., Saavedra K., Hinojosa J. Multi-scale modeling of rolling shear failure in cross-laminated timber structures by homogenisation and cohesive zone models. *International Journal of Solids and Structures*. 2016. Vol. 81. P. 219–232.

26. Sandhaas C., van de Kuilen J., Blass H. J. A 3D constitutive model for wood using continuum damage mechanics concepts. *European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering*. Vienna, 2012. P. 1451–1466.

27. ABAQUS Analysis User's Manual. Version 6.14. Dassault Systèmes Simulia Corp., 2014.

28. Ясній П.В., Гомон С.С., Дмитрук В.П. Міцність та деформівність деревини модрини з різним показником вологості за жорсткого режиму випробувань. SCIENCE, SOCIETY, EDUCATION: TOPICAL ISSUES AND DEVELOPMENT PROSPECTS. Abstracts of VI International Scientific and Practical Conference, Kharkiv, 10-12 May 2020. P. 319–322.

29. Moretti E. CLT Building Design and Analysis with RFEM : Master's Thesis. Bologna : University of Bologna, 2018.

30. ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво у сейсмічних районах України. Київ : Мінрегіон України, 2014. 110 с.

31. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. Київ : Мінбуд України, 2006. 79 с. (Зі змінами).

32. ДСТУ EN 16351:202X (EN 16351:2021, IDT). Дерев'яні конструкції. Поперечно-клеєна деревина. Вимоги (Проект).

33. Гомон С., Гомон П., Караван В. Експериментальні дослідження хвойних та листяних порід деревини одноразовим короткочасним

навантаженням на стиск уздовж волокон за жорсткого режиму випробувань. Вісник Львівського національного аграрного університету. Архітектура та сільськогосподарське будівництво. Львів: ЛНАУ, 2020. №21. С. 34–40.

34. Гомон С.Ст., Гомон С.С., Сасовський Т.А. Прогнозування залишкового часу працездатності конструкцій з деревини за повторних навантажень. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Рівне: НУВГП, 2015. Вип. 31. С. 417–421.

35. Gomon S.S., Pilipaka L.M. Universal method for determining the modules of deformation of solid wood and composite materials based on it. Вісник Національного університету водного господарства та природокористування. Серія «Технічні науки». Рівне: НУВГП, 2020. Випуск 2(90). С. 168–178.

36. Гомон С.Ст., Гомон С.С. Особливості роботи будівельних конструкцій з деревини при дії повторних навантажень за критерієм деформаційного руйнування. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Рівне: НУВГП, 2014. Вип. 28. С. 152–157.

37. Бехта П.А. Технологія деревинних композиційних матеріалів: підручник. Київ: Основа, 2003. 336 с.

38. Бехта П.А., Салабай Р.Г. Класифікація деревинних композиційних матеріалів. Наукові праці Лісівничої академії наук України. Львів: РВВ НЛТУ України, 2002. Вип. 1. С. 114-117.

39. Бехта П.А., Німц П. Вплив високої температури на фізико-механічні властивості деревини ялини. Наукові праці Лісівничої академії наук України. Львів: РВВ НЛТУ України, 2003. Вип. 2. С. 117-122.

40. Михайловський Д. В., Коваленко М.С., Матющенко Д.М. Аналіз техніко-технологічних властивостей клеєної деревини як перспективногоматеріалу для будівельних конструкцій. Чернігівський науковий часопис. Серія 2, Техніка і природа: Чернігів, 2011. №2. С. 122–127.

41. Павлюк А.П., Гомон С.Ст. Методика дослідження балок з цільної та клеєної деревини в умовах косого згину. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Рівне: НУВГП, 2016. Вип. 32. С. 231–236.

42. Павлюк А.П. Напружено-деформований стан елементів з клеєної деревини в умовах косого згину: дис. … канд. техн. наук: 05.23.01. Рівне, 2018. 238 с.

43. Поберейко Б.П., Флуд Л.О. Анізотропія та асиметрія міцності деревини. Науковий вісник НЛТУ України. Львів, 2014. Вип. 24.6. С. 110–114.

44. Рудяк Ю.А, Підгурський М.М. Оптичні експериментально-розрахункові методи визначення НДС та граничного стану багатошарових структур з концентраторам. Вісник Тернопільського національного технічного університету. Тернопіль: ТНТУ, 2014. №1. С. 11–21.

45. Сасовський Т.А. Напружено-деформований стан балок із клеєної деревини за дії малоциклових навантажень: дис. … канд. техн. наук: 05.23.01. Рівне, 2018. 200 с.

46. Стоянов В.В., Давиденко О.И. Підвищення міцності й деформативності дерев'яних балок. Сучасне промислове та цивільне будівництво. Донецьк, 2009. Том 5. №1. С. 23–27.

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

48. Kajstaden Tall Timber Building / C.F. Møller Architects [Електронний ресурс] // ArchDaily. – 2020. – URL: https://www.archdaily.com/933091/kajstaden-tall-timber-building-cf-moller-architects (дата звернення: 26.10.2025).

49. Гребенюк І.В., Корольов В.В. Сучасний стан проектування багатоповерхових будівель із деревини – тези доповіді на XVIII університетської науково-практичної конференції студентів, аспірантів, докторантів і молодих вчених «МОЛОДА НАУКА-2025». Запорізький національний університет. Запоріжжя: ЗНУ, 2025. Т.5. С. 25–27.